

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
de Master en Génie Civil
Spécialité : Ingénierie des Structures

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT EN (R+8) DE FORME IRREGULIERE
A Tlemcen**

Présenté par :

**NEHARI Abderrahim
NADJI Khaled**

Devant le Jury composé de :

**Mr BEZZAR .A
M^{me} AYAD .F
Mr TALEB .O
Mr GHENANI .B**

**Président
Examinatrice
Examineur
Encadreur**

REMERCIEMENTS

Au premier lieu elhamdulillah,

Et tout d'abord, nous tenons à remercier nos chers parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce travail et en particulier notre encadreur **Mr GHENANI B** pour leurs aides et leurs orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux au celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidés de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

∞ DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- ∞ *A ma mère.*
- ∞ *A toutes ma famille, mes frères et ma femme et mon fils
Abderrahmen.*
- ∞ *A tous mes amis sans exception.*
- ∞ *A toute les promotions 2006 et 2017.*

ABDERRAHIM

∞ DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- ∞ *A mes chers parents.*
- ∞ *A toutes ma famille.*
- ∞ *A tous mes amis sans exception et surtout Mr Belhessaine djawed.*
- ∞ *A toute les promotions 2007 et 2017.*

KHALED

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre 01: Présentation de projet

1- Présentation de l'ouvrage :	1
1-1 Caractéristiques géométriques :	1
1-2 Ossature et système constructif adopté :	1
1-2-1 Ossature :	1
1-2-2 Planchers :	1
1-2-3 Escaliers :	1
1-2-4 Maçonnerie :	1
1-2-5 Revêtement :	1
1-2-6 Isolation :	2
1-3 Caractéristiques géotechniques du sol :	2

Chapitre 02: descente de charge

2- Caractéristique mécanique des matériaux :	2
2-1 Le béton :	2
2-1-1 Résistance mécanique :	2
2-1-2 Déformation et contrainte de calcul :	3
2-1-3 Contrainte admissible de cisaillement :	4
2-1-4 Module de déformation longitudinal du béton :	5
2-1-5 Module de déformation transversale :	5
2-2 Les aciers :	5
2-2-1 Diagramme déformation contrainte de calcul :	6
2-2-2 Contrainte limite de traction des armatures :	6
2-3-1 : Introduction :	9
2-3-2 : Pré dimensionnement des poteaux :	9
2-3-3 : Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):	11
2-3-4 : Vérification du poteau au flambement :	11
2-4-1 : Pré dimensionnement des poutres :	12
2-4-1-1-Définition:	12
2-4-1- 2 : Pré dimensionnement :	13

2-5 : Récapitulation de pré dimensionnement :	13
2-5-1 :Pré dimensionnement des voiles :	14

Chapitre 03:Etude des éléments secondaire

3-1 : Introduction :	15
3-2 : Étude du Plancher à corps creux :	15
3-2-1 : Vérification des conditions :	15
3-2-2 Le type de poutrelle :	15
3-2-3 :Les charges des poutrelles :	16
3-2-4 : Détermination des efforts internes :	16
3-2-5 : Méthodes des trois moments :	17
3.2.6. Ferrailage des poutrelles (flexion simple)	26
3-3 : Etude d'escalier	31
3-3-1 : Pré dimensionnement.....	31
3-3-2 : Descente des charges.....	32
3-3-3 : Les type d'escaliers:	34
3-3-4 :Détermination des sollicitations internes.....	34
3-3-4-1 :calcul a l'ELU :Type 1	34
3-3-4-2 : calcul a l'ELS :	35
3-3-5:Détermination du ferrailage	36
3-3-6 :ETUDE POUTRE PALIERE :	39
3-4 :Calcul de l'acrotère.....	46
3-4-1 : Introduction	46
3-4-2-Dimension :	46
3-5-3 :Calcul des sollicitations :	46
3-5-3-1 : poids propre :	46
3-5-3-2 : Surcharge :	46
3-5-4 : Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:.....	46
3-5-5 :Calcul du ferrailage E. L. U. R :	47
3-5-6 :section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:	47
3-5 : Étude de la dalle pleine	50
3.5.1. Introduction :	50
3-5-2 : Evaluation des charges :	50
3-5-3 :Les charges d'étage courant	51
3-5-4 : Les combinaisons d'action	51

3-5-5 :Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants	51
3-5-6 :Détermination du ferrailage	53
Erreur ! Signet non défini.	
3-6 : L'ascenseur:.....	57
3-6-1 : Introduction:	57
3-6-2 : Etude de l'ascenseur:	57
3-6-3 : Vérification au poinçonnement :	59
3.6.4 : Calcul du ferrailage de la dalle:	61
3-6-5 : Vérifications à L'E.L.S :	63

Chapitre 04:Etude dynamique

4. ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :	67
4-1- Introduction:	67
4-2- Choix de la méthode de calcul :	67
4-3- Méthode d'analyse modale spectrale:	67
4-3-1- Principe:	67
4-3-2- Domaine d'application :	67
4-3-3- Choix du type de contreventement.....	67
4-3-4- Détermination des paramètres du spectre de réponse:	68
4-4-Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent:.....	74
4-5-Résultante des forces sismiques de calcul.....	75

Chapitre 05:Etude des élément structuraux

5-1 : Introduction	76
5-2 : Les poteaux	76
5-2-1 : Combinaisons spécifiques de calcul.....	76
5-2-2 : Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :.....	76
5-2-3 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	77
5-2-4 : Calcul du ferrailage longitudinal	77
5-2-5 : Calcul du ferrailage transversale :(RPA2003).....	79
5-2-6 : Dessin de ferrailage de poteau de RDC :.....	80
5-3 : Ferrailage des poutres.....	80
5-3-1 :Introduction	80
5-3-2 : Recommandation du RPA99:	80
5-3-3 :Exemple d'étude de la poutre principale (30*45)	81
5.3.4. Exemple d'étude de la poutre secondaire	85

5-4 :Etude des voiles:	88
5-4-1 :Introduction :	88
5-4-2 : Conception :	88
5-4-3 : Calcul des voiles :	88
5-4-4 :Vérification des contraintes tangentielles	89
5-4-5 :Détermination des sollicitations	89
5-4-6 :Calcul des armatures des voiles :	89

Chapitre 06:Etude de l'infrastructure

6 LES FONDATIONS :	91
6-1 : Introduction :	91
6-2 : Stabilité des fondations :	91
6-3 : Choix du type de fondation :	91
6-4 :. Les différentes sollicitations :	93
6-5 :Calcul de ferrailage de la dalle :	93
6-6 : Calcul de Ferrailage de la nervure:	96
6-7 : ETUDE DE LA LONGRINE :	97
6-7-1 : Introduction :	97
6-7- 2: Calcul du ferrailage :	98

Chapitre 06:Management du projet

7.1 Introduction :	100
7.2 Définitions :	100
7.2.1 Managment de projet :	100
7.2.2 C'est quoi un projet :	100
7.2.3 Caractéristique d'un projet :	100
7.2.4 Facteur principal d'un projet :	100
7.2.5 Cycle de vie de projet :	101
7.2.6 Objectif a atteindre :	102
7.3 Projet (aplication) :	102
7.3.1 LeWorks Breakdown Structure [WBS] :	102
7.3.2 Description de l'OBS (Organisation Breakdown Structure du projet) :	104
7.3.2.1 Les ressources :	104
7.3.3 Strategie adopté dans l'établissement de l'ordonnancement des travaux :	108
7.3.4 Devis quantitatifs et estimatifs :	110

7.4 Soumission :	116
7.5 Lacourbe BCWS :	116
7.6 Interpretation de lacourbe :	118
7.7 conclusion :	118
Conclusion générale :	119
Conclusion générale :	120

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.1.1 : <i>caractéristiques géométriques</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau2-1 : récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres ..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau2-2: dimensions des voiles	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 3-1:Charges supporté par Les poutrelles	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 3-2:différents sollicitation pour l' ELU	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 3-3différents sollicitation pour l' ELS	22
Tableau 3-4 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles	29
Tableau3.5 Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse	32
Tableau3-6: Evaluation des charges et des surcharges pour le palier	33
Tableau3-7:combinaison d'action	33
Tableau 3-8: les sollicitations internes pour les trois types d'escaliers	Erreur ! Signet non défini.
Tableau3-9 : récapitulatif du Ferrailage des escaliers	39
Tableau3-10 : récapitulatif du ferrailage de la poutre palière	Erreur ! Signet non défini.
Tableau3 -11: Evaluation des charges pour le balcon	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 3-12:récapitulatif de M et T de la dalle pleine	52
Tableau 3.13 : moment isostatique des rectangles.	60
Tableau 3.14 : moment isostatique des rectangles.	64
Tableau4-1:Centre de torsion des planchers	70
Tableau4-2:Centre de masse de chaque niveau	70
Tableau4-3:Les excentricités théoriques des planchers	71
Tableau4-4:Les excentricités accidentelles	71
Tableau 4-5-Pénalité en fonction de critère de qualité	72
Tableau4-6: le poids total de la structure	72
Tableau 5-1:Vérification des poteaux sous sollicitations normales	76
Tableau 5-2:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	77
Tableau 5-3 : sollicitation de poteaux suivant la combinaison plus sollicitée .	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 5-4:Récapitulatif du ferrailage des poteaux	Erreur ! Signet non défini.

Tableau 5-5 : Longueur de la zone nodale	79
Tableau 5-6 : La section des armatures transversal des poteaux	80
Tableau 5-7: sollicitation de la poutre principale	81
Tableau 5-8: L'espacement des armatures transversales	83
Tableau 5-9: Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale	84
Tableau 5-10:Sollicitation de la poutre secondaire	85
Tableau 5-11:L'espacement des armatures transversales.....	87
Tableau 5-12:récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire	87
Tableau 5-13 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres	87
Tableau 5-14 : vérification de la contrainte	89
Tableau 5-15 : Sollicitations dans les voiles	89
Tableau 5-16 : Ferrailage des voiles	90
Tableau 6.1 : les sollicitations de la dalle	93
Tableau6-2:les sollicitations de la nervure	93
Tableau6-3 : ferrailage du radier	95
Tableau6-4: récupérait de ferrailage des nervures:	97

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1:section du poteau le plus sollicité	9
Figure 3-1 : coupe transversale du plancher	15
Figure 3-2:schémas statiques de poutrelle	15
Figure 3-3: Schémas statiques de type 1	16
Figure 3-4:schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELU	17
Figure 3-5:schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELU	17
Figure 3-6:schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELS.....	19
Figure 3-7:schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELS.....	20
Figure 3-8 : les diagrammes des moments et l'effort tranchant des différents types des poutrelles	25
Figure 3-9:dimension poutrelle.....	2
Figure 3-10:disposition des armatures dans la poutrelle (appuis et travée).....	30
Figure 3-11 : Coupe des escaliers	31
Figure 3-12 :Vue en plan d'escalier	31
Figure 3-13: schéma statique des escaliers a l'ELU	34
Figure 3-14: section1-1 Al'ELU	35
Figure 3-15: section2-2 a l'ELU	35
Figure 3-16: section1-1Al'ELS	35
Figure 3-17: section2-2 Al'ELS	36
Figure 3-18: schéma statique d'escalier type 1	36
Figure3-19:Evaluation des charges pour le balcon	50
Figure3-20 : section 1-1 de la dalle a l'ELU:	51
Figure3-21 : section 1-1 de la dalle a l'ELS:.....	52
Figure3-22 : schéma du balcon:	53
Figure 3-23:Ferraillage de la dalle pleine étage courant	56

Figure 3-24 : Schéma descriptive d'un ascenseur mécanique	57
Figure 3.25:Evaluation de sollicitations appliquéà la dalle.	61
Figure4-1: variante1disposition du voile	68
Figure4-2: variante 2 disposition du voile	68
Figure 5-1: Ferrailage des poteaux de RDC.....	80
Figure 5-2 : Ferrailage de la poutre principale en travée	84
Figure 5-3 : Ferrailage de la poutre principale en appuis	84
Figure 5-4 : Ferrailage de la poutres econdaire en travée	87
Figure 5-5 : Ferrailage de la poutre secondaire en appuis	88
Figure 6.1 : dimension du radier	92
Figure6-2:dimension de la nervure	96
Figure 6-3 : ferrailage de la longrine	98

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.

- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 - M_t : Moment en travée.
 - M_a : Moment sur appuis.
 - M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
 - I : Moment d'inertie.
 - f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 - f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 - I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 - I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 - M : Moment, Masse.
 - E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 - E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 - E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 - P : Rayon moyen.
 - f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 - f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 - F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 - K : Coefficient de raideur de sol.
 - δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 - Y : Position de l'axe neutre.
 - I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
-

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية و تجارية تتألف من طابق ارضي
08+ طوابق بولاية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم I حسب المركز الوطني
للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99 V2003,
BAEL91 modifié99) من أربعة أجزاء و هم:

- الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر.
- الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنية.
- الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبنية وهذا باستعمال الحاسوب.
- الجزء الرابع: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (الأعمدة الروافد العارضات الجدران المسلحة و الأساسات).
- الجزء الخامس و الأخير: يشمل دراسة وتفسير المشروع

الكلمات المفتاحية

العمارة و هيكلها الأساسية الخرسانة المسلحة, SAP200 ,RPA99 V2003 ,BAEL91 modifié99

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (08) étages, implanté dans la wilaya de TLEMCEM. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

L'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

En fin management de projet

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential consists of a basement and a ground floor addition (08) floors, located in the wilaya of TLEMCEM . This region is classified as seismic zone I according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software SAP2000 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

At the end management the project

Key words: Building. Reinforced concrete SAP 2000, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Introduction

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

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

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de faible sismicité, comportant un RDC et 8 étages n'est pas encore réaliser à Tlemcen.

I.1. Introduction:

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, traction, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Implantation de l'ouvrage:

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 68 logements LSP se situe à la nouvelle ville cité Yaghmoracen « Boudjlida » dans la wilaya de Tlemcen.

La conception architecturale est prévue pour la projection de 07 blocs, 05 bloc de R+5 et 02 blocs de R+8.

I.3. Présentation du bâtiment:

Nous sommes chargés d'étudier un blocs R+8 en béton armé composé :

- Un rez-de-chaussée des locaux à usage personnelle.
- Huit étages à usage d'habitation avec trois logements par niveau F4.

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de faible sismicité (zone I).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.3.1. Dimensions en élévation:

- Hauteur totale de bâtimentH = 27.54m
- Hauteur de RDC.....h =3.40m.
- Hauteur des étages courant.h = 3.06m.

I.3.2. Dimensions en plan:

a- plan de masse :

Le projet de 05 blocs en R+5
et 02 bloc de R+8

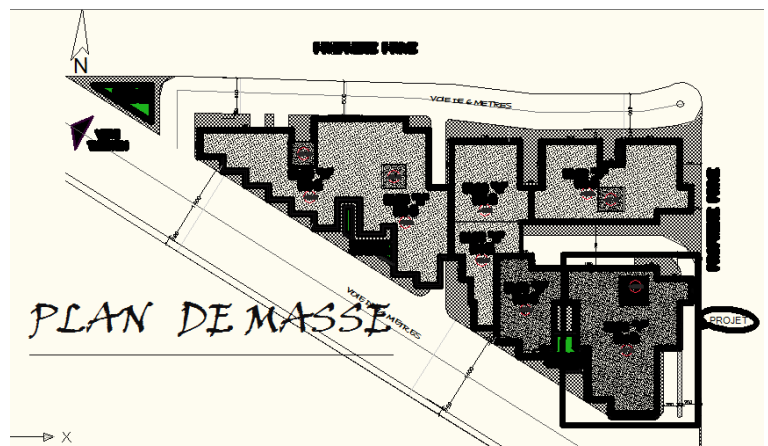


Figure 1-1 : Plan de masse

b- le projet :

Le projet est une habitation en R+8de forme irrégulière

Les dimensions sont :

- Longueur : 19.50 m
- Largeur : 23.40 m



Figure 1-2 : Projet R+8

I.4. Conception de la structure:**I.4.1. Ossature de l'ouvrage:**

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.

I.4.2. Plancher :

C'est une surface généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Plancher à dalle pleine.

I-4-3 Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

I-4-4 Revêtement:

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.4.5. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre dans notre projet nous avons un seule type d'escalier « balancé».

I.4.6. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.7. Fondation:

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire du mécanique de sol. La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 1,5\text{bars}$ pour un ancrage de 2,00 m

I-5- Caractéristique mécanique des matériaux :

I-5-1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

Principaux caractères et avantages :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu « le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I-5-2 Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par compression axiale de cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28. On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule

$$f_{cj} = \frac{j}{a + bj} \times f_{c28}$$

Avec :

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa $a = 4,76$ $b = 0,83$

$40 \leq f_{c28} \leq 60$ MPa $a = 1,40$ $b = 0,95$

Pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25$ MPa

b) Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60MPa

- pour $f_{28} = 25\text{MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

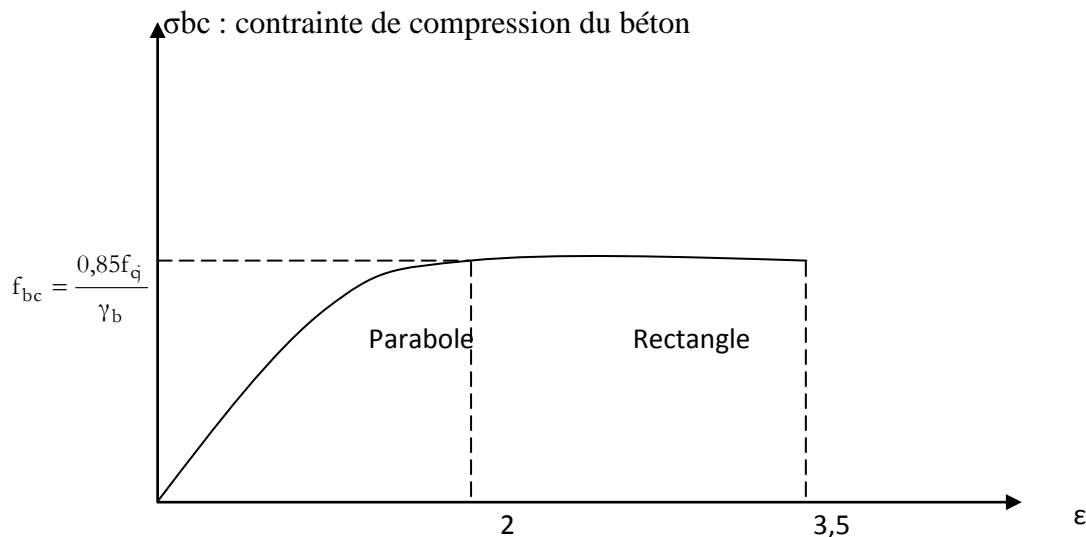
I-5-3 Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

- Diagramme parabole rectangle :

C'est un diagramme déformations contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.



ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

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

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$

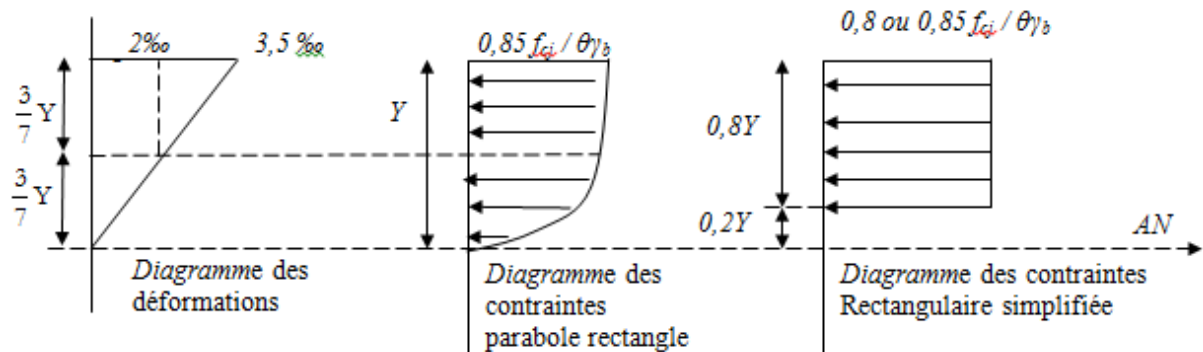
$\sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc}(4 - 103 \times \epsilon_{bc})$

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

$\sigma_{bc} = f_{bc}$

Diagramme rectangulaire :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.



- Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.

- Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

I-5-4 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa}) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \quad \text{Avec } b_0 : \text{largeur de la pièce.}$$

d : hauteur utile.

I-5-5 Module de déformation longitudinal du béton :**- Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad \text{avec } E_{ij} f_{cj} \text{ en MPa}$$

- Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I-5-6 Module de déformation transversale :**- Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré).

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

I-5-7 Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage.

- Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel Fe E215 FeE 235
- Acier à haute adhérence Fe E 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm

Le caractère mécanique servant de base à la justification est la limite d'élasticité.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :
 $E_s = 200\,000$ MPa

I-5-8 Diagramme déformation contrainte de calcul :

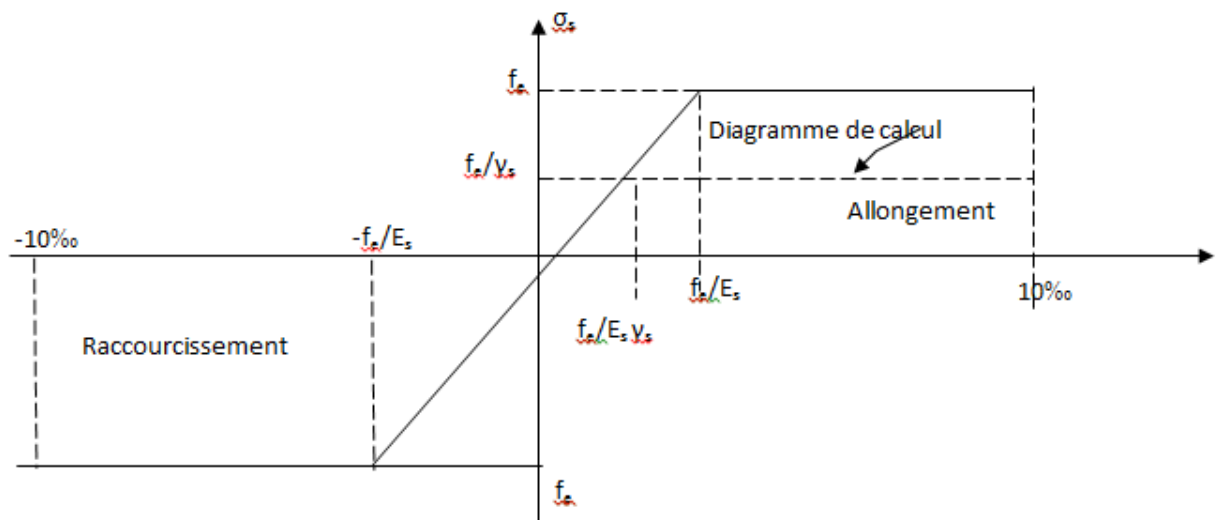
$$\sigma_s = f(\varepsilon_{\text{‰}})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général

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

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

Diagramme déformation- contrainte :

3-2-2 Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} \leq f_c$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_c; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{MPa})$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_c; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{MPa})$

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$: pour des ronds lisses

$\eta=1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm

$\eta=1,3$: pour les hautes adhérences avec $\Phi < 6$ mm

Poids volumique :

Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{KN/m}^3$

Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{KN/m}^3$

Acier $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{KN/m}^3$

I-6 Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul

- Etats limite ultime de résistance E. L. U. R
- Etats limite de service

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :**Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35 G + 1,5 Q$.

Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes (2)

- $G+Q+E$ G : charge permanente
- $G+Q \pm 1,2 E$ avec Q : charge d'exploitation
- $0,8 G+E$ E : effort de séisme.

2-1 : Epaisseur du plancher :

On utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur des planchers ht
 $ht/L \geq 1/22,5$ avec l : La portée max de la poutrelle entre nus des appuis.

$L=360\text{cm}$

$ht \geq (360/22.5) = 16.00\text{cm}$ on prendra $ht=21\text{cm}$ {16cm pour le corps creux et 5cm pour la dalle de compression}

2-2 : Descente de charge :**a. Terrasse inaccessible :**

<u>chargement</u>	<u>La charge KN/m²</u>
1-Gravillon de protection(e=5cm)	1.00kN/m ²
2-étanchéité multicouche (ep=2cm)	0.12kN/m ²
3-forme de pente en béton Leger (ep=7cm)	1.54kN/m ²
4-isolation thermique en liège (ep=4cm)	0.10kN/m ²
5-Plancher à corps creux (16+5)cm	3.20kN/m ²
6-Enduit en plâtre (e=2cm)	0.20kN/m ²

*charge permanente (poids propre) $G=6.16\text{kN/m}^2$

*surcharge d'exploitation $Q=1\text{kN/m}^2$

b. Plancher étage courant :

<u>chargement</u>	<u>La charge KN/m²</u>
1- carrelage (ep=2cm)	0.4kN/m ²
2-Mortier de pose (ep=2cm)	0.4kN/m ²
3-sable fin pour mortier (ep=2cm)	0.35kN/m ²
4-isolation phonique	0.1kN/m ²
5-plancher a corps creux (16+5)	3.20kN/m ²
6-cloison en brique creux (10cm)	0.90kN/m ²
7-enduit en plâtre (2cm)	0.20kN/m ²

* $G=5.55\text{kN/m}^2$

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

c. Plancher étage RDC :

<u>chargement</u>	<u>La charge KN/m²</u>
1- carrelage (ep=2cm)	0.4kN/m ²
2-Mortier de pose (ep=2cm)	0.4kN/m ²
3-sable fin pour mortier (ep=2cm)	0.35kN/m ²
4-isolation phonique	0.1kN/m ²
5-plancher a corps creux (16+5)	3.20kN/m ²
6-cloison en brique creux (10cm)	0.90kN/m ²
7-enduit en plâtre (2cm)	0.20kN/m ²

* $G=5.55\text{kN/m}^2$

* $Q=2.5\text{kN/m}^2$

d. Murs extérieurs :

<u>chargement</u>	<u>La charge KN/m²</u>
1-enduit en ciment int (ep=2cm)	0.40kN/m ²
2-brique de (15cm)	1.35kN/m ²
4-l'ame d'aire	
5-brique de (10cm)	0.9kN/m ²
6-enduit en ciment ext (2cm)	0.4kN/m ²

$$*G=3.05\text{kN/m}^2$$

e. Murs intérieurs :

<u>chargement</u>	<u>La charge KN/m²</u>
1-enduit en plâtre	0.18kN/m ²
2-brique de (10cm)	0.90kN/m ²
3-enduit en plâtre (2cm)	0.18kN/m ²

$$*G=1.26\text{kN/m}^2$$

Remarque:

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

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

f. L'ascenseur :

$$G = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 800 \text{ kg/m}^2$$

g. Dalle pleine :

<u>Chargement</u>	<u>La charge KN/m²</u>
Carrelage	0.44 kN/m ²
Mortier de pose	0.40 kN/m ²
Lit de sable	0.36 kN/m ²
Dalle pleine (15)	3.75 kN/m ²
Enduit en plâtre	0.20 kN/m ²
Cloisons intérieures	1.00 kN/m ²

$$G = 6.15 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

h. Acrotère:

$$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0.0675 \times 2500 = 1.6875 \text{ kN/ml.}$$

La charge horizontale:

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

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

W_p = 168,75 kg/ml poids de l'acrotère

C_p = 0,8kN facteur de la force horizontale

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

$$Q = 0.54 \text{ kN/ml}$$

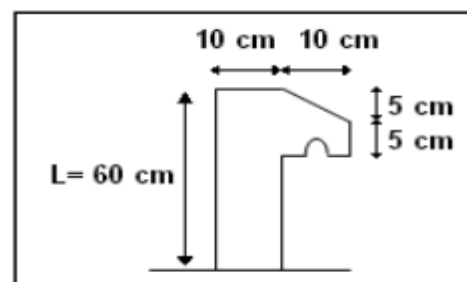


Figure II.3: dimension de l'acrotère

i. **Escaliers** : épaisseur 15 cm

a. **Palier** :

<u>Chargement</u>	<u>La charge KN/m²</u>
Carrelage	0.44 KN/m ²
Mortier de pose	0.44 KN/m ²
Poids propre de palier	0.250 KN/m ²
Enduit en plâtre	0.24 KN/m ²

$$G = 3.62 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ kn/m}^2$$

b. **Volée (paillasse)** :

<u>Chargement</u>	<u>La charge KN/m²</u>
Carrelage	0.44 KN/m ²
Mortier horizontal	0.40 KN/m ²
Carrelage contre marche	0.23 KN/m ²
Mortier vertical	0.23 KN/m ²
Paillasse en B.A	4.50 KN/m ²
Enduit en plâtre	0.20 KN/m ²
Contre marche	3.54 KN/m ²

$$G = 9.54 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ kn/m}^2$$

2-3 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

2-3-1 : Introduction :

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

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

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

2-3-2 : Pré dimensionnement des poteaux :

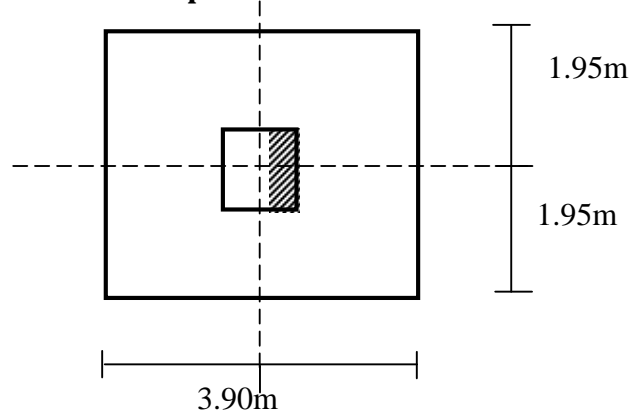


Figure 2-1: section du poteau le plus sollicité

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : $S=(3.90 \times 3.90)= 15.21\text{m}^2$

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage. Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

Min (a, b) \geq 25

$$\text{Min (a, b)} \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

-L : longueur du plancher (L=3.90m).

-l : largeur du plancher (l=3.90m).

-N_u : etant la charge verticale a l'ELU .

$$\text{Avec : } N_u = Q \times S \times n$$

Q : charge du plancher.

$$Q = 1 \text{ t/m}^2.$$

S : surface supporté par le poteau le plus sollicité.

$$S = L \times l$$

$$S = 4,275 \times 5 = 21,375 \text{ m}^2$$

n: nombre d'étage.

$$N_u = 1 \times 15.21 \times 9 = 136.89\text{t}.$$

$$N_u = 1.37 \text{ MN}.$$

✓ **Section réduite**

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

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

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

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

$f_e = 400\text{MPa}$.

$\gamma_s = 1.15$ (cas générale)

$$F_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow F_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

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

$\gamma_b = 1.5$ (cas générale).

$\theta = 1$ (charge > 24h).

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 1,37}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \Rightarrow B_r \geq 0.0879 \text{ m}^2$$

On a:

$$B_r = (a - 0.02)^2 \geq 0.0879 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0.0879} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq 0.316 \text{ m}$$

Donc on prend :

$$a = b = 45 \text{ cm donc un poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:**

$$\text{Min}(a, b) \geq 25 \Rightarrow a = 45 > 25 \text{ CV}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a = 45 > \frac{340}{20} = 17 \text{ CV}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4 \text{ CV}$$

✓ **Vérification du poteau au flambement:**

Le poteau le plus défavorable est le poteau du RDC avec une section 45x45.

• Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} \Rightarrow I_x = I_y = \frac{45 \times 45^3}{12}$$

$$\Rightarrow I_x = I_y = 341\,718.75 \text{ cm}^2$$

• Rayon de giration i_x , i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec: $A = a \times b$ (section du poteau)

$$A = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{341\,718.75}{2025}}$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 12.99 \text{ cm.}$$

• Calcul de l'élanement

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

Avec: $l_f = 0.7 \times l_0$ (cas générale).

$$l_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$l_f = 2.14 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{2.14}{12.99}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 16.47$$

Donc on a :

$$\lambda_x = \lambda_y = 16.47 < 50 \Rightarrow \text{le flambement est vérifié.}$$

pot au	N étage	S(m ²)	N _U (M N)	(a*b)(c m)	L ₀ (m)	L _f (m)	I(m ⁴)	A(m ²)	i(m ⁴)	λ	condition
RDC	9	15.21	1,37	(45*45)	3,4	2,38	0,00341	0,2025	0,129	18,32	CV
1	8	15.21	1,22	(45*45)	3,06	2,14	0,00341	0,2025	0,129	16,49	CV
2	7	15.21	1,06	(40*40)	3,06	2,14	0,00213	0,1600	0,115	18,55	CV
3	6	15.21	0,91	(40*40)	3,06	2,14	0,00213	0,1600	0,115	18,55	CV
4	5	15.21	0,76	(40*40)	3,06	2,14	0,00213	0,1600	0,115	18,55	CV
5	4	15.21	0,61	(35*35)	3,06	2,14	0,00125	0,1225	0,101	21,20	CV
6	3	15.21	0,46	(35*35)	3,06	2,14	0,00125	0,1225	0,101	21,20	CV
7	2	15.21	0,30	(35*35)	3,06	2,14	0,00125	0,1225	0,101	21,20	CV
8	1	15.21	0,15	(30*30)	3,06	2,14	0,00675	0,0900	0,086	24,73	CV

2-4-1 : Pré dimensionnement des poutres :

2-4-1-1-Définition:

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

On à deux types de poutres :

○ Les poutres principales :

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

* elles relient les poteaux.

* elles Supportent la dalle.

○ Les poutres secondaires(Chaînages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

2-4-1- 2 : Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L91** on à :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

Avec:

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

h : hauteur de la poutre.

a. Les poutres principales :

$$L=3,90 \text{ m}$$

$$\text{Donc } 3,90 / 15 \leq h \leq 3,90 / 10 \Rightarrow 0,26 \leq h \leq 0,39$$

** Alors on prend : $h = 35 \text{ cm}$. Pour toutes les poutres principales.

$$\Rightarrow h/5 \leq b \leq h/2 \Rightarrow 7 \leq b \leq 17,5$$

\Rightarrow On prend le min de **R.P.A** $\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$ pour toutes les poutres principales.

b. Les poutres secondaires :

$$L=3,90 \text{ m}$$

$$\text{Donc ; } 3,90/15 \leq h \leq 3,90/10 \Rightarrow 0,26 \leq h \leq 0,39$$

** Alors en prend : $h = 30 \text{ cm}$

$$\Rightarrow h/5 \leq b \leq h/2 \Rightarrow 6 \leq h \leq 15$$

\Rightarrow On prend le min de **R.P.A** $\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$

D'après le **R.P.A 99(version2003):**

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

* $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ **Vérifiée.**

* $h/b < 4 \rightarrow 35 / 30 < 4 \rightarrow$ **Vérifiée.**

2-5 : Récapitulation du pré dimensionnement :

Tableau2-1 : récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres

Elément	Poteau (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
RDC	(45*45)	(30*35)	(30*30)
1 ^{er} étage	(40*40)	(30*35)	(30*30)
2 ^{ème} étage	(40*40)	(30*35)	(30*30)
3 ^{ème} étage	(35*35)	(30*35)	(30*30)
4 ^{ème} étage	(35*35)	(30*35)	(30*30)
5 ^{ème} étage	(35*35)	(30*35)	(30*30)
6 ^{ème} étage	(30*30)	(30*35)	(30*30)
7 ^{ème} étage	(30*30)	(30*35)	(30*30)
8 ^{ème} étage	(30*30)	(30*35)	(30*30)

2-5-1 :Pré dimensionnement des voiles :

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

séisme.

On a deux types de voiles :

-Voile de contreventement:

Zone de TLEMCEM { -nombre d'étages ≥ 4
-la hauteur $\geq 12\text{m}$

-Voile de soutènement:

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité

Le **R.P.A 99(version2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{array} \right.$$

Avec :L: longueur du voile
a: épaisseur des voiles (a min =15 cm)
he: hauteur libre d'étage(2,80)
a $\geq 2,80/20=0,14$ m

Tableau2-2: dimensions des voiles

Niveau	Epaisseur a(cm)
RDC	15
1 ^{er}8 ^{ème} étages	15

3-1 : Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, donc l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

3-2 : Étude du Plancher à corps creux :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double Fonction :

Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, ils servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux .ils sont infiniment rigides dans leurs plans.

Celle d'isolation thermique et acoustique :Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

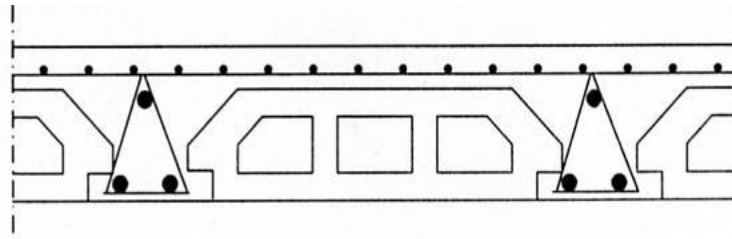


Figure 3-1 : coupe transversale du plancher

3-2-1 : Vérification des conditions :

D'après le **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

3.2.2. Le type de poutrelle

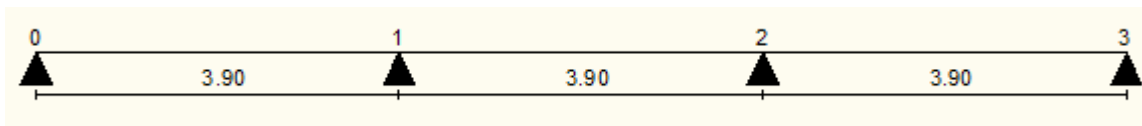


Figure 3-2: schémas statiques de poutrelle

3-2-3 : Les charges des poutrelles :**Tableau 3-1:** Charges supporté par Les poutrelles.

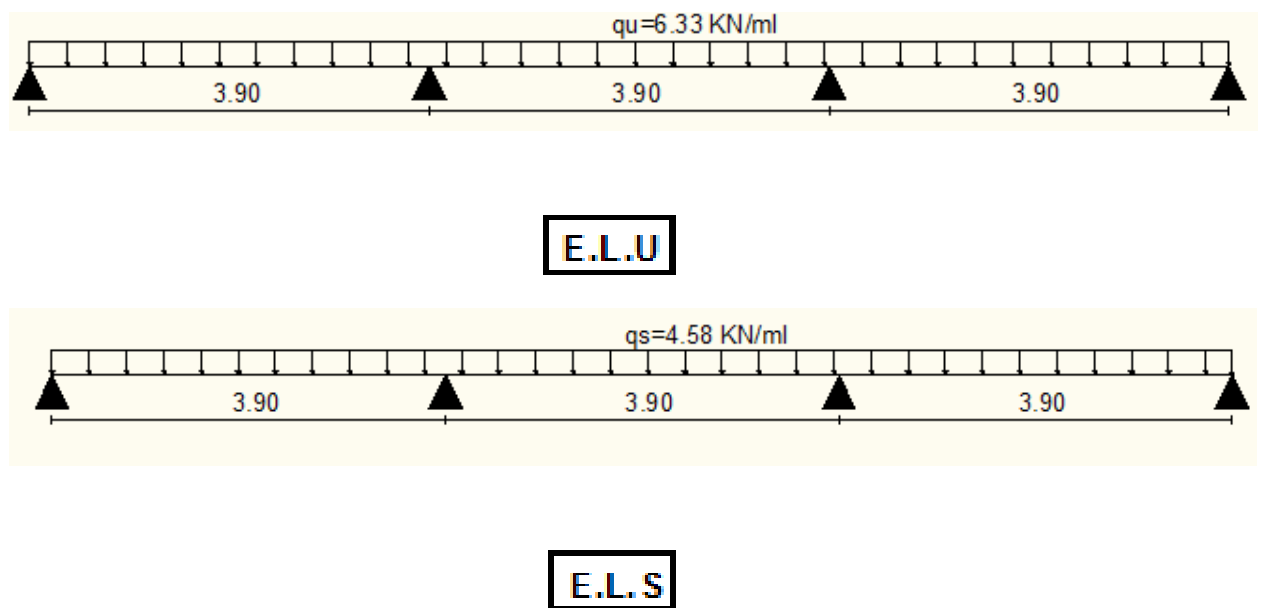
Niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b (m)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q) × b	ELS(KN/ml) (G+Q) × b
Terrace inaccessible	6.16	1	0,65	6,38	4.00
Étage courant	5,55	1,5	0,65	6.33	4.58

3-2-4 : Détermination des efforts internes :

Terrace inaccessible:

$$q_u = 6.33 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 4.58 \text{ KN/ml.}$$

**Figure 3-3:** Schémas statiques de type 1**3-2-5 : Méthodes des trois moments :****a-Moment en appuis :**

L'équation des trois moments s'écrit

❖ **ELU:**

Travée 0 – 1-2

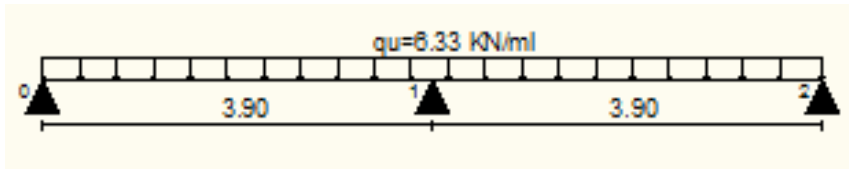


Figure 3-4:schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELU

$$M_0L_1+2M_1 \times (L_1+L_2)+M_2L_2=-6EI(w_{g1}+w_{d1})$$

Travée 1 – 2-3

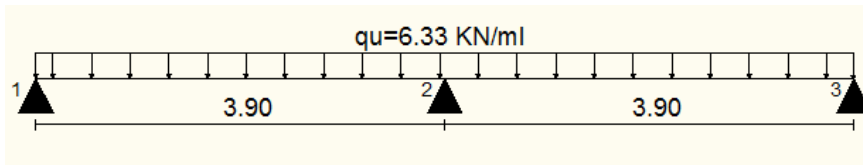


Figure 3-5:schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELU

$$M_1L_2+2M_2 \times (L_2+L_3)+M_3L_3=-6EI(w_{g2}+w_{d2})$$

.Calcul :

$$*M_0 \cdot 3.90 + 2M_1 \times (3.90 + 3.90) + M_2 \cdot 3.90 = -6EI(w_{g1} + w_{d1})$$

$$* M_1 \cdot 3.90 + 2M_2 \times (3.90 + 3.90) + M_3 \cdot 3.90 = -6EI(w_{g2} + w_{d2})$$

Avec $qu = 6.33 \text{ KN/ml}$

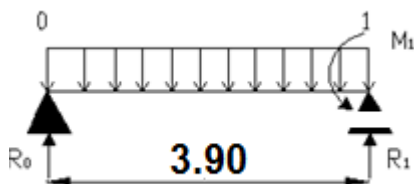
$$W_{g1} = (qu \times l_1^3) / 24EI \quad \text{et} \quad W_{d1} = W_{g2} = (qu \times l_1^3) / 24EI \quad \text{et} \quad W_{d2} = (qu \times l_1^3) / 24EI$$

$$W_{g1} = W_{d1} = W_{g2} = W_{d2} = 15.64 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 15.60M_1 + 3.90M_2 = -6(15.64 + 15.64) \\ \implies M_1 = M_2 = -9.62 \text{ KNm} \\ 3.90M_1 + 15.60M_2 = -6(15.64 + 15.64) \end{array} \right.$$

***Calcul des moments et des efforts tranchants:**

Travée 0 – 1



$$R_0 + R_1 = qu \cdot l_1$$

$$\sum M/1 = 0 \implies R_0 \cdot l_1 - qu \cdot l_1^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$R_0 = 9.87 \text{ KN} \quad R_1 = 14.81 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0x - q_u x^2/2 \quad \text{et} \quad T(x) = R_0 - q_u x$$

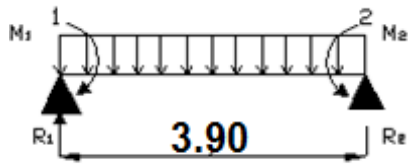
$$M(x) = \begin{cases} M(x) = 0 \\ M(x) = -9.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(x) = R_0 = 9.87 \text{ KN} \\ T(x) = -14.81 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{si } T(x) = 0 \implies x = R_0/q_u = 1.55 \text{ m}$$

$$M(x)_{\max} = M(1.55) = 2.20 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2



$$R_1 + R_2 = q_u l_2$$

$$\sum M/2 = 0 \implies R_1 \cdot l_2 - q_u l_2^2/2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1 = 12.34 \text{ KN} \quad R_2 = 12.34 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_1 x - q_u x^2/2 + M_1 \quad \text{et} \quad T(x) = R_1 - q_u x$$

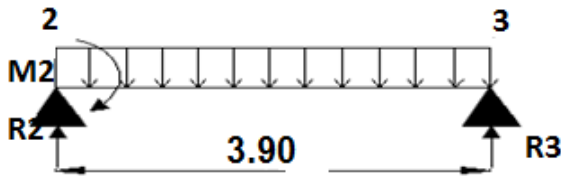
$$M(x) = \begin{cases} M(x) = -9.62 \text{ KN.m} \\ M(x) = -9.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(x) = R_1 = 12.34 \text{ KN} \\ T(x) = -12.34 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{si } T(x) = 0 \implies x = R_1/q_u = 1.94$$

$$M(x)_{\max} = M(1.94) = 2.40 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3



$$R_2 + R_3 = q_u l_3$$

$$\sum M/3 = 0 \implies R_2 \cdot l_3 - q_u l_3^2 / 2 + M_2 = 0$$

$$R_3 = 9.87 \text{ KN} \quad R_2 = 14.81 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_2 x - q_u x^2 / 2 + M_2 \text{ et } T(x) = R_2 - q_u x$$

$$M(x) = \begin{cases} M(x) = -9.62 \text{ KN.m} \\ M(x) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(x) = R_2 = 14.81 \text{ KN} \\ T(x) = -9.87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{si } T(x) = 0 \implies x = R_2 / q_u = 2.33 \text{ m}$$

$$M(x)_{\text{max}} = M(2.33) = 7.70 \text{ KN.m}$$

❖ ELS:

Travée 0 – 1-2

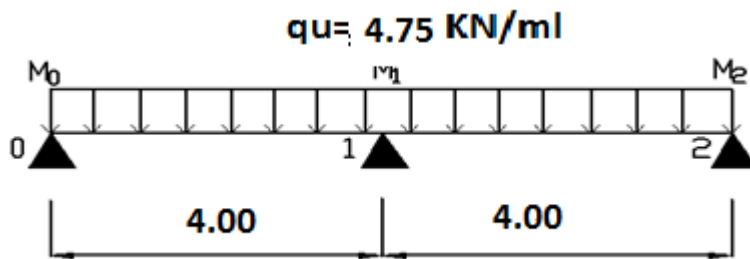


Figure 3-6: schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELS

$$M_0 L_1 + 2M_1 \times (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6EI(w_{g1} + w_{d1})$$

Travée 1 – 2-3

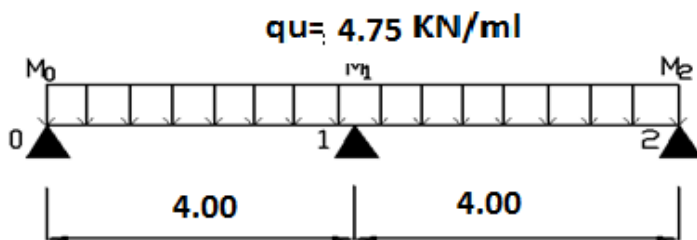


Figure 3-7:schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELS

$$M_1L_2+2M_2\times(L_2+L_3)+M_3L_3=-6EI(w_{g2}+w_{d2})$$

.Calcul :

$$*M_04+2M_1\times(4+4)+M_24=-6EI(w_{g1}+ w_{d1})$$

$$* M_14+2M_2\times(4+4)+M_34=-6EI(w_{g2}+ w_{d2})$$

Avec $q_s=4.00\text{KN/ml}$

$$W_{g1}=(q_s\times l_1^3)/24EI \quad \text{et } W_{d1}=W_{g2}=(q_s\times l_1^3)/24EI \quad \text{et } W_{d2}=(q_s\times l_1^3)/24EI$$

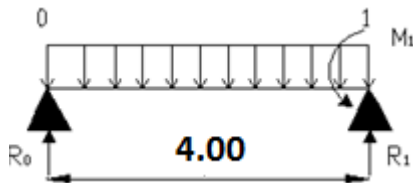
$$W_{g1}= W_{d1}=W_{g2}= W_{d2}=12.67 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 15.60M_1+3.90M_2=-6(12.67+12.67) \\ 3.90M_1+15.60M_2=-6(12.67+12.67) \end{array} \right. \implies M_1= M_2=-6.04\text{KNm}$$

*** Calcul des moments et des efforts tranchants:**

Travée 0 – 1

$$R_0 +R_1=q_sl_1$$



$$\sum M/1=0 \implies R_0.l_1-q_u l_1^2/2-M_2=0$$

$$R_0=6.25\text{KN} \quad R_1=9.35\text{KN}$$

$$M(x)= R_0x-q_sx^2/2 \quad \text{et } T(x)= R_0-q_sx$$

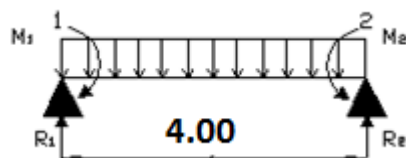
$$M(x)= \begin{cases} M(x)=0 \\ M(x)=-6.04\text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x)= \begin{cases} T(x)= R_0=6.25\text{KN} \\ T(x)=-9.35\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{si } T(x)=0 \implies x=R_0/q_s=1.46\text{m}$$

$$M(x)_{\max}=M(1.46)=4.86\text{KN.m}$$

Travée 1-2



$$R_1 + R_2 = q_s l_2$$

$$\sum M/2 = 0 \implies R_1 \cdot l_2 - q_u l_2^2 / 2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1 = 7.80 \text{ KN} \quad R_2 = 7.80 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_1 x - q_s x^2 / 2 + M_1 \text{ et } T(x) = R_1 - q_s x$$

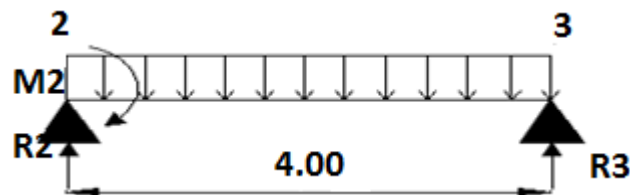
$$M(x) = \begin{cases} M(x) = -6.04 \text{ KN.m} \\ M(x) = -6.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(x) = R_1 = 7.80 \text{ KN} \\ T(x) = -7.80 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{si } T(x) = 0 \implies x = R_1 / q_s = 1.95$$

$$M(x)_{\max} = M(1.95) = 1.56 \text{ KN.m}$$

Travée 2 -3



$$R_2 + R_3 = q_s l_3$$

$$\sum M/1 = 0 \implies R_2 \cdot l_3 - q_s l_3^2 / 2 + M_2 = 0$$

$$R_2 = 9.35 \text{ KN} \quad R_3 = 6.25 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_2 x - q_s x^2 / 2 + M_2 \text{ et } T(x) = R_2 - q_u x$$

$$M(x) = \begin{cases} M(x) = 6.04 \text{ KN.m} \\ M(x) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(x) = R_2 = 9.35 \text{ KN} \\ T(x) = -6.04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{si } T(x) = 0 \implies x = R_2 / q_s = 2.43 \text{ m}$$

$$M(x)_{\max} = M(2.43) = 4.86 \text{ KN.m}$$

Pour les autres poutrelles des différents étages nous avons utilisé le logiciel SAP 2000:

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les tableaux ci-après:

Tableau 3-2:différents sollicitation pour l' ELU

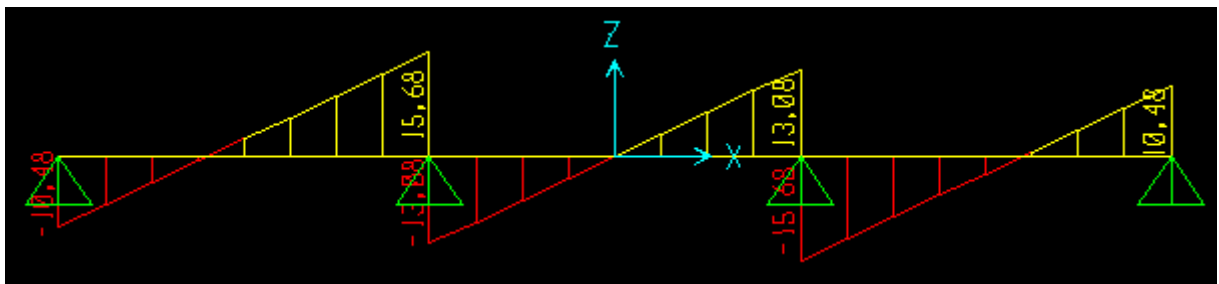
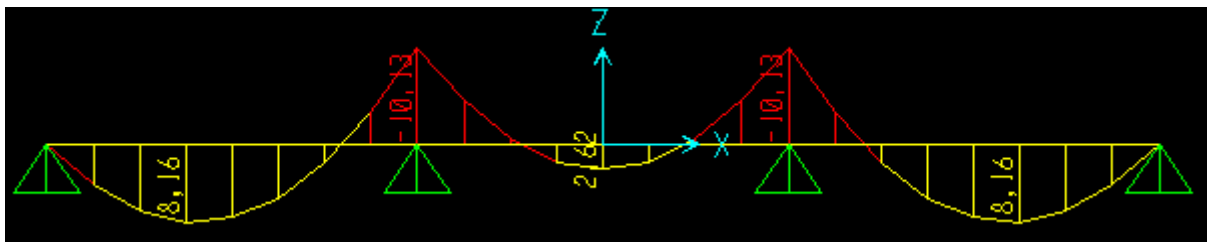
plancher	$M_{appuis}(KN.m)$	M_T (KN.m)	T (KN)
RDC	11.82	9.51	17.83
Etage courant	10.27	8.27	15.50
Terrasse inaccessible	10.35	8.33	15.61

Tableau 3-3différents sollicitation pour l' ELS

plancher	$M_{appuis}(KN.m)$	M_T (KN.m)	T (KN)
RDC	8.47	6.82	12.78
Etage courant	7.44	5.99	11.22
Terrasse inaccessible	7.55	6.08	11.39

ELU :

-Terrasse inaccessible



ELS :

-Terrasse inaccessible

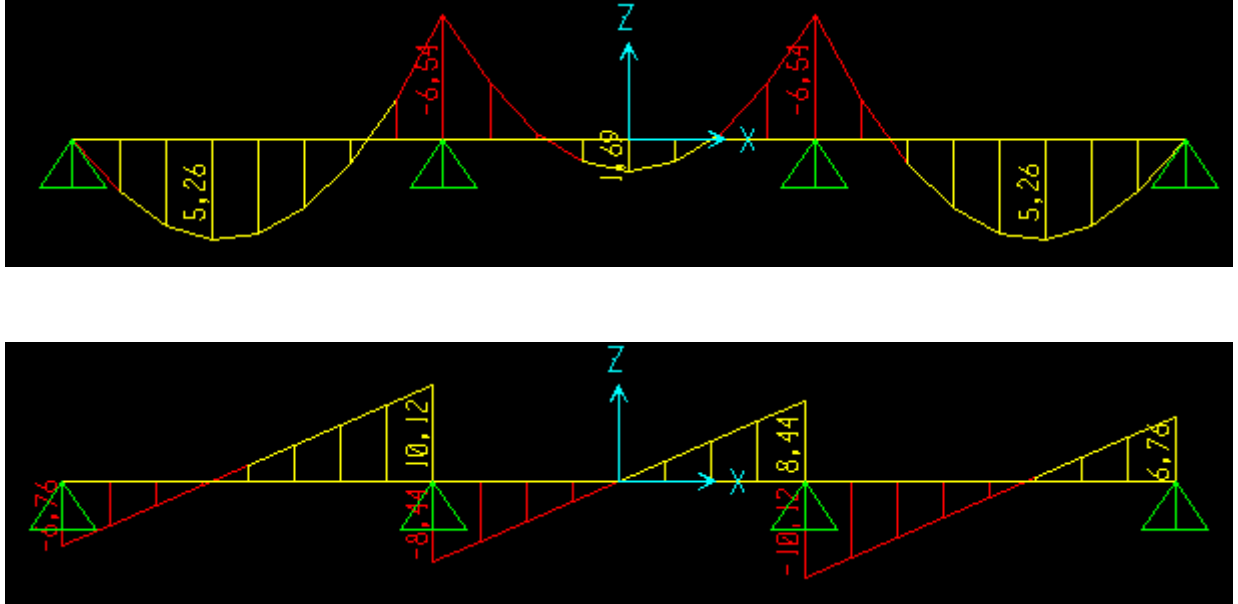


Figure 3-8 : les diagrammes des moments et l'effort tranchant types 01 des poutrelles

3.2.6. Ferrailage des poutrelles (flexion simple)

Poutrelle type (1) niveau de RDC:

a) **Armature longitudinale :**

❖ **ELU :**

-en travée :

$$M_{\max} = 8,16 \text{ KN.m} = 0,00816 \text{ MN.m}$$

$$M_t = bh_0 \cdot f_{bu} (d - h_0 / 2)$$

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

$$d = 0,9 h = 0,189$$

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

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,189 - 0,025) = 0,0755 \text{ MN.}$$

$M_u \max < M_t$ d'onc la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

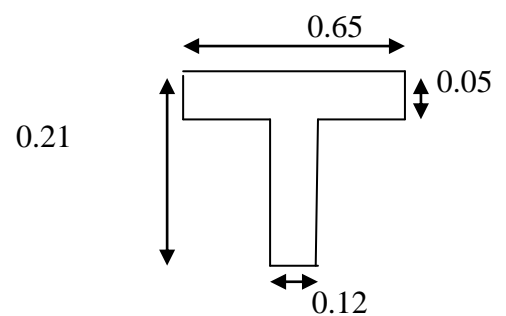


Figure 3-9: dimension poutrelle

On considère notre section (section **Te**) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu = \frac{M \max}{bd^2 fbc} = \frac{0,00816}{(0.65).(0.189)^2.(14.17)} = 0,024$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{Mu}{z.\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,03 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,186m \end{cases}$$

$$\alpha = 0.03$$

$$z = 0.186m$$

$$\sigma_{st} = f_e/y_s = 400/1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,00816}{348(0.186)} = 1.26 \text{ cm}^2.$$

Choix : $A_{st} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0.23 b.d \frac{ft28}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23(0.65) (0.189) \frac{2.1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2.$$

$A_{st} > 1.48 \rightarrow$ condition vérifiée

-En appuis

$$M_{\max} = 9.62 \text{ KN.m} = 0,00962 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M \max}{bd^2 fbc} = \frac{0,00962}{(0.12).(0.189)^2.(14.17)} = 0,150$$

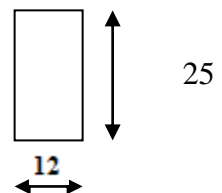
$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z.\sigma_{st}}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,204 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,173m \end{cases}$$

$$\alpha = 0.204.$$

$$z = 0.173 \text{ m}$$



$$A_{st} = \frac{0,00962}{348(0.173)} = 1.59 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 1T10 + 1T12 = 1.92 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

- **En travée**

$$M_s = 0,85 \times 7.70 = 6.54 \text{ KN.m}$$

• **Position de l'axe neutre:**

$$Bx^2/2 + nA_{st}(d-x) = 0 \Rightarrow 32.5x^2 + 15 \times 2.26 \times (13.5 - x) = 0$$

$$X = 3.91 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + nA_{st}(d-y)^2 = 8293.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_s/I_G) \times n = 2.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 2.44 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$condition vérifiée.
Contrainte maximale dans l'acier tendu.

$$\sigma_{st} = (M_s/I_G) \times n \times (d-x) = 140.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 140.17 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$
.....condition vérifiée.

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

b) Armature transversale :

• **Vérification au cisaillement**

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = T_u / b_0 d \quad \text{avec } b_0 = 12 \text{ cm, } d = 18.9 \text{ cm, } T_u = 15.68 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.69 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}, 1,2, \frac{12}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(0,6, 1,2, 1,2)$$

$$\Rightarrow \phi_t = 6mm$$

- **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\min}, 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}, 12 \times 1,2, 30\right)$$

$$\Rightarrow S_t = 5cm$$

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{21}{2}$$

$$\Rightarrow S_t = 10cm$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{C28} = 2,1Mpa$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1/400$$

$$A_{st \min} \geq 1,48 \text{ cm}^2. \quad (\text{Condition vérifiée } A_{st \text{ appui}} \geq 1,48 \text{ cm}^2)$$

- **Vérification au glissement**

En appui :

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

$$-28.70 < 0 \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la flèche**

$$f \leq f_{admissible} \text{ avec } f_{admissible} = \frac{L}{500}$$

$$L = 4.00m \Rightarrow f_{admissible} = 0.007 m$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0.65 \cdot 0.21^3}{12} + 15 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{0.21}{2} - 0.021\right)^2$$

$$I_0 = 5.2 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$\bullet \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\varphi \cdot (2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b})} \text{ Avec } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0.12 \cdot 0.21} \Rightarrow \varphi = 0.0062 \Rightarrow \lambda_i = 6.65$$

$$\bullet \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.657$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} I_{fi} = 1.065 \cdot 10^{-4} \cdot m^4$$

$$E_i = 32164,19 \text{ Mpa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = 0.00178 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Donc } f = \frac{L^2}{10} * \frac{1}{\gamma} \Rightarrow f = 0.0027 \text{ m} < f_{admissible} = 0.008 \text{ m} \text{ Condition vérifiée}$$

3.2.8. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-4 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles

	A _{st} calculé		A _{st} choisie	
	travée	appui	Travée (cm ²)	appui (cm ²)
RDC	1.32	1.66	2T10=1.57	1T10+1T12=1.92
Etage courant	1.13	1.4	2T10=1.57	1T10+1T12=1.92
terrasse	1,29	1.63	2T10=1.57	1T10+1T12=1.92

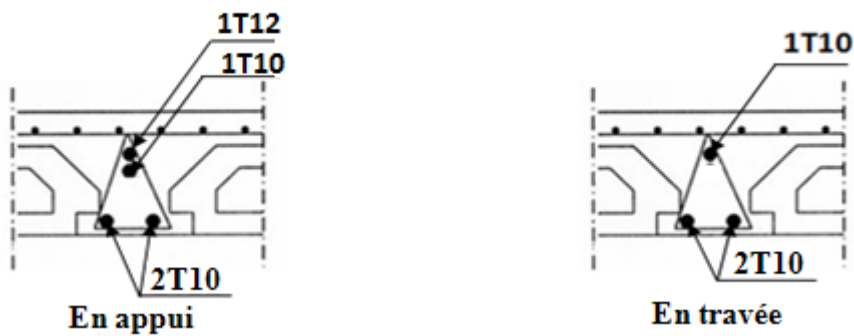


Figure 3-09: disposition des armatures dans la poutrelle (appuis et travée)

3-3 : Etude d'escalier

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.
L'escalier est calculé à la flexion simple.

3-3-1 : Pré dimensionnement

Les escaliers dans ce projet sont constitués de deux volées identiques séparés par deux palier de repos.

h' : C'est la partie verticale qui limite la marche « contremarche ».

h' : Est compris entre (16 ÷ 18) cm, On prend $h' = 17$ cm

g : C'est la partie horizontale entre deux contremarches.

D'après la formule de blondel : $0.59 \leq 2h' + g \leq 0.66$ m.

D'où $27 \leq g \leq 34$ cm. $\Rightarrow g = 30$ cm

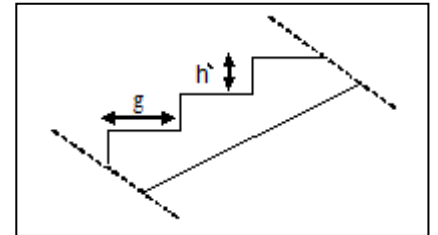


Figure 3-10 : Coupe des escaliers

a. Nombre de contremarches:

$h = 3.40$ m (RDC).

$h = 3.06$ m (étage courant).

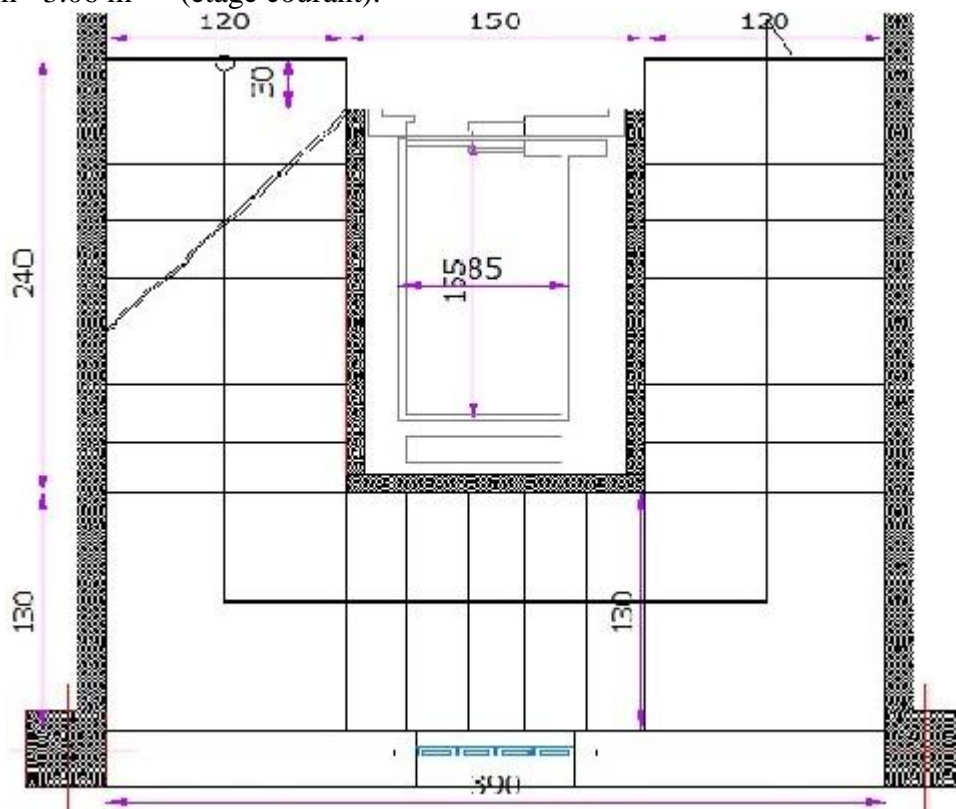


Figure 3-11 : Vue en plan d'escalier

$$n_1 = \frac{h}{h'} = \frac{3.40}{0.17} = 20 \text{ contremarches (9 contremarches par volée).}$$

$$n_2 = \frac{h}{h'} = \frac{3.06}{0.17} = 18 \text{ contremarches (8 contremarches par volée).}$$

b-Longueur de ligne de foulée:

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du côté du jour.

$$L = ((n_1/2) - 1) \cdot g \Rightarrow L = 0.3 \times 9 = 2.70 \text{ m.}$$

$$L = ((n_2/2) - 1) \cdot g \Rightarrow L = 0.3 \times 8 = 2.4 \text{ m}$$

C- l'inclinaison de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{1.19}{2.10} = 0.57$$

$$\alpha = 29.68$$

d-L'épaisseur du palier intermédiaire

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2.7}{30} \leq e \leq \frac{2.7}{20}$$

$$\Rightarrow 0.10 \leq e \leq 0.14$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2.4}{30} \leq e \leq \frac{2.4}{20}$$

$$\Rightarrow 0.08 \leq e \leq 0.12.$$

On prend: $e = 12 \text{ cm.}$

3-3-2 : Descente des charges**a)Paillasse:**

Tableau3.5 Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.

$N=0$	Désignation	E_p (m)	densité KN/m^3	poids KN/m^2
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical $e \times 22 \times h/g$	0,02	22,00	0,55
5	Mortier de ciment vertical $e \times 20 \times h/g$	0,025	20,00	0,50
6	Poids propre de la paillasse $e \times 25 \cos \alpha$	0,12	25,00	3,00
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,90
8	Garde-corps	/	/	0,13
9	Enduit en plâtre	0,025	10,00	0,25

-charge permanente : $G=7.51\text{KN/m}^2$

-Surcharge : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

$Q_{ul} = (1,35G+1,5Q)=13.89\text{KN/ml}$

$Q_{ser} = (G+Q).1\text{m} =10,01\text{KM/ml}$

b) Palier

Tableau3.6 Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

$N=0$	Désignation	ep(m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep×25	0,12	25,00	3,00
2	Carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de plâtre	0,015	0,10	0,15

- charge permanente : $G=4.33\text{KN/m}^2$

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

$QU_2 = (1,35 G+1,5 Q)=9.60\text{KN/ml}$

$Q_{ser2} = (G+Q).1\text{m} =6.83\text{KM/ml}$

▪ La pailleasse

$G = 7.51\text{kg/m}^2$

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

▪ Palier de repos

$G = 4.33 \text{ kg/m}^2$

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

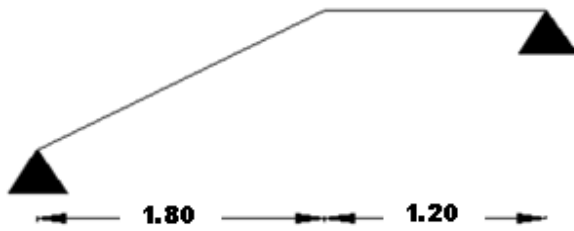
Combinaisons d'action

Tableau3-7: combinaison d'action

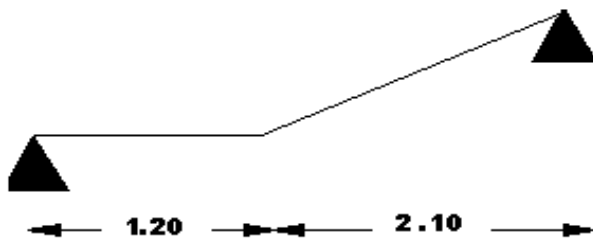
Combinaison d'action	La pailleasse (KN/m ²)	Palier (KN/m ²)
ELU	13.89	9,6
ELS	10.01	6.83

3-3-3/ Le schéma statique d'escaliers:

Volée -A



Volée-B



3-3-4/Détermination des sollicitations internes

3-3-4-1/calcul a l'ELU :Type 1



Figure 3-13: schéma statique des escaliers a L'ELU

***calcul de la réaction d'appuis :**

$$\sum F_V=0 \Rightarrow R_A+R_B=13.89 \times 1.80+1.20 \times 9.6$$

$$\Rightarrow R_A+R_B=36.52 \text{ KN}$$

$$\sum M_F/A=0 \Rightarrow (-R_B \times 3.00) + (13.89 \times 1.80 \times 0.9) + (9.6 \times 1.20 \times 2.40)$$

$$\Rightarrow R_B=16.72 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A=19.80 \text{ KN}$$

***détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

-section : $0 \leq x \leq 1.80$

$$M(x)=R_A \times x - q_u \times x^2/2$$

$$M(x)=19.80x - 13.89x^2/2$$

$$M(0)=0 \text{ KN.m}$$

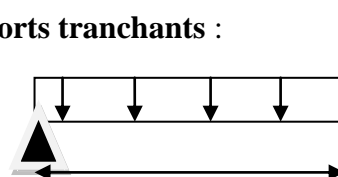


Figure 3-13: section 1-1 a l'ELU

$M(1.80)=13.14\text{KN.m}$

$M'(x)= R_A- q_u \times x \Rightarrow x=1.43\text{m} [0 ; 1.80]$

$M_{\text{max}}=M(1.43)=14.11 \text{ KNm}$

$T(x)=R_A- q_u \times x \Rightarrow T(x)=19.80-13.89x$

$T(0)=19.80\text{KN}$

$T(1.8)=-5.20\text{KN}$

-section : $1.80 \leq x \leq 3.00$

$M(x)=-4.8x^2+12.08x+6.95$

$M(1.80)=13.14\text{KN.m}$

$M(3.00)=0\text{KN.m}$

$T(1,80)=-5.20\text{KN}$

$T(3.00)=-16.72\text{KN}$

3-3-4-2 : calcul a l'ELS :

*calcul de la réaction d'appuis :

$\sum F_V=0 \Rightarrow R_A+R_B=10.01 \times 1.8+1.20 \times 6.83$

$\Rightarrow R_A+R_B=26.21 \text{ KN}$

$\sum M_{F/A}=0 \Rightarrow (-R_B \times 3.00) + (10.01 \times 1.8 \times 0.9) + (6.83 \times 1.20 \times 2.4)$

$\Rightarrow R_B=11.96\text{KN}$

$\Rightarrow R_A=14.25\text{KN}$

*détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :

-section : $0 \leq x \leq 1.8$

$M(x)= R_A \times x- q_s \times x^2/2$

$M(x)=14.25x-10.01x^2/2$

$M(0)=0\text{KN.m}$

$M(1.8)=9.43\text{KN.m}$

$M'(x)= R_A- q_s \times x \Rightarrow x=1.42 [0 ; 1.8]$

$M_{\text{max}}=M(1.42)=10.14$

$T(x)=R_A- q_s \times x \Rightarrow T(x)=14.25-10.01x$

$T(0)=14.25\text{KN}$

$T(1.8)=-3.77\text{KN}$

-section : $1.8 \leq x \leq 3.00$

$M(1.8)= 9.43\text{KN.m}$

$M(3.00)=0\text{KN.m}$

$T(1.8)=-5.2\text{KN}$

$T(3.00)=- 11.96\text{KN}$

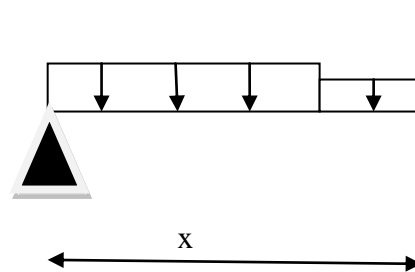


Figure 3-14: section2-2 a l'ELU

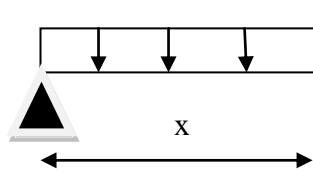


Figure 3-15: section1-1 a l'ELS

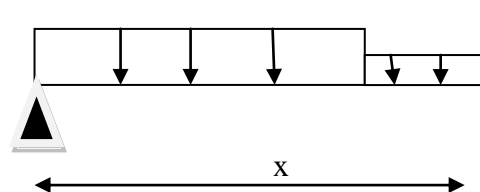


Figure 3-17: section2-2 Al'ELS

Récapitulatif des moments et efforts tranchants :

Les sollicitations internes sont déterminées par le logiciel « SAP2000 »

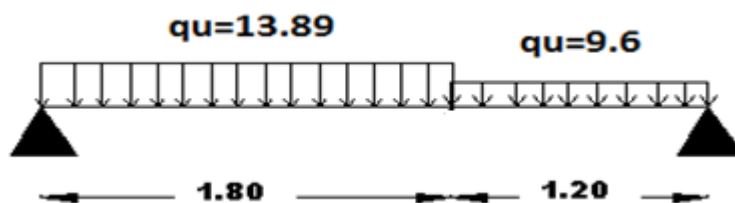
Tableau 3-8: les sollicitations internes pour les trois types d'escaliers

	ELU	ELS
M_{\max} (kN.m)	14.11	10.14
T_{\max} (kN)	19.80	14.25

	ELU		ELS	
	M_{\max} (kN.m)	T_{\max} (kN)	M_{\max} (kN.m)	T_{\max} (kN)
Type 1	24.575	26.12	17.654	18.80
Type 2	26.40	23.45	18.95	16.78
Type3	25.09	26.40	18.30	19.00

3-3-5 Détermination du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

❖ E.L.U Type 1 :**Figure 3-18:** schéma statique d'escalier type 1**a. En travée**

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0.9 h = 0.108 \text{ m}$$

Avec $h = 12 \text{ cm.}$

$$M_u = 0,85 \times 14,11 = 11,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{0,01199}{1.(0.108)^2.14,17} = 0.0725 < 0.392$$

$$\mu_u \leq \mu_r \Rightarrow ssa$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z.\sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) \text{ avec}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.094$$

$$\Rightarrow z = 0.1m.$$

$$\text{Donc } A_{st} = \frac{0,01199}{348(0.1)} = 3.44cm^2.$$

On prend 4T12 ; $A_{st} = 4.52cm^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st, \min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$$

$$A_{st, \min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.108 \times 2.1 / 400$$

$$A_{st, \min} \geq 1.30cm^2 \quad (\text{condition vérifier } A_{st, \min} \geq 1.30cm^2)$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 \quad \Leftrightarrow A_r = 4.52 / 4 = 1.13 cm^2$$

On prend 2T10 ; $A_r = 1.57cm^2$

b. En appuis

$$M_u = 0,5 \times 14.11 = 7.06KN.m$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{0.00706}{1.(0.108)^2.14,17} = 0.043 < 0.392$$

$$\mu_u \leq \mu_r \Rightarrow ssa$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z.\sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) \text{ avec}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.10$$

$$\Rightarrow z = 0.1\text{m.}$$

$$\text{Donc } A_{st} = \frac{0,00706}{348(0.1)} = 2.03\text{cm}^2.$$

On prend 2T12 ; $A_{st} = 2.26\text{cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st\min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$$

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

$$A_{st\min} \geq 1.30\text{cm}^2 \quad (\text{condition vérifier } A_{st\min} \geq 1.30\text{cm}^2)$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 \quad \Rightarrow A_r = 2.26 / 4 = 0.565 \text{ cm}^2$$

On prend 1T10 ; $A_{st} = 0.79 \text{ cm}^2$

❖ **E.L.S**

a. En travée

$$M_s = 0,85 \times 10.14 = 8.62 \text{ KN.m } A_{st} = 2.47 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre:**

$$Bx^2/2 - nA_{st}(d-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 15 \times 2.47 \times (10.8 - x) = 0$$

$$X = 2.48\text{cm}$$

• **Le moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + nA_{st}(d-y)^2 = 3073.07\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_s / I_G) \times n = 6.96\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.96\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$M_{ser} = 0.5 \times 10.14 = 5.07\text{KN.m } A_s = 1.37\text{cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre:**

$$Bx^2/2 + nA_{st}(d-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 15 \times 1.37 \times (10.8 - x) = 0$$

$$X = 1.91\text{cm}$$

•Le moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n A_{st}(d-y)^2 = 1856.35 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_s/I_G) \times n = 5.216 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.216 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche:

$$H = 3.06 \text{ m}$$

L : Distance entre appuis = 3 m

$$h/l > 1/16 \Rightarrow 306/300 > 1/16$$

$$\Rightarrow 1.02 > 0.0625 \quad \text{c.v}$$

$$h/l > (1/18)(M_s/M_u) \Rightarrow 306/300 > (1/18)(1014/1411)$$

$$\Rightarrow 1.02 > 0.0399 \quad \text{c.v}$$

$$(A_{st \text{ appuis}}/b \times d) \leq 4.20/f_c \Rightarrow 0.00128 \leq 0.0105 \quad \text{c.v}$$

Donc la flèche est vérifiée

Espacement entre les barres :

$$e = 100/\text{nombre de bar-1}$$

la longueur de barres pour les appuis est calculée comme une longueur d'un chapeau

$$l_1 = 0.25 \times l \Rightarrow \text{avec } l = 3.00 \text{ m}$$

$$l_1 = 0.25 \times 3.00 \Rightarrow l_1 = 0.75 \text{ m}$$

3-9 Tableau : récapitulatif du Ferrailage des escaliers.

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)	Armature de répartition calculée (cm ²)	Armature de répartition choisie (cm ²)
En travées	3.44	4T12=4.52	1.13	2T10=1.57
En appuis	2.03	2T11=2.26	0.565	1T10=0.79

3-3-6 : ETUDE POUTRE PALIERE :

a) **Pré dimensionnement :** d'après le règlement BEAL91 on a

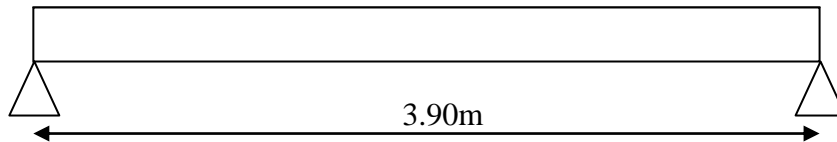
$$l/15 < h < l/10 \text{ avec } l : \text{distance entre poteau } l = 3.90 \text{ m}$$

h : hauteur de poutre

$$390/15 < h < 390/10 \Rightarrow 26 < h < 39 \text{ cm}$$

on prendra h=35 cm et b=30 cm

$$d = 0.9h = 0.9 \times 30 \Rightarrow d = 27 \text{ cm}$$



b) Descente des charges:

Poids propre de la poutre :

$$P=0.35 \times 0.3 \times 25=2.25 \text{ kN/ml}$$

Mur double parois sur le palier =2.04 kN/ml

$$G=4.24 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation $Q=0\text{kN}$

Réaction d'escalier :

$$\text{On a : } T_{\max} = R_b / (1/2)$$

c) Combinaison d'action :

- ELU

$$q_u = 1.35G + T_{\max} \quad \text{avec } T_{\max} = 26.128/2 = 13.064\text{kN}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.24 + 13.06 = 18.78 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = G + T_{\max} \quad \text{avec } T_{\max} = 18.80/2 = 9.40\text{kN}$$

$$q_s = 4.24 + 9.40 = 13.64 \text{ KN/ml}$$

d-Ferrailage de la poutre palière

- ELU

$$F_{bc} = 14.17\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.85 \text{ MPa}$$

- En travée

$$M_{\max} = q_u l^2 / 8 \Rightarrow M_{\max} = (2457.5 \times (3.90)^2) / 8$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 46.72\text{KN.m}$$

$$M_{ut}=0.85 \times 46.72 = 39.71 \text{ KN.m}$$

1-moment ultime réduit :

$$\mu_u = M_{ut}/b \times d^2 \times f_{bc} \Rightarrow \mu_u = 39.71 / (0.3 \times (0.27)^2 \times 14.17)$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.128$$

$$\mu_u = 0.128 > \mu_r = 0.392 \text{ SSA}$$

2-section d'armature :

$$A_{st} = Mu/z \times \sigma_{st} \Rightarrow \alpha = 0.182 \text{ m}$$

$$Z = 0.26 \text{ m}$$

$$A_{st} = 4.38 \text{ cm}^2$$

3-condition de non fragilité :

On prendre la section minimale

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_c) \text{ avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times (2.1/400)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.98 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifier } A_{st \text{ tra}} \geq 1.30 \text{ cm}^2)$$

Donc le ferrailage choisi est $A_{st \text{ travé}} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

- **En appuis**

$$M_{\text{max}} = q_u l^2 / 8 \Rightarrow M_{\text{max}} = (24.575 \times (3.90)^2) / 8$$

$$\Rightarrow M_{\text{max}} = 46.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.5 \times 46.72 = 23.36 \text{ KN.m}$$

1-moment ultime réduit

$$\mu_u = M_{ut}/b \times d \times f_{bc} \Rightarrow \mu_u = 23.36 / (0.3 \times (0.27)^2 \times 14.17)$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.075$$

$$\mu_u = 0.075 > \mu_r = 0.392 \text{ SSA}$$

2-section d'armature :

$$A_{st} = Mu/z \times \sigma_{st} \Rightarrow \alpha = 0.028 \text{ m}$$

$$Z=0.267\text{m}$$

$$A_{st}=2.51\text{cm}^2$$

3-condition de non fragilité :

En prendre la section minimale

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_c) \quad \text{avec } f_{t28}=2.1\text{MPa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times (2.1/400)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.98\text{cm}^2 \quad (\text{condition vérifier } A_{st \text{ tra}} \geq 1.30\text{cm}^2)$$

Donc le ferrailage choisi est $A_{st \text{ travée}} = 3T12 = 3.39\text{cm}^2$

- ELS

En travée :

1-position de l'axe neutre :

$$A_{st \text{ travée}} = 3.39\text{cm}^2 \quad \text{et } n=15$$

$$Bx^2/2 - n \times 3.39 \times (d-x) = 0.15x^2 - 15 \times 3.39 \times (0.27-x)$$

$$X=8.02\text{cm}$$

2-moment d'inertie:

$$I=23476.72\text{cm}^4$$

3-calcul la contrainte :

Béton :

$$M_{\text{max}} = q_s l^2 / 8 \Rightarrow M_{\text{max}} = (17.65 \times (3.90)^2) / 8$$

$$\Rightarrow M_{\text{max}} = 33.55\text{KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85 \times 33.55 = 28.52 \text{ KN.m}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \times [M_{st} \times (d-x) / I] = 15 \times [28.52 \times 10^{-3} \times (0.27 - 0.0802) / 0.000235]$$

$$\sigma_{st} = 34.55\text{MPa}$$

Vérification:

$$\sigma_{bc}=9.74MPa < \sigma_{bc}=15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc}=34.55MPa < \sigma_{st}=201.63MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appuis :**1-position de l'axe neutre :**

$$A_{st \text{ travée}}=3.39\text{cm}^2 \text{ et } n=15$$

$$Bx^2/2 - n \times 3.39 \times (d-x) = 0.15x^2 - 15 \times 3.39 \times (0.27-x)$$

$$X=7.82.\text{cm}$$

2-moment d'inertie:

$$I=0.00023\text{m}^4$$

3-calcul la contrainte :**Béton :**

$$M_{\max} = q_s l^2 / 8 \Rightarrow M_{\max} = (13.64 \times (3.90)^2) / 8$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 25.93 \text{KN.m}$$

$$M_{sa} = 0.5 \times 25.93 = 12.96 \text{KN.m}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \times [M_{sa} \times (d-x) / I] = 15 \times [12.96 \times 10^{-3} \times (0.27 - 0.078) / 0.00023]$$

$$\sigma_{st} = 162.28 \text{MPa}$$

Vérification:

$$\sigma_{bc} = 4.406 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 162.28 \text{MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Le R.P.A 99 V 2003 exige que :

$$A_{s, \text{min}} = 0.5\% (b \times h) \text{ dans toute la section.}$$

On a :

$$A_{s, \text{min}} = 0.5 \times (0.35 \times 0.3) / 100 = 4.5 \text{cm}^2$$

D'où :

$$A_{st\text{travée}} + A_{st\text{appuis}} = 4.52 + 3.39 = 7.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{st\text{travée}} + A_{st\text{appuis}} = 7.91 > A_{st\text{min}} = 4.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

***calcul des armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq (h/35 ; \emptyset_l ; b/10) \Rightarrow \emptyset_t \leq (35/35 ; 1.2 ; 30/10)$$

$$\Rightarrow \emptyset_t = \emptyset 8 \text{ mm}$$

***calcul l'espace du cadre :**

D'après **R.P.A 99 V 2003** on a

.zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12\emptyset_{l\text{min}} ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(35/4 ; 12 \times 1.2 ; 30 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

.zone nodal:

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

***vérification au cisaillement :**

$$T_{\text{max}} = 3756 \cdot 10^{-5}$$

$$\tau = 0.644 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

donc on a :

$$\tau_u < \tau_u \dots\dots\dots \bar{\text{condition vérifiée}}$$

***vérification de la flèche :**

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$L : \text{Distance entre appuis} = 3.90 \text{ m}$$

$$h/l > 1/16 \Rightarrow 0.3/3.90 > 1/16$$

$$\Rightarrow 0.077 > 0.0625 \quad \text{c.v}$$

$$h/l > (1/18)(M_s/M_u) \Rightarrow 0.089 > 0.025 \quad \text{c.v}$$

$$(A_{st\text{appuis}}/b \times d) \leq 4.20/f_c \Rightarrow 0.00309 \leq 0.01052 \quad \text{c.v}$$

Donc la flèche est vérifié

***récapitulatif du ferrailage de la poutre palière**

3-10Tableau : récapitulatif du ferrailage de la poutre palière

	Ferrailage calculé(cm ²)	Ferrailage Choisi(cm ²)	Armature transversale	Espacement (cm)
En travée	4.38	4T12=4.52	Ø8mm	5cm=zone nodal
En appuis	2.51	3T12=3.39		10cm=z.courante

3-4 : Calcul de l'acrotère

3-4-1 : Introduction

L'acrotère est couramment placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

3-4-2-Dimension :

La hauteur $h = 50$ cm

L'épaisseur $e_p = 10$ cm

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries dont la variation est exposé entraîné des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

3-5-3 : Calcul des sollicitations :

3-5-3-1 poids propre :

$$S = [(0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + 0.5 \times (0.05 \times 0.1)] = 0.0575 \text{ m}^2$$

$$G = 0.0575 \times 25 = 1.4375 \text{ kn/ml}$$

$$G = 1.4375 \text{ kn/m}^2$$

3-5-3-2 Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une la main courante $Q = 1,00 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,4375 = 1.9406 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise en flexion composée

-Enrobage :

Fissuration préjudiciable

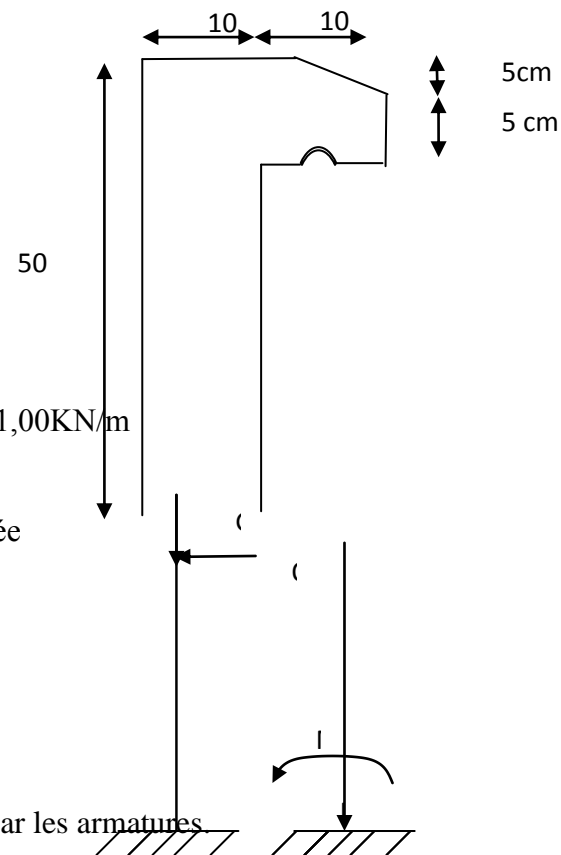
On prend $C = C' = 2$ cm

$$L'excéntricité: e = M_u / N_u = 0.75 / 1.9406$$

$$e = 0.386$$

$$e_p / 2 = 0,10 / 2 = 0,05 \text{ m} < 0,386 \text{ m}$$

le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures



3-5-4 : Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5}$$

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

avec γ : coefficient de sécurité = 1,5 (cas générale)

θ : coefficient d'application=1(charge>24h)

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 1.9046 \left(0,386 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,792 \text{KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02) \times 1,9046 - 0,792 = -0,659 \text{KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) 14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905 \text{KN.m}$$

$$-0,659 \text{KN.m} < 24,7905 \text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait par une section rectangulaire

$$b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

3-5-5 : Calcul du ferrillage E. L. U. R :

$$M_u = 0,792 \text{KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,792 \times 10^3 / 100 \times 92 \times 14,17 = 0,0069$$

Verifikation de l'existence des Armatures comprimées A'

$$\mu_l = 0,8\alpha l(1 - 0,4\alpha l) ; \alpha l = 3,5 / (3,5 + 1000\zeta_{sl}) ; \zeta_{sl} = f_e / E_s \delta_s = 400 / (2.100000.1,15) = 1,74$$

$$\alpha l = 3,5 / (3,5 + 1,74) = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

on calcul:

A_{fs} : section des armatures en flexion simple.

A_{fc} : section des armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = M_u / \sigma_s \beta d = 0,792 \times 1000 / 348 \times 0,996 \times 9 = 0,254 \text{cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \sigma_s} = 0,254 - \frac{1,9046 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,199 \text{cm}^2$$

3-5-6 : section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

$$A_s \text{ min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1 \times 0,9 \times 2,1}{400} \times \frac{0,386 - 0,0405}{0,386 - 0,0165} \times 0,23$$

$$A_s \text{ min} = 1,01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{MPa}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 1,7125 / 0,6 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{st}; A_{sl}; A_{\min}) = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T6; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,2825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit $4\phi 6 \text{ p.m}$

Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,725(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,6555 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 16,95y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

Moment quadratique:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{655,55}{1064,68} \times 1,59 = 0,979 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{655,55}{1064,68} (9 - 1,59) = 68,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 68,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5KN$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67KN / m^2 = 0,017MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1f_{c28}; 4MPa) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5MPa; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,017MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le RPA modifié, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés des forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p^{(1)}$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15

Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8

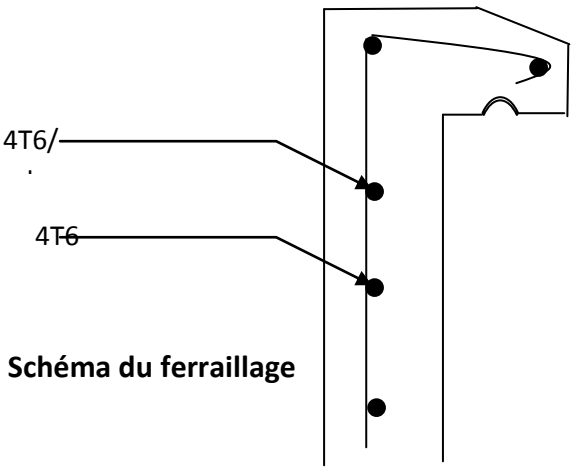
Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,4375 KN

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifié que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,4375 \cdot 0,8 = 0,69KN$$

$$F_p = 0,69 KN < 1,5Q = 1,5KN \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée .}$$



3-5 : Étude de la dalle pleine

3.5.1. Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de $1.80m$.

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La sur charge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de $1m$ à la flexion simple

✓ Epaisseur de balcon:

Isolation acoustique: $e \geq 12cm$

$e \geq L/10 = 180/10 = 18cm$

On prend: $e = 20 cm$

3-5-2 : Evaluation des charges :

Descente de charge:

3-11 Tableau : Evaluation des charges pour le balcon

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
01	Carrelage	0.02	20.00	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
03	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
04	Dalle pleine	0.20	25.00	5.00
05	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20

G=6.36KN/m²

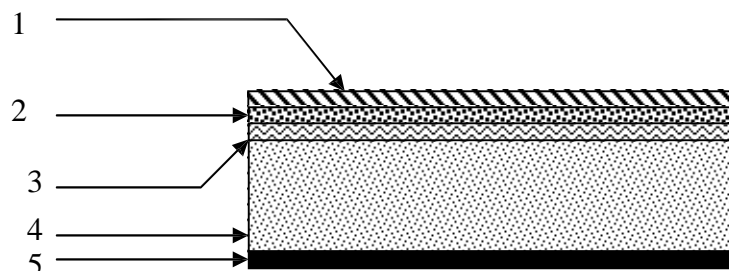


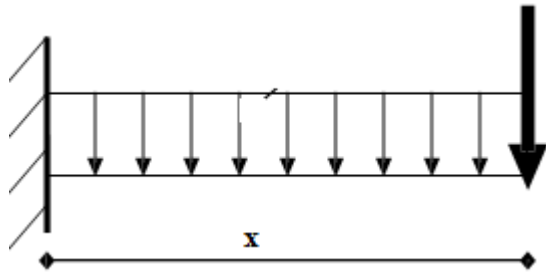
Figure3-19: Evaluation des charges pour le balcon

Poids propre $G = 6,36 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

La charge des murs (force concentrée) $P = 1,81 * 1,10 = 1,99 \text{ KN}$

✓Schéma statique



3-5-3 :Les charges d'étage courant

Le calcul se fait par une bande de 1m l.

$$G = 636 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \quad \Rightarrow \quad G = 636 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \quad \Rightarrow \quad Q = 350 \text{ kg/ml}$$

$$\text{La charge } P = 1,81 \text{ kg/m} \times 1,10 \text{ m} \times 1 \text{ ml} = 199 \text{ kg}$$

3-5-4 : Les combinaisons d'action

• **ELU :**

$$q_U = 1,35G + 1,5Q \quad \Rightarrow \quad q_U = 1384 \text{ kg/ml}$$

$$p_U = 1,35P \quad \Rightarrow \quad p_U = 269 \text{ kg/ml}$$

• **ELS :**

$$q_S = G + Q \quad \Rightarrow \quad q_S = 986 \text{ kg/ml}$$

$$p_S = P \quad \Rightarrow \quad p_S = 199 \text{ kg/ml}$$

3-5-5 :Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

❖ **ELU:**

Section 1-1: $0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$

$$M(x) = -p_U x - q_U \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -269x - 1384 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ kg.m} \\ M(1.3) = -2726.28 \text{ kg.m} \end{array} \right.$$

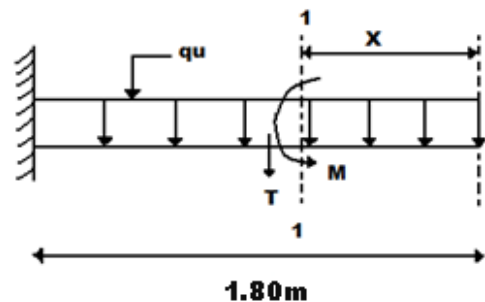


Figure3-20: section 1-1 de la dalle a l'ELU

$$M'(x) = -269 - 1384 x = 0$$

$$\Rightarrow x = -0,194 \text{ m} \notin [0, 1,8]$$

$$T(x) = p_U + q_U x$$

$$T(x) = 269 + 1384 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 269 \text{ kg} \\ T(1,8) = 2760,2 \text{ kg} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,8\text{m}$

$$M(x) = -p_s x - q_s \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -199x - 986 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg.m} \\ M(1,8) = 1955,52 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = -199 - 986 x = 0$$

$$\Rightarrow x = 0,201 \notin [0, 1,8]$$

$$T(x) = p_s + q_s x$$

$$T(x) = 199 + 986 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 199 \text{ kg} \\ T(1,8) = 1973,8 \text{ kg} \end{cases}$$

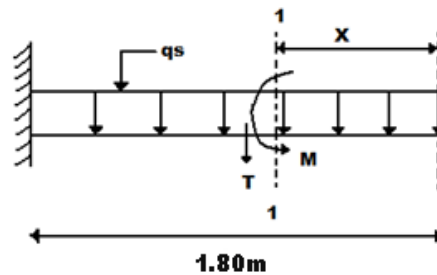


figure 3-21:section 1-1 de la dalle a l'ELS

Tableau 3-12:récapitulatif de M et T de la dalle pleine

x (m)	ELU		ELS	
	M(x) (kg.m)	T(x) (kg)	M(x) (kg.m)	T(x) (kg)
0	0	269	0	199
1.8	2726,28	2760,2	1955,52	1973,8

3-5-6 : Détermination du ferrailage

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

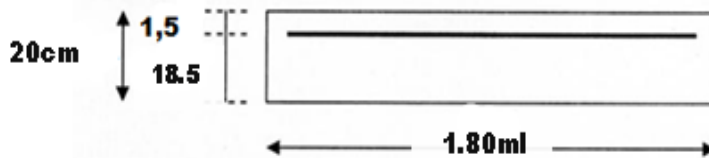


Figure 3-22:schéma du balcon

❖ **ELU :**

h = 20 cm.
 d = 0,9 × h = 18 cm.
 b = 1 ml.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$$\sigma_{st} = f e / y_s$$

$$\mu_u = \frac{M_u^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2726.28 \times 10^{-5}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.0594$$

$$\mu_u > \mu_r \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0594})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.076.$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.076)$$

$$\Rightarrow Z = 0.1745 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{2726.28 \times 10^{-5}}{0,1745 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 4.49 \text{ cm}^2 .$$

Le choix : $A_{st} \Rightarrow \mathbf{4T12}$ » de section $\mathbf{4,52}$ cm²/ml.

• **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400}$$

Donc : $4,52 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$ C.V

• **Armature de répartition :**

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

Le choix : $A_r \Rightarrow \mathbf{3T8}$ de section $\mathbf{1,51}$ cm²/ml.

• **Vérification à l'ELS :**

$$M_S = 1955.52 \text{ kg.m}$$

1. Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n = 15.$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0 \Rightarrow 50 x^2 - 15 \cdot 4,52 (18 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 4,99$$

$$\Rightarrow \mathbf{x = 0,043m}$$

2. moment d'inertie:

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

$$I = \frac{1 \times (0,043)^3}{3} + 15 \times 0,000452 \times (0,18 - 0,043)^2$$

$$I = 1,535 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

3. Calcul des contraintes:

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1955.52 \times 10^{-5} \times 0,043}{1,535 \cdot 10^{-4}} = 5.48 \text{ Mpa}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{1955.52 \times 10^{-5} (0,18 - 0,043)}{1,535 \cdot 10^{-4}} = 261,8 \text{ Mpa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles:

Béton

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

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

Acier

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min}(266,66, 201,63) \quad \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

Vérification:

$$\sigma_{bc} = 5.48 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 261,8 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$A_{\min} = 0,5 \% \text{ b.h d'après RPA99.}$

$$A_{\min} = 0,5 \% \cdot 100 \cdot 20 = 10 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 7 \text{ T14} = 10,78 \text{ cm}^2$

Avec: $st = 20 \text{ cm}$

-Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,695 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_r \Rightarrow 4\mathbf{T10}$ de section $\mathbf{3,14 \text{ cm}^2/ml}$.

5. Vérification au cisaillement

$T \text{ max} = 1973,8 \text{ kg}$

$$\tau_u = \frac{T \text{ max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1973,8 \times 10^{-5}}{1 \times 0,18}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,11 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale}).$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa.}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,11 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

6. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,20}{1,00} > \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow 0,2 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{10,78 \times 10^{-4}}{1 \times 0,18} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,00598 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

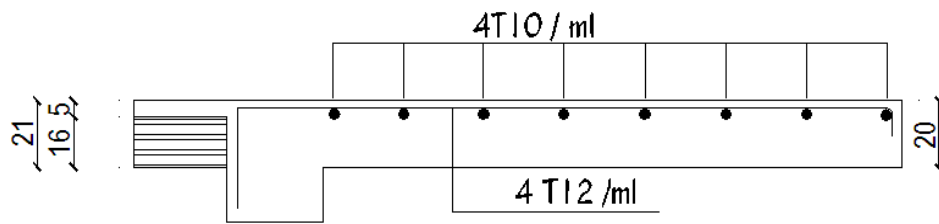


Figure 23: Ferrailage de la dalle pleine étage courant

3-6 : L'ascenseur:

3-6-1 : Introduction:

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour des structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

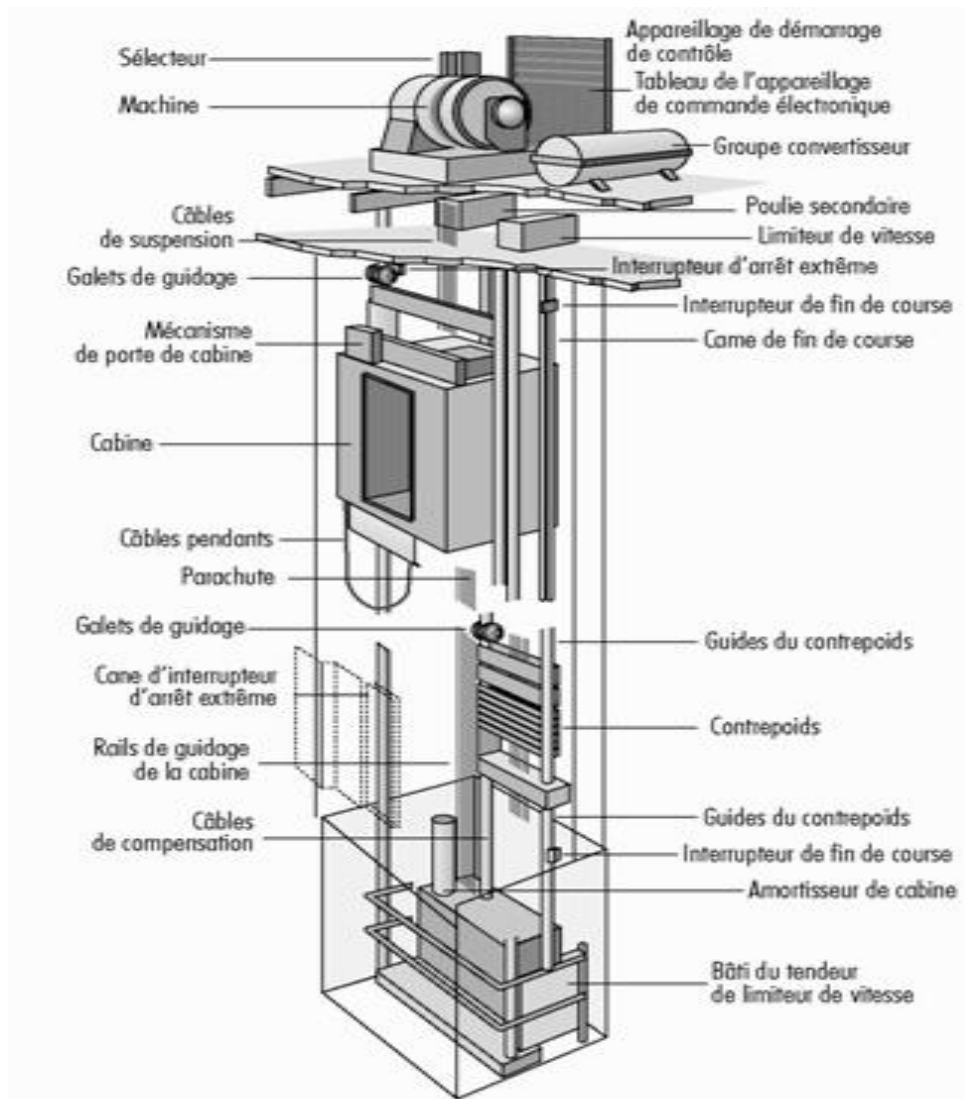


Figure 3-24 : Schéma descriptive d'un ascenseur mécanique

3-6-2 : Etude de l'ascenseur:

L'ascenseur est composé de trois constituants essentiels :

- ✓ le treuil de levage et sa poulie.

- ✓ la cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- Pp : le poids de contre poids tel que $Pp=Pm+Q$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22) (1)

- Largeur : 1,20 m
- Profondeur : 1,50m
- Hauteur : 2,2 m
- La largeur de passage libre: 0.80 m
- La hauteur de passage libre:2.00m
- La hauteur de la course : 27.88m
- L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : h0=25cm.

-Treuil du haut + moteur =1200 kg

-Le poids mort total est : $Pm = \sum M_i = 2342,5 \text{ Kgm}$

- Le contre poids $Pp = Pm + Q/2 = 2342.5 + 675/2 = 2680 \text{ Kg}$

a) calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de la sécurité Cs est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$; (D: diamètre de la poulie et d: diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elleque soit le nombre des tirons.

On prend $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550\text{mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On à: $C_r = C_s \cdot M$ (I)

$M = Q + Pm + M_g$ (II)

Avec :

M : charge statique nominale portée par la nappe.

Mg : Poids du câble.

C_s : Coefficient de sécurité du câble.

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

On néglige Mg devant (Q+Pm) :

$C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + Pm) = 10(675 + 2342.5) = 36210 \text{ Kg}$

\Rightarrow On doit diviser le C_r par le coefficient de cablage qui est de 0.85

$C_r = \frac{36210}{0,85} = 42600 \text{ Kg}$.

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_r (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec : m : type de moulage (2brins, 3brins, ...)

N : nombre des câbles.

Pour $\begin{cases} d = 12.22 \text{ mm} \\ m = 3 \text{ brins} \end{cases} \Rightarrow C_r (1\text{c\grave{a}ble}) = 8152 \text{ Kg}$
 $n = \frac{C_r}{C_r (1\text{c\grave{a}ble}) \times m} = \frac{42600}{8152 \times 3} = 1,74 \Rightarrow n = 2 \text{ c\grave{a}bles}$. Le nombre de c\^ables doit \^etre pair et cela pour compenser les efforts de tension des c\^ables.

b).Le poids des c\^ables (Mg) :

$M = m \times n \times L$

m : la masse lin\^eaire du c\^able $m = 0,512 \text{ Kg/m}$.

L : longueur du c\^able = 27.88m.

n : nombre des c\^ables = 2.

$M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 27.88 = 28.55 \text{ Kg}$.

$M = Q + P_m + M_g = 675 + 2342,5 + 28.55 = 3046.05 \text{ Kg}$.

c).V\^erification de Cr :

$C_r = C_r (1 \text{ c\grave{a}ble}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$

$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{41575,2}{3068,52} = 13,54 > 12 \dots \dots \dots \text{Condition v\^erifi\^ee}$.

d).Calcul de la charge permanente total G:

$G = P_m + P_p + \overline{P_{treuil}} + M_g$

- La charge permanente totale : $G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 28.55 = 6251.05 \text{ Kg}$

- la surcharge : $Q = 675 \text{ Kg}$

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9451.41 \text{ Kg}$

3-6-3 : V\^erification au poin\^onnement :

Le moteur de l'ascenseur qui est suppos\^e appuy\^e sur 4 appuis risque de nous cr\^eer le poin\^onnement au niveau de la dalle machine. La charge totale ultime du moteur est de 9451.41 Kg.

Soit q_0 : la charge appliqu\^ee sur chaque appuis $\Rightarrow q_0 = \frac{9451.41}{4} = 2362.85 \text{ Kg}$.

Selon le B.A.E.L 91 la condition de non poin\^onnement \^a v\^erifier est :

$q'_0 \leq 0.045 \times \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} q_0$

Avec :

q'_0 : charge de de poin\^onnement
 45°

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

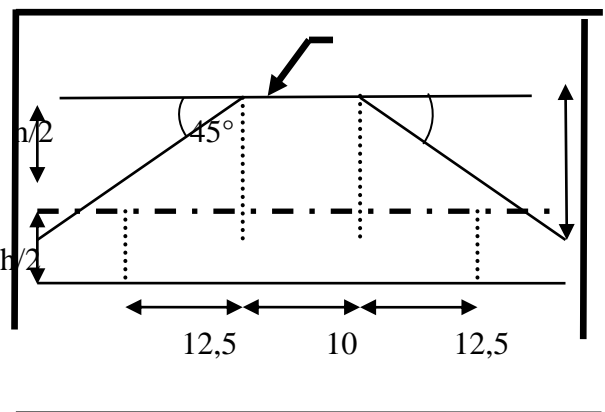
μ_c : P\^erim\^etre du contour au niveau du feuillet Moyen.

La charge concentr\^ee q_0 est appliqu\^ee sur un Carr\^e de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 25 \text{ cm}$.

$U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$.

$V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$.



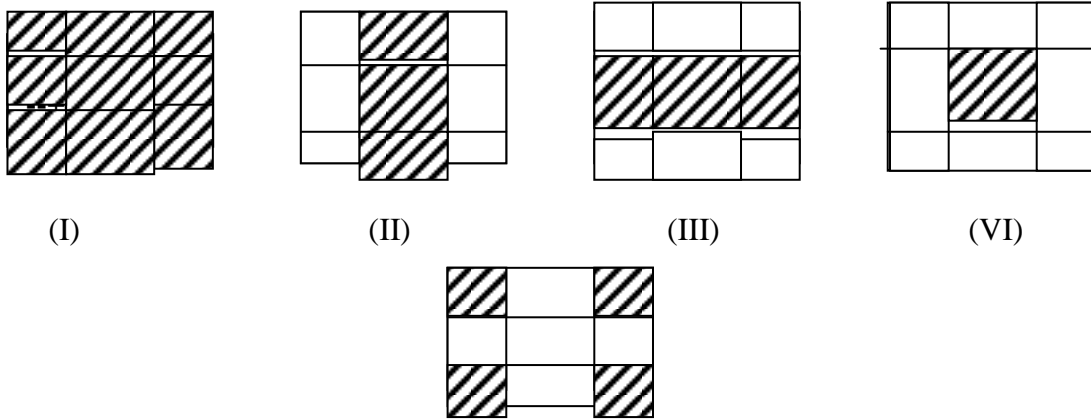
$$\mu_c = 2(U + V) = 2(35 + 35) = 140 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 0.045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 26250 \text{ kg} > 2362.85$$

$$\Rightarrow \text{Donc il n'y a pas un risqué de poinçonnement.}$$

a).Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

A l'absence d'une fiche technique concernant le moteur mécanique d'un ascenseur, on a supposé que le moteur a une dimension de (130 × 120) cm² posée sur 4 appuis de (10 × 10) cm².



b) distance des rectangles :

✓ Rectangle (I) :

$$\begin{cases} U = 120 + 25 = 145 \text{ cm.} \\ V = 130 + 25 = 155 \text{ cm.} \end{cases}$$

v1=0.35

✓ Rectangle (II) :

$$\begin{cases} U = 145 - 70 = 75 \text{ cm.} \\ V = 155 \text{ cm.} \end{cases}$$

v3=0.85

✓ Rectangle(III) :

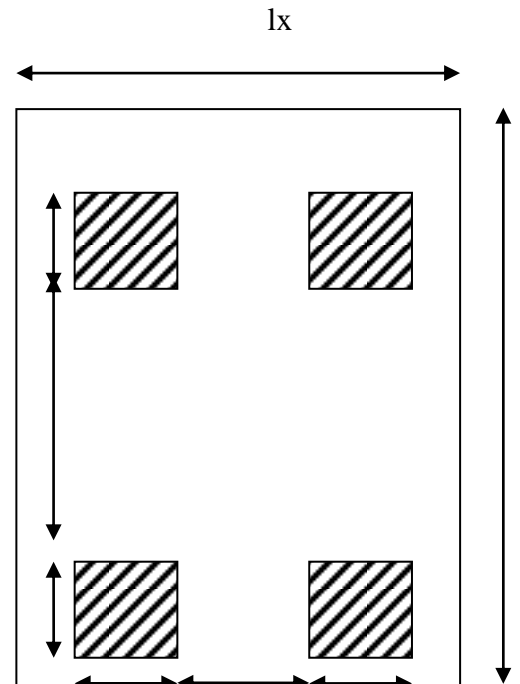
$$\begin{cases} U = 145 \text{ cm.} \\ V = 155 - 70 = 85 \text{ cm.} \end{cases}$$

v2=0.35

✓ Rectangle (VI) :

$$\begin{cases} U = 75 \text{ cm.} \\ V = 85 \text{ cm.} \end{cases}$$

u1=0,35 u2= 75 u3=0,35



c).Les moments suivant les deux directions :(E.L.U)

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson.}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

$$\text{A l'E.L.U on a: } \nu=0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = M_1 \cdot P \\ M_y = M_2 \cdot P \end{cases}$$

$P=P' \times S$ avec P' : la charge surfacique appliquée sur le rectangle A (35×35) cm².

$$P' = \frac{q_u}{U \cdot V} = \frac{2362.85}{0.35^2} = 19288.57 \text{ Kg/m}^2.$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (I),(II),(III)et (IV) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x=1,50\text{m}$; $L_y=1,20\text{m}$

Tableau 3.13 : moment isostatique des rectangles.

Rectangle	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	M1	M2	Surface S (m ²)	P'(Kg/m ²)	P=P'.S(Kg)	Mx (Kg.m)	My (Kg.m)
I	0.97	1.29	0.038	0.039	2.24	19264.32	43152.07	1639.77	1682.93
II	0.97	1.29	0.061	0.052	1.16	19264.32	21346.61	1163.14	1162.02
III	0.97	0.71	0.054	0.063	1.23	19264.32	23695.11	1279.53	1492.79
VI	0.50	0.71	0.089	0.085	0.63	19264.32	12136.52	1080.15	1031.60

d).Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{X1} = M_{x(I)} - M_{x(II)} - M_{x(III)} + M_{x(VI)} = 177.25 \text{ Kg. m.}$$

$$M_{Y1} = M_{y(I)} - M_{y(II)} - M_{y(III)} + M_{y(VI)} = 159.72 \text{ Kg. m.}$$

e).Moments dues aux charges reparties (poids propre):✓ **Chargement :**

$$L_x=1.52 \text{ m} \quad ; \quad L_y=1.56 \text{ m} \quad ; \quad h_0=25 \text{ cm.}$$

$$- \text{ Poids propre : } G = 0.25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/ml.}$$

$$- \text{ Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 993,75 \text{ Kg/ml}$$

✓ **Sollicitations :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$- \text{ Méthode B.A.E.L : } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0392 \\ \mu_y = 0,9322 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 90.00 \text{ Kg. m} \\ M_{y2} = 83.89 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

✓ **Les moments appliqués à la dalle:**

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 177.25 + 90 = 267.25 \text{ Kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 159.72 + 83.89 = 243.11 \text{ Kg.m}$$

✓ **Moments retenus : 0.75Mox**

En travée : 0.75 M0X

$$M_{tx} = 0.75.M0X = 200.437 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = 0,75.M0y = 182.332 \text{ kgm}$$

En appuis : 0.5M0x 0.75 M0x

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M0x = 133.625 \text{ kg.m}$$

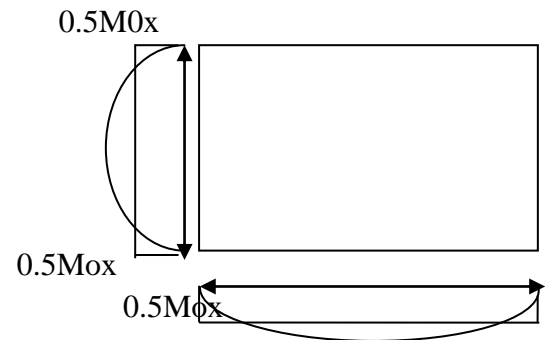


Figure 3.25: Evaluation de sollicitations appliqué à la dalle.

3.6.4 : Calcul du ferrailage de la dalle:

On va faire l'étude sur une bande de 1 m de largeur.

- ✓ Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$.
- ✓ Hauteur de la section $h=25\text{cm}$
- ✓ Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=22,5 \text{ cm}$.
- ✓ Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ MPa}$, $\sigma_s=348\text{MPa}$.
- ✓ Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$, $f_{bc}=14,17\text{MPa}$.
- ✓ Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{MPa}$.
- ✓ Fissuration préjudiciable.

❖ **En travée :**

✓ **Suivant L_x :**

Le moment ultime: $M_{tx}=2672.5\text{N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2672.5}{100 \times 22.5^2 \times 14.17} = 0.00372 < 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature (} A_{sc} = 0 \text{)}.$$

$$\mu = 0.005 \xrightarrow{\text{tablea}} \beta = 0,998$$

$$\text{La section d'acier : } A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2672.5}{0.998 \times 22.5 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

❖ **En appuis :**

Le moment ultime: $M_{ax} = M_{ay} = 1336.25 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1336.25}{100 \times 22.5^2 \times 14.17} = 0.0018 < 0.392 \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$\mu = 0.002 \xrightarrow{\text{tablea}} \beta = 0,998$$

$$\text{La section d'acier : } A_{sx} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1336.25}{0.998 \times 22.5 \times 348} = 0.17 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

❖ **Section minimal des armatures:**

Puisque $h_0=25 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} < h_0 < 30 \text{ cm}$).

On peut appliquée la formule suivante:

• **Sens L_y :**

$$A_y = 8 \cdot h_0 (m) = 8 \times 0.25 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.30 \frac{cm^2}{ml} < A_{ymin} = 2 \frac{cm^2}{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ty} = 2 \frac{cm^2}{ml}. \\ A_{ay} = 0.19 \frac{cm^2}{ml} < A_{aymin} = 2 \frac{cm^2}{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ay} = 2 \frac{cm^2}{ml}. \end{cases}$$

- **Sens L_x :**

$$A_{xmin} = A_{ymin} \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0.9}{2} \right) = 2,10 \text{ cm}^2/ml.$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,37 \text{ cm}^2/ml < A_{xmin} = 2,10 \text{ cm}^2/ml \rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 2,10 \text{ cm}^2/ml. \\ A_{ax} = 0,25 \text{ cm}^2/ml < A_{xmin} = 2,10 \text{ cm}^2/ml \rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 2,10 \text{ cm}^2/ml. \end{cases}$$

❖ **Choix des aciers :**

Le diamètre: $h_0 = 25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$.

On a : $\phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \phi = 25 \text{ mm}$.

❖ **En travée :**

- **Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 2.10 \text{ cm}^2/ml. \\ S_{tx} \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}). \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm}. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ par } 1\text{m} = 3.14 \text{ cm}^2/ml. \\ S_{tx} = 30 \text{ cm}. \end{cases}$$

- **Sens L_y :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 2 \text{ cm}^2/ml. \\ S_{tx} \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}). \\ S_{tx} \leq 45 \text{ cm}. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ par } 1\text{m} = 3.14 \text{ cm}^2/ml. \\ S_{tx} = 30 \text{ cm}. \end{cases}$$

❖ **En appuis : (chapeau)**

$$\begin{cases} A_a = 2,10 \text{ cm}^2/ml. \\ S_t \leq 33 \text{ cm}. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/ml. \\ S_t = 30 \text{ cm}. \end{cases}$$

❖ **Nécessité de disposer des armatures transversales :**

1) La dalle est bétonnée sans reprise.

$$2) \tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{avec : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d} \quad ; \quad \overline{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \min(0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}).$$

$$\begin{cases} V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v & \text{sens } L_x \\ V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u & \text{sens } L_y \end{cases}$$

➤ **On calcule V_x et V_y : (efforts tranchants dus aux charges réparties):**

$$\rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2(1 + \frac{\rho}{2})} \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases} \quad V_x > V_y$$

$$V_x = 9.93 \frac{1.52}{2(1+\frac{0.9}{2})} = 5.20 \text{ KN.}$$

$$V_y = 9.93 \frac{1.52}{3} = 5.03 \text{ KN.}$$

➤ On calcule V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{q_0}{2U+V} = \frac{2359.88}{2 \times 0.35 + 0.35} = 22,47 \text{ KN.}$$

$$\frac{q_0}{3U} = \frac{2359.88}{3 \times 0.35} = 22,47 \text{ KN} \quad \Rightarrow V_v = \frac{q_u}{3.U} \leq V_u$$

On a: $U = V = 35 \text{ cm.} \Rightarrow V_v = V_u = 22,47 \text{ KN.}$

$$\begin{cases} V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 5,20 + 22,47 = 27,67 & \text{sens } L_x \\ V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 5,03 + 22,47 = 27,50 & \text{sens } L_y \end{cases}$$

D'où: $V_{u \text{ tot}} = \max(V_{x \text{ tot}}; V_{y \text{ tot}}) \Rightarrow V_{u \text{ tot}} = 27,67 \text{ KN.}$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d} = \tau_u = \frac{27,67 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,122 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad ;$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,25}{3} \min(0.13 \times 25; 5 \text{ MPa}) = 2.70 \text{ MPa.}$$

Alors $\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3-6-5 : Vérifications à L'E.L.S :

a). Calcul des sollicitations:

❖ Charge localisée :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ Avec } \nu : \text{coefficient de poisson.}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P \nu = 0.2 \text{ (E.L.S).}$$

$$P_{ser} = P'_{ser} \cdot S = \frac{P'_{0 \text{ ser}}}{U \times V} \cdot S \quad \text{Avec } P'_{0 \text{ ser}} = (G + Q) \times 1/4.$$

$$P'_{0 \text{ ser}} = (G + Q) \times \frac{1}{4} = (6242.26 + 675) \times 0,25 = 1729.315 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Donc : } P'_{ser} = 1729.315 / 0.35^2 = 14116.85 \text{ Kg.}$$

$$P_{ser} = 14116.85 \times S \text{ Kg.}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (I),(II),(III) et (IV) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x = 1,52 \text{ m} ; L_y = 1,56 \text{ m}$

Tableau 3.14 : moment isostatique des rectangles.

Rectangles	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	M1	M2	Surface S (m ²)	P'(Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	Mx (Kg.m)	My (Kg.m)
(I)	0.95	0.99	0.038	0.039	2.24	14116.85	316621.74	1454,82	1480,23
(II)	0.49	0.99	0.061	0.052	1.16	14116.85	16375.54	1174,49	1056,06
(III)	0.95	0.54	0.054	0.063	1.23	14116.85	17363.72	1161,64	1287,23
(VI)	0.49	0.54	0.089	0.085	0.63	14116.85	8893.61	946,98	918,39

❖ **Moment due aux charges localisées :**

$$M_{X1} = M_{x(I)} - M_{x(II)} - M_{x(III)} + M_{x(VI)} = 65,67 \text{ Kg.m}$$

$$M_{Y1} = M_{y(I)} - M_{y(II)} - M_{y(III)} + M_{y(VI)} = 55,33 \text{ Kg.m}$$

e).Moments dues aux charges reparties (poids propre):

$$L_x = 1.52 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 1.56 \text{ m} \quad ; \quad h_0 = 25 \text{ cm.}$$

- Poids propre : $G = 0.25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/ml.}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/ml.}$
- $Q_{ser} = G + Q = 725 \text{ Kg/ml.}$

✓ **Solicitations:**

- Méthode B.A.E.L : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 88,44 \text{ Kg.m} \\ M_{y2} = 75,19 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

✓ **Les moments appliqués à la dalle:**

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 65,67 + 88,44 = 154,11 \text{ Kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 55,33 + 75,19 = 130,52 \text{ Kg.m}$$

✓ **Moments retenus :**

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 115.58 \text{ Kg m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 97.89 \text{ Kg m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 77.05 \text{ Kg m}$$

b).Vérification des contraintes dans le béton :

✓ **Suivant Lx :**

En travée :

$$M_{tx} = 1155,8 \text{ N.m} \quad ; \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{sc} = 0$$

➤ **Position de l'axe neutre (Y) :**

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta A_{sc}(y-d) - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 1059,75 = 0 \quad \Rightarrow Y = 4,15 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul d'inertie:**

$$I_G = by^3/3 + \eta A_{sc}(y - c') + \eta A_{st}(d - y)^2$$

$$=100 \times (4,15)^3 / 3 + 15 \times 3,14(22,5 - 4,15)^2$$

$$I_G = 18242,07 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{1155,8}{18252,07} \times 4,15 = 2,62 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc on a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

↳ Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

En appuis :

La contrainte admissible du béton σ_{bc} : $\text{Max} < M_{tx}$

⇒ donc il est sur que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

↳ Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

✓ **Suivant L_y :**

En travée :

$$M_{ty} = 978,9 \text{ N m} \quad ; \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{sc} = 0$$

➤ **Position de l'axe neutre (Y) :**

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta A_{sc}(y-d) - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 1059,75 = 0 \quad \Rightarrow Y = 4,15 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul d'inertie:**

$$I_G = by^3 / 3 + \eta A_{sc}(y - c') + \eta A_{st}(d - y)^2$$

$$= 100 \times (4,15)^3 / 3 + 15 \times 3,14(22,5 - 4,15)^2$$

$$I_G = 18242,07 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{978,9}{18252,07} \times 4,15 = 2,22 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc on a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

↳ Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

c). Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e_p}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{152} \geq \frac{1155,8}{201541,1} \\ \frac{3,14}{100 \times 22,5} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,164 \geq 0,00573 \\ 0,00139 \leq 0,005 \end{array} \right\} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d). Disposition du ferrailage:

➤ **Arrêt des barres :**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

Fe400 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$

Donc : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$

➤ **Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max\left(L_s; \frac{1}{4} \times \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right) \cdot L_x\right) = \max(40 ; 30,39) \text{ cm}$$

$$L_1 = 40 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max(L_s; L_1/2) = \max(40\text{cm} ; 20\text{cm}).$$

➤ **Armatures finales :**

Suivant L_x : $A_t=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /ml avec $St=30\text{cm}$.

$A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /ml avec $St=30\text{cm}$.

Suivant L_y : $A_t=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /ml avec $St=30\text{cm}$.

$A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /ml avec $St=30\text{cm}$.

4. ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

4-1- Introduction:

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoqué par la rupture et changement de vitesse des roches à dessous. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit d'une mode faite au hasard dans tous les sens rayonnant d'un point dans la croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles. Comme résultat la structure peut s'effondrer résultant dans la perte de propriété et de durées. Les tremblements de terre ne tuent pas des gens. Par conséquent il y a le besoin de concevoir la construction résistantes de tremblement de terre, particulièrement dans les endroits en clins de tremblement de terre.

4-2- Choix de la méthode de calcul :

Le but de l'étude sismique est de déterminer les forces sismiques. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

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

- D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique I groupe d'usage 02 (Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).

Nous allons choisir la méthode d'analyse modale spectrale à cause des paramètres suivants :

- La méthode statique équivalente n'est plus applicable,

Le bâtiment ou bloc étudié, ne satisfaisait pas aux conditions de régularité en Plan et en élévation.

Groupe d'usage 02, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m (Non vérifiée).

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4-3- Méthode d'analyse modale spectrale:

4-3-1- Principe:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4-3-2- Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

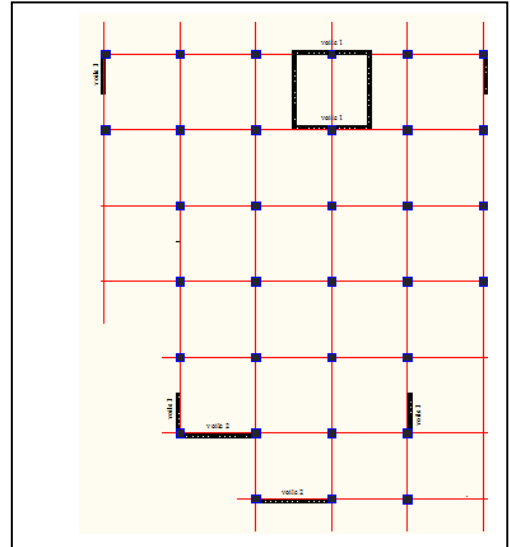
4-3-3- Choix du type de contreventement

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

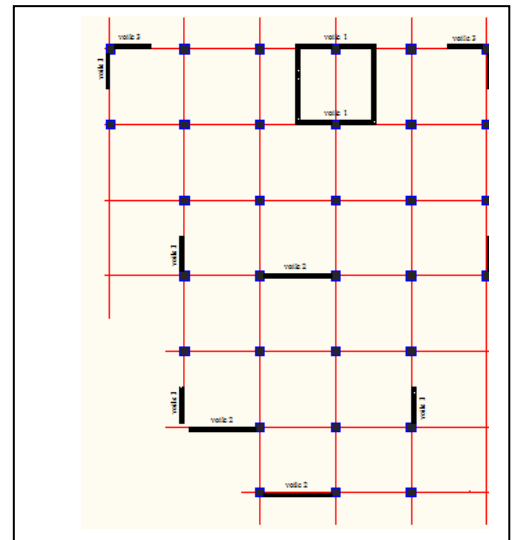
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- la position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

1^{ère} disposition:

$T=1,1s * 1^{er}$ mode translation
 * 2eme mode torsionnel

**Figure4-1:** variante 1 disposition du voile**2^{ème} disposition:**

$T=0.709s$
 1^{er} et $2^{ème}$ mode transrationnel

**Figure4-2:** variante 2 disposition du voile**4-3-4- Détermination des paramètres du spectre de réponse:****Coefficient d'accélération A :**

Zone (I) (D'après la classification sismique de wilaya de TLEMEN: RPA 99 version 2003)

Groupe (2). Alors d'après les deux critères précédents on obtient $A=0.08$

- **Coefficient de comportement de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003.

Notre structure a un système Portiques contreventés par des voiles, ce qui implique selon le

R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera : **R = 4**

Facteur de qualité Q :

Tableau 4-5-Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q »	P _q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	00	00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
La somme	0,20	0,20

$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0,15 \Rightarrow Q = 1,20.$

Centre de torsion:

* $X_t = \frac{\sum(I_{xi} \cdot X_i)}{\sum I_{xi}}$

* $Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \cdot Y_i)}{\sum I_{yi}}$

Avec:

X_t:L'abscisse du centre de torsion.

Y_t:L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi}:Moment d'inertie par rapport à l'axe(ox).

I_{yi}:Moment d'inertie par rapport à l'axe(oy).

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

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

Pour les poteaux :

* $I_{xi} = (bx^3)/12$

* $I_{yi} = (axb^3)/12 \dots \dots \dots (A)$

Puisque les poteaux sont de section carrée, on aura :

* $I_{xi} = I_{yi} = b^4/12 \dots \dots \dots (B)$

Pour les voiles :

Les dimensions sont constantes, alors:

* $I_{xi} = (bxl^3)/12$

* $I_{yi} = (lxb^3)/12 \dots \dots \dots (C)$

*Si $\alpha = 0$:En prend les formules précédentes.

α :l'angle d'inclinaison par rapport à l'axe globale de la structure.

*Si $\alpha \neq 0$:

$I_{xi} = I_x \times (\sin\alpha)^2 + I_y \times (\cos\alpha)^2$

$$I_{yi} = I_y \times (\sin\alpha)^2 + I_x \times (\cos\alpha)^2 \dots\dots\dots(D)$$

D'après l'application de la formule (A) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau4-1:Centre de torsion des planchers

Niveaux	RDC,	1 ^{ier} 2 ^{eme} , étages	3 ^{eme} ,4 ^{eme} , 5 ^{eme} Etages	6 ^{eme} ,7 ^{eme} , 8 ^{eme} etage
Xt(m)	10.78	10.85	10.41	10.55
Yt(m)	10.70	10.46	10.27	10.34

b. Centre de masse:

$$*X_m = \frac{\sum(W_i \times X_i)}{\sum W_i}$$

$$*Y_m = \frac{\sum(W_i \times Y_i)}{\sum W_i} \dots\dots\dots(E)$$

Les résultats du centre de masse donné par le "SAP2000" des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau4-2:Centre de masse de chaque niveau

Niveaux	Xi(m)	Yi(m)
RDC	10.99	10.60
1	10.99	10.58
2	10.99	10.56
3	11.00	10.55
4	11.00	10.55
5	11.00	10.53
6	11.00	10.53
7	11.00	10.51
8	11.03	10.56

Se l'on les **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités:

◆Excentricité théorique.

◆Excentricité accidentelle.

a. Excentricités théoriques:

$$e_{xt} = |X_m - X_t|.$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t| \dots \dots \dots (F)$$

Avec : X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Tableau4-3: Les excentricités théoriques des planchers

Niveaux	$e_{xt}(m)$	$e_{yt}(m)$
RDC	0,21	0.10
1	0,14	0.12
2	0,14	0.10
3	0,59	0.28
4	0,59	0.28
5	0,59	0.26
6	0.45	0.19
7	0.45	0.17
8	0.46	0.22

b. Excentricités accidentelles :

$$e_{ax} = \max(5\% \cdot L_{x \max}; e_{xt}).$$

$$e_{yx} = \max(5\% \cdot L_{y \max}; e_{yt}).$$

On a: $L_{x \max} = 21.30m$

$L_{y \max} = 19.50m.$

Tableau4-4: Les excentricités accidentelles

Niveaux	$e_{xa}(m)$	$e_{ya}(m)$
RDC ... 6 ^{eme} etage	1,06	0,97

La forme de la présente structure est irrégulière donc l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de torsion est très faible ce qui implique que le présent critère est vérifié.

Calcul des masses de la structure:

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau i de la structure

$$w = \sum w_i \text{ avec } w_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre projet $\beta = 0,2$
 La masse total de la structure est donnée par logiciel SAP 2000

Tableau4-6: le poids total de la structure

ETAGE	NIVEAU(m)	LE POID(TONNE)
RDC	3.06	356.00
1	3.06	351.00
2	3.06	346.00
3	3.06	342.00
4	3.06	342.00
5	3.06	338.00
6	3.06	334.00
7	3.06	334.00
8	3.06	320.00
/	/	$\sum M = 3063.00t.$

- **facteur de correction d'amortissement:**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

avec : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. D'après le R.P.A99/V.2003 (**Chapitre IV-Tableau 4.2**), on prend un remplissage "dense en béton armé". $\Rightarrow \xi = 7\%$.

- **Période T1 et T2 :**

T1 et T2 se sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. A cause de l'absence des essais et de l'étude de site appropriée, il est permis d'utiliser le spectre S3 : **T1=0.15 ; T2=0.50**

- **Spectre de réponse de calcul :**

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

$$S_a = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \left(\frac{T1}{T2} \right) \cdot \left(2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 < T < T1 \\ 2.5\eta(1.25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T1 < T < T2 \\ 2.5\eta \cdot (1.25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T1}{T2} \right)^{2/3} & T2 < T < 3.0s \\ 2.5\eta \cdot (1.25A) \cdot \left(\frac{T2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{3/5} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T < 3.0s \end{cases}$$

- **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

$$\left\{ \begin{array}{l} E.L.U: 1.35G + 1.5Q \\ E.L.S: G + Q \\ G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \dots\dots\dots (\text{RPA99/V.2003 Chapitre IV-article 4.2.4}).$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Nous avons un portique assuré partiellement ou complètement par des voiles en béton armé.

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \dots\dots (\text{RPA99/V.2003 Chapitre IV-Tableau 4.6}).$$

$$\text{Donc } T = 0,05 \times 30.60^{3/4} = 0.6505 \text{ s.}$$

***Nombre de mode à considérer:.....(RPA99/V.2003 Chapitre IV-Tableau4.6)**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

-ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

-Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

4-4-Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent:

Chaque bâtiment est construit pour résister aux forces sismiques horizontales.

Pour ce la le **R.P.A99V2003**, impose une formule à suivre pour que la construction reste en sécurité contre ces forces

$$\text{On a : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} A = 0.20 \\ R = 5 \\ Q = 1.15 \\ D = ? \end{array} \right.$$

Avec: A: coefficient d'accélération de zone.

D:Facteur d'amplification dynamique.

R: coefficient de comportement global de la structure. Q : Facteur de qualité.

W: poids total de la structure.

Coefficient d'accélération de zone «A»

D'après le **R.P.A99 V2003:A= 0,20(Zone2a)**

Facteur d'amplification moyen «D»

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \dots \dots \dots (I) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \dots \dots \dots (II) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T > 3.0 \text{ s} \dots \dots \dots (III) \end{cases}$$

On a site meuble $T=0.3 \text{ s}$

$$\text{Min} \begin{cases} T=C_T \times (h_n)^{3/4} \\ T=(0.09 \times h_n) / \sqrt{L} \end{cases}$$

Avec

$C_T=0,05$ (portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie).

$h_n=27.54 \text{ m}$ (hauteur totale du bâtiment)

L : dimension du bâtiment dans la direction du séisme.

a) Sens longitudinal

$T_2=0.5 \text{ s}$

$$\text{Min} \begin{cases} T=0.05 \times (27.54)^{3/4} = 0.60 \text{ s} \\ \Rightarrow T=0.60 \text{ s} \\ T=(0.09 \times 27.54) / \sqrt{19.50} = 0.56 \end{cases}$$

On a :

$$\begin{aligned} T \leq T \leq 3 \text{ s} & \Rightarrow D_L = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3} \\ * \eta &= (7/2 + \xi)^{1/2} \geq 0.7 \text{ avec } : \xi = 7\% \\ \eta &= (7/(2 + \xi))^{1/2} = (7/(2 + 7))^{1/2} = 0.8819 > 0.7 \\ D_L &= 2.5 \times 0.8819 \times (0.5/0.56)^{2/3} = 2.04 \end{aligned}$$

b) Sens transversal:

$T_2=0.5 \text{ s}$

$$\text{Min} \begin{cases} T=0.05 \times (27.54)^{3/4} = 0.60 \text{ s} \\ \Rightarrow T=0.60 \text{ s} \\ T=(0.09 \times 27.54) / \sqrt{23.40} = 0.51 \end{cases}$$

On a :

$$\begin{aligned} T \leq T \leq 3 \text{ s} & \Rightarrow D_L = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3} \\ * \eta &= (7/2 + \xi)^{1/2} \geq 0.7 \text{ avec } : \xi = 7\% \\ \eta &= (7/(2 + \xi))^{1/2} = (7/(2 + 7))^{1/2} = 0.8819 > 0.7 \\ D_L &= 2.5 \times 0.8819 \times (0.5/0.51)^{2/3} = 2.17 \end{aligned}$$

4-5-Résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA99V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

Après analyse, on obtient les résultats suivants:

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} w \Rightarrow V = [(0.2 \times 2.65 \times 1.15) / 5] \times 2479.00 = 302,19 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} w \Rightarrow V = [(0.2 \times 2.14 \times 1.15) / 5] \times 2479.00 = 244,03 \text{ KN}$$

$V_{xdy}=251,42$ KN.

$V_{ydy}=246,79$ KN.

$80\%(302,19)=241.75$ KN $\Leftrightarrow 251,42 > 241.75$ CV

$80\%(244,03)=195.22$ KN $\Leftrightarrow 246,79 > 195.22$ CV

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

« V_t dynamique $> 80\%$ V_s statique» est vérifiée.

Conclusion

- * On constate que les 3 derniers modèles sont vérifiés
- * La disposition des voiles dans le modèles 2 est meilleur que celle du modèle 1 car :
 - ✓ Absence de bouts de voile
 - ✓ Respect de l'aspect architectural

A partir de ce qui précède, nous optons de continuer notre étude avec le modèle 2

5-1 : Introduction

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

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul :

Les poutres seront calculées en flexion simple.

Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

5-2 : Les poteaux

5-2-1 : Combinaisons spécifiques de calcul

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

$1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)

$G + Q$ (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

$G + Q \pm 1,2 \times E$

$0,8 \times G \pm E$

5-2-2 : Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99 V2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \text{ RPA 99V2003, P50, §7.4.3}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

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

Tableau 5-1:Vérification des poteaux sous sollicitations normales

Poteaux	N_d [KN]	B_c [cm ²]	F_{c28} [MPa]	$v \leq 0.3$	Observation
P1	1633	45*45	25	0.21	C.V
P2	972.94	40*40	25	0.24	C.V
P3	840	40*40	25	0.21	C.V
P4	709.74	35*35	25	0.23	C.V
P5	585.45	35*35	25	0.19	C.V
P6	464.36	35*35	25	0.15	C.V
P7	344.97	30*30	25	0.15	C.V
P8	229.69	30*30	25	0.10	C.V
P9	116.59	30*30	25	0.005	C.V

5-2-3 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = V / bd$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003, P51, §7.4.3.2}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bullet \rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \bullet \rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003, P71, §7.4.2.2}$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$l_f (\text{RDC et étage courant}) = 0,7 \times 3,06 = 2,142$$

Tableau 5-2: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	V (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
RDC (45*45) cm ²	8.60	0.11	4.76	0.075	1.87	C.V
1 ^{er} étage (40*40) cm ²	11.55	0.15	5.35	0.04	1	C.V
2 ^{ème} étages (40*40) cm ²	14.08	0.18	5.35	0.04	1.87	C.V
3 ^{ème} étages (35*35) cm ²	11.31	0.15	6.12	0.04	1.87	C.V
4 ^{ème} étages (35*35) cm ²	20.05	0.26	6.12	0.04	1.87	C.V
5 ^{ème} étages (35*35) cm ²	14.95	0.19	6.12	0.04	1.87	C.V
6 ^{ème} étages (30x30) cm ²	10.49	0.13	7.14	0.04	1.87	C.V
7 ^{ème} étages (30x30) cm ²	11.38	0.15	7.14	0.04	1.87	C.V
8 ^{ème} étages (30x30) cm ²	14.27	0.19	7.14	0.04	1.87	C.V

5-2-4 : Calcul du ferrailage longitudinal

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets (RPA 99 article 7.4.2.1):

leur pourcentage minimal sera de : 0,7% en zone I (RPA 99 article 7.4.2.1)

Leur pourcentage maximal sera de : 4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de: 40 en zone I et II

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II.

Le moment max suivant la combinaison :G+Q+1.2^E

Tableau 5-3 : sollicitation de poteaux suivant la combinaison plus sollicitée

Poteau	M(KN.M)	N(K.N)	V(K.N)
(45*45)	18.76	470.55	15.09
(40*40)	22.88	317.35	14.08
(35*35)	23.89	154.47	14.95
(30*30)	23.64	41.02	14.27

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

- Soit le poteau de R.D.C (45*45) :

Nu=470.55KN

Mu=18.76 KN.m

b=0,45m ,d=09.h=0,405 m

h=0,45m ,d'=0.1.h=0,045 m

l'excentricité :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{18.76 * 10^{-3}}{470.55 * 10^{-3}} \Leftrightarrow e = 0,039m$$

$$ea = e + \frac{h}{2} - d' \Leftrightarrow ea = 3.9 + 22.5 - 4.5 = 21.9cm$$

Moment fictive (Ma) :

Ma = Nu × ea =470.55*10⁻³ × 0,219= 0,103 MN m

* Nu(d - d') - Ma = 0,06.....(1).

* $\left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}\right) b d^2 f_{bc} = 0,267.....(2)$

0,04 < 0,267

→ Nu(d - d') - Ma ≤ $\left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}\right) b d^2 f_{bc}$ → (c'est vérifié).

Donc la section est partiellement comprimée. Asc = 0 .

Moment réduit μu

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,103}{0.45 * (0,405)^2 * 14,18} \Rightarrow \mu_u = 0,098 < 0.392 \Leftrightarrow A_{sc} = 0$$

μu=Mua/b.d.fbc=0,109<0,392S.S.A.

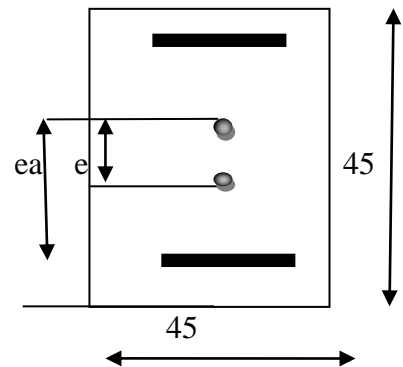
α = 0,144 ; z=0,381m

Ast = $\frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{Ma}{Z} - N \right]$ d'où : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$ (Cas accidentel)

⇒ Ast = $\frac{1}{400} \left[\frac{0,103}{0,381} - 470.55 * 10^{-3} \right] = -5.00cm^2$

Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Donc on va ferrailer avec Amin (RPA 99 V2003) :



Le bâtiment est implanté dans la zone I (Tlemcen), le ferrailage minimum est de (0,7% de la section)

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5-4:Récapitulation du ferrailage des poteaux

Section (cm²)	A _{min} RPA (cm²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
		Section (cm²)	choix	t(cm)	t'(cm)	A _t (cm²)
(45*45)	18.20	20.00	8T16	10	15	Φ8
(40*40)	12.80	11.48	10T14	10	15	Φ8
(35*35)	9.80	09.56	4T14+4T12	10	15	Φ8
(30*30)	7.20	8.05	8T12	10	15	Φ6

5-2-5 : Calcul du ferrailage transversale :(RPA2003)

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

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

V_u : effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a :coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

ρ_a=2.5 Si l'élanement géométrique λ_g ≥5.

ρ_a=3.75 Si l'élanement géométrique λ_g <5.

f_e=400 Mpa.

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

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

Avec Φ_t : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

t : espacement des armatures transversales :

t ≤ Min(10Φ, 15 cm) en zone nodal (zone II).

t '≤15Φ en zone courante.

Donc:

$$\left. \begin{array}{l} t \leq \text{Min} (12, 15 \text{ cm}). \\ t ' \leq 18 \text{ cm}. \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} t = 10 \text{ cm}. \\ t ' = 15 \text{ cm}. \end{cases}$$

Φ = 1,2 cm → L_r = 1,2 x 40 = 48 cm ,alors on adopte: L_r= 50cm.

La Longueur des zones nodales :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \text{cm} \dots \dots \dots \text{RPA99 V2003; page 49}$$

Tableau 5-5 : Longueur de la zone nodale

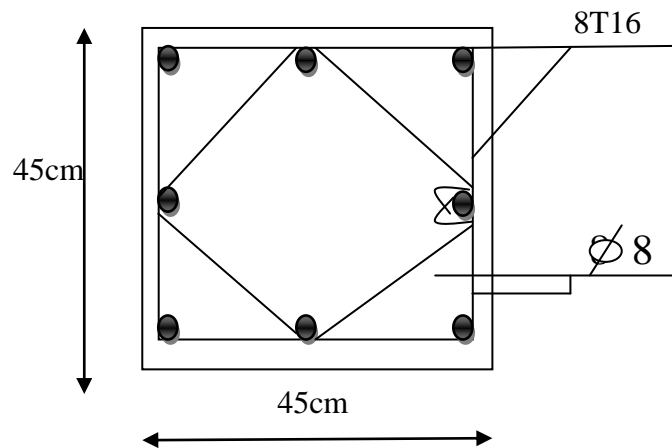
Niveau	RDC	Etage courant
h' (cm)	60 cm	60 cm

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

Tableau 5-6 : La section des armatures transversal des poteaux

poteau	h(cm)	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	f_c (Mpa)	t (cm)	t' (cm)	$A_{t, \text{calculé}}$ (cm ²)
45*45	45	15.09	4.76	2,5	400	10	15	0.20
40*40	40	14.08	5.35	2.5	400	10	15	0.22
35*35	35	14.95	6.12	2,5	400	10	15	0.26
30*30	30	14.27	7.14	2,5	400	10	15	0.29

5-2-6 : Dessin de ferrailage de poteau de RDC :

**Figure 5-1**: Ferrailage des poteaux de RDC

5-3 : Ferrailage des poutres

5-3-1 : Introduction

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 [2]; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **ELU**
- **ELS**
- **G+Q+EX**
- **0,8G+EX**

5-3-2 : Recommandation du RPA99:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 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 II.

5-3-3 : Exemple d'étude de la poutre principale (30*35)

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au plancher terrasse

a-calcul des armatures longitudinales

Tableau 5-7: sollicitation de la poutre principale

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+EX		0,8G+EX	
	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KNM)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)
30*35	88.38	30.16	64.44	22.00	32.63	22.00	44.19	18.14
V (KN)	99.61		72.69		57.00		50.33	

a- Ferrailage en travée

- ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30.16 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,35)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,057.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,057}) \Rightarrow \alpha = 0.073.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,35 \times (1 - 0,4 \times 0.073) \Rightarrow Z = 0,339m.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{30.16 \times 10^{-3}}{0,339 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 2.55 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,05 \text{ cm}^2; 1,26 \text{ cm}^2)$$

Donc $2.55 > 1,26 \text{ cm}^2$ **C.V**

• Armature de répartition:

$$A_r = A_{st} / 4 = 2.55 / 4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_r = 0.63 \text{ cm}^2$

- ELS :

-Le moment maximum en travée $M_{\text{imax}} = 22.00 \text{KN.m}$.

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{30.16}{22.00} = 1.37$$

$$\Rightarrow \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.073 < 0.435 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

b- Ferrailage en appui :

- ELU :

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{88.38 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.35)^2 \times 14.17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.169$$

$\Rightarrow \mu_u < 0.392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.169})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.23$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.35 \times (1 - 0.4 \times 0.23)$$

$$\Rightarrow Z = 0.31$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{88.38 \times 10^{-3}}{0.31 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 8.19 \text{cm}^2$$

1-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) \text{cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1.05 \text{cm}^2; 1.26 \text{cm}^2)$$

Donc : $8.19 \text{cm}^2 > 1.26 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$

- ELS :

$$M_{A\text{max}} = 64.44 \text{KN.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{88.38}{64.44} = 1.371$$

$$\Rightarrow \frac{1.371 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.23 < 0.435 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

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

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

2-Armatures minimales :

$A_{min} = 0,5\% (b \times h)$ RPA99 V2003; page 52

$\Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2.$

$A_{stravée} + A_{st \text{ appui}} \geq A_{min}$

3- Armatures maximales :

Selon RPA99 V2003, page 73 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet A_{max} = 4\% (b \times h) \dots\dots\dots (zone \text{ courante}) \\ \bullet A_{max} = 6\% (b \times h) \dots\dots\dots (zone \text{ de recouvrement}) \end{array} \right\}$$

◆ $A_{max} = 4\% (30 \times 50) = 60 \text{ cm}^2$ (Zone courante).

◆ $A_{max} = 6\% (30 \times 50) = 90 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement).

4- Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : $A_{st} \Rightarrow 3T12$ de section **3.39** cm²/ml.

Le choix des armatures en appui : « $A_{st} \Rightarrow 3T14+3T14$ » de section **9.24**cm²/ml.

5-Vérification de l'effort tranchant :

$T_{max} = 122.46 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{122460}{300 \times 350} = 0.907 \text{ MPa}.$

$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 4 \text{ MPa} \rightarrow$ (Fissuration peu nuisible)

$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \rightarrow$ Condition vérifiée

c-L'espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99 page 53:

$s_t \leq \min (h / 4, 12 \phi \text{ l min ; } 30\text{cm}) \Rightarrow$ zone nodale

$s_t \leq h / 2 \Rightarrow$ zone courant

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

Tableau 5-8: L'espacement des armatures transversales

Poutre principale	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
(30x35)	08.75	10	17.50	20

d-Diamètre des armatures transversales:

$\phi_t \leq \min (h / 35, b / 10, \phi / \text{min})$

on prend $\phi_t = \phi 8$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).....RPA99

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 60 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 50 \text{ cm}$.

La jonction par recouvrement doivent être faites si possible, a l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$l' = 2 \times h = 100 \text{ cm}$ « **RPA99 V2003**,»

Tableau 5-9: Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
Travée	4.375	3T12=3.39
Appuis	8.374	3T14+3T14=9.24

5-Dessin de ferrailage des poutres principales :

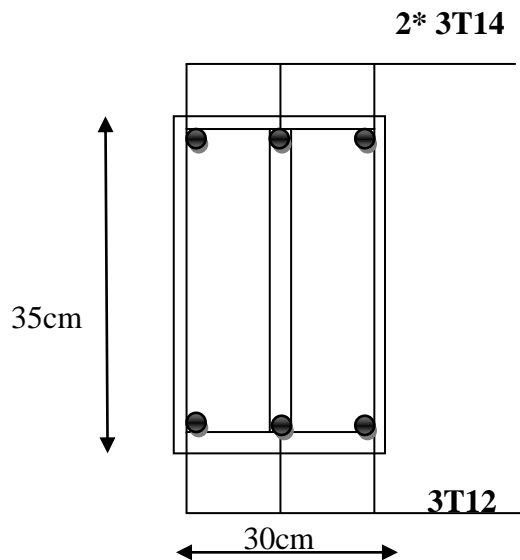


Figure 5-2 : Ferrailage de la poutre principale en travée

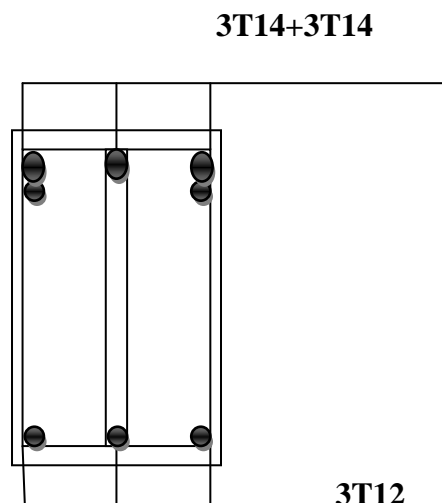


Figure 5-3 : Ferrailage de la poutre principale en appuis

5.3.4. Exemple d'étude de la poutre secondaire

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire intermédiaire situé au plancher Du 1^{er} étage.

a-Calcul des armatures longitudinales

Tableau 5-10:Sollicitation de la poutre secondaire

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+EX		0,8G+EX	
	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KNM)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)
30*30	25.26	18.36	18.42	13.30	18.42	13.30	12.67	8.50
T	15.62		12.52		12.52		8.94	

a- Ferrailage en travée

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.36 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0.27)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,059.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,059}) \Rightarrow \alpha = 0,076.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0.27 \times (1 - 0,4 \times 0.076) \Rightarrow Z = 0,26.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{18.36 \times 10^{-3}}{0,26 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 2.02 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,05 \text{cm}^2; 1,14 \text{cm}^2)$$

Donc $2.02 > 1,14 \text{cm}^2$ **C.V**

- **ELS :**

-Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 18.36 \text{KN.m}$.

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

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{18.36}{13.30} = 1,38$

$$\Rightarrow \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\Rightarrow \alpha = 0,076 < 0,44$ **C.V**

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

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

b- Ferrailage en appui**- ELU**

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25.26 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,081.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,081})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,105$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,105)$$

$$\Rightarrow Z = 0,250$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{25.26 \times 10^{-3}}{0,25 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2.90 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) \text{cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,05 \text{cm}^2; 1,14 \text{cm}^2)$$

Donc : $2.90 \text{cm}^2 > 1,14 \text{cm}^2$ **C.V**

- ELS

$$M_{Amax} = 18.42 \text{KN.m.}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{25.26}{18.42} = 1.37$$

$$\Rightarrow \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,105 < 0,43$$
 **C.V**

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

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

- Armatures minimales

$$- A_{min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{cm}^2.$$

$$A_{stravée} + A_{st \text{ appui}} \geq A_{min}$$

- Choix des Armatures

Le choix des armatures en travée : $A_{st} = 3T12$ de section $3.39 \text{cm}^2/\text{ml}$.

Le choix des armatures en appui : $A_{st} = 3T12$ de section $3.39 \text{cm}^2/\text{ml}$.

c-L'espaceement des armatures transversales

D'après le RPA 99 page 53:

$st \leq \min (h / 4, 12 \phi \text{ l min ; } 30 \text{cm}) \Rightarrow$ zone nodale

$st \leq h / 2 \Rightarrow$ zone courant

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

Tableau 5-11:L'espacement des armatures transversales

Poutre secondaire	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
(30x30)	8,75	7	17,5	15

d-Diamètre des armatures transversales

$\phi_t \leq \min (h / 35, b / 10, \phi / \min)$

on prend $\phi_t = \phi_8$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II).....RPA99

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 60 \text{ cm}$.

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$l' = 2 \times h = 60 \text{ cm}$ « **RPA99 V2003**, page49, fig7.2 »

Tableau 5-12:récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
Travée	2.02	3T12=3.39
Appuis	2,90	3T12=3.39

Tableau 5-13 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres

Type de poutre	Travée		Appui		A _{st} choix des armatures	
	A _{cal}	A _{choisi}	A _{Cal}	A _{choisi}	Travée	Appui
Poutre principale	2.44	4.62	8.19	9.24	3T12	3T14 + 3T14
Poutre secondaire	2.02	3.39	2.90	3.39	3T14	3T14+2T12

-Dessin de ferrailage des poutres secondaire :

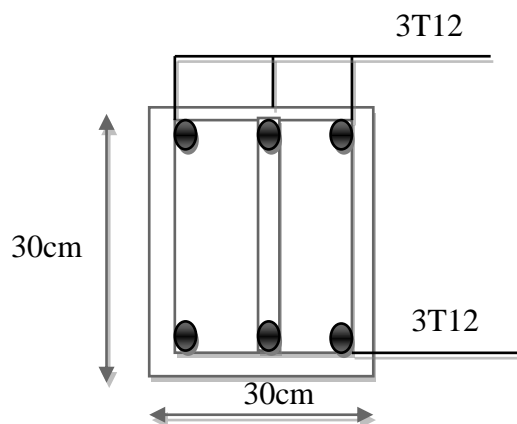


Figure 5-4 : Ferrailage de la poutre secondaire en travée

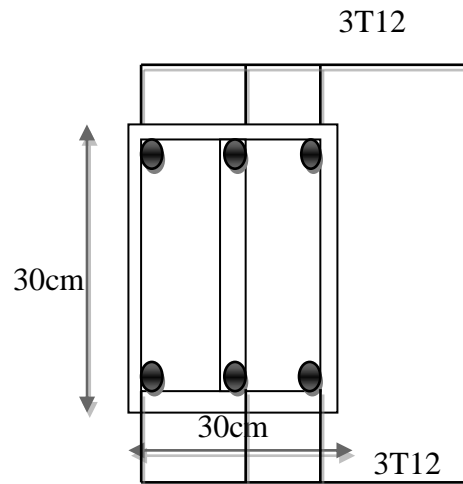


Figure 5-5 : Ferrailage de la poutre secondaire en appuis

5-4 : Etude des voiles :

5-4-1 : Introduction :

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

5-4-2 : Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

5-4-3 : Calcul des voiles :

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

➤ Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales :

♣ Globalement dans la section du voile 0.15%.

♣ En zone courante 0.10%.

➤ L'espacement des barres horizontales et verticales: $S \leq \min(15a; 30 \text{ cm})$

➤ Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

♣ $40\Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

♣ $20\Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'action

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

5-4-4 :Vérification des contraintes tangentielles

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

il faut vérifier la condition suivante :

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

Avec :

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

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec l'ELU ET L'ELS

Tableau 5-14 : vérification de la contrainte

Voile	v_{\max} (KN/ml)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
AREA 620	0.72	0.003	5	C.V
AREA 511	4.79	0.023	5	V.C

5-4-5 :Détermination des sollicitations

Les résultats suivants sont calculés en utilisant toutes les combinaisons (ELU, ELA), et ils sont obtenues par le logiciel « SAP2000 » :

➤ **Combinaisons**

$$G+Q \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ \pm 1,2 \text{dynx} \\ G+Q \pm 1,2 \text{dyny} \end{cases}$$

Tableau 5-15 : Sollicitations dans les voiles

combinaisons	F11(KN)	M11(KN.m)	F22(KN)	M22(KN.m)
1,35 G + 1,5 Q	150.05	0.9	750.25	0.45
G+Q±1, 2dynx	109.45	0.66	547.36	0.98
G+Q±1, 2dyny	109.45	0.66	547.36	0.98

5-4-6 :Calcul des armatures des voiles :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section (0, 25m × 1ml).

✓ Le calcul du ferrailage se fait de la même manière que les poteaux.

Après calcul du ferrailage par logiciel « SOCOTEC » on a trouvé que ce dernier est inférieur de min RPA donc le ferrailage choisi est le « min RPA ».

Les armatures sont constituées de deux nappes dans les deux sens (vertical, horizontal) :

▪ ferrailage vertical :

$$-\text{Min RPA} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- ferrailage horizontal :
- Min RPA = $0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- **N.B** : le diamètre des armatures doit être inférieur au 1/10 de l'épaisseur du voile. ($E_p=15 \text{ cm}$)

Espacement exigé par le R.P.A 99 :

- D'après R.P.A 99 page 64 on a :
- $S \leq (1,5a; 30\text{cm})$
- On prend : $S = 15\text{cm}$ (zone nodale)
- $S = 15\text{cm}$ (zone courante)

soit $S = 20 \text{ cm}$ pour les aciers verticaux et même pour les aciers horizontaux.

- Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 5T12$ » de section **5.65** cm^2/ml

Tableau 5-16 : Ferrailage des voiles :

Ferrailage	Min RPA (cm^2)	A _{st} choisi		St(cm)
		(cm^2/ml)		
Vertical(A _v)	2.25	5,65	5T12	15
horizontal(A _h)	2.25	3.93	5T12	15

6 LES FONDATIONS :

6-1 : Introduction :

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

6-2 : Stabilité des fondations :

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

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

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage: l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

6-3 : Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1,5bar**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

✚ Le choix du type de fondation dépend du :

Type d'ouvrage construire.

- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

➤ Charge admissible au sol :

La charge admissible au sol doit être la plus faible de celles qui résultant : de la considération des tassements maximaux ou des tassements différentiels compatible avec le bon comportement de l'ouvrage, de la résistance du sol au poinçonnement.

➤ Combinaisons d'action à considérer :

Dans le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies pour les poteaux et les poutres.

➤ Sollicitations :

Les calculs des fondations sont effectués à (E.L.S) pour le dimensionnement de la surface au sol; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique S'effectue à (E.L.U).

a-Pré dimensionnement :

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.

b. Epaisseur du radier :

L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante:

$$h_d \geq L_{\max}/20$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives $L_{\max}=5,50\text{m}$

$$h_d \geq 3.90/20$$

$$h_d = 40\text{cm}$$

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante:

$$h_n \geq L_{\max}/10$$

$$h_n \geq 3.90/10$$

$$h_n = 55\text{cm}$$

$$h_d = 40\text{cm} \quad h_n = 55\text{cm}$$

$$Z_{\max} = 1.29 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{b1} = Z_{\max} \cdot K$$

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

$K = 3.00 \text{ Kg/cm}^3$ (tableau du module de réaction du sol)

$$\sigma_{b1} = 1.29 \times 10^{-3} \times 300 = 0.387 \leq 1.5 \text{ bar} = \sigma_{\text{sol}} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

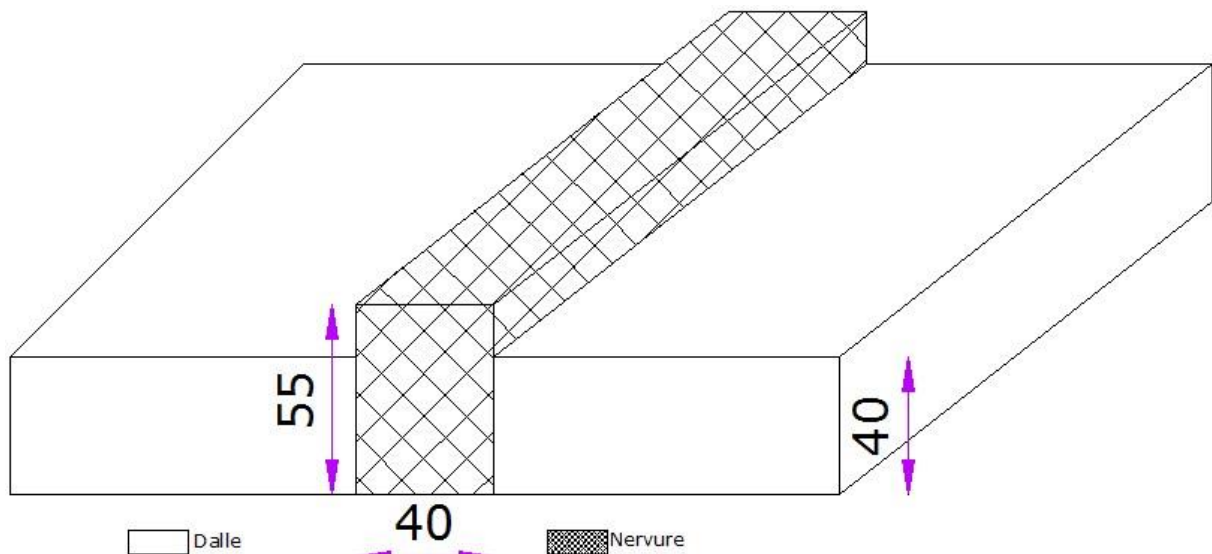


Figure 6.1 : dimension du radier

c. Débordement «D»:

$$.D \geq \text{Max} [h_n/2, 30\text{cm}] = 27.50\text{cm}$$

On adopte: $D=1,00\text{m}$.

d. Vérification de la contrainte du sol:

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol «1,50bar».

La condition qu'on doit vérifier est la suivante:

$$\sigma_b \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = Fz / Sr$$

Avec:

Z max: déplacement maximum «Uz» à l'ELS obtenu par le **SAP2000**.

$$z_{max} = 1.29 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

K: le coefficient de Ballast «coefficient de la raideur du sol»

$$\Rightarrow K = 3,00 \text{ Kg/cm}^3 \text{ (tableau du module de réaction du sol)}$$

Fz: réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le **SAP2000**.

$$Fz = 1632.31 \text{ kN.}$$

Sr: Surface du radier.

$$Sr = 428.80 \text{ m}^2.$$

Donc on aura:

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K = 0,00129 \times 300 = 0.387 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 0.387 \leq \dots \sigma_{sol} \dots \text{ C.V}$$

$$\sigma_{b2} = Fz / Sr = 1632.31 / 380.80 = 0.03 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b2} = 0.04 \leq \dots \sigma_{sol} \dots \text{ C.V}$$

6-4 :. Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000, "Elément plaque Sur sol élastique " on a obtenu les résultats suivants :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : les sollicitations de la dalle.

	M11[KN.m]		M22[KN.m]	
	Travée	Appui	Travée	Appui
ELU	137,82	200,90	144,48	207,15
ELS	117,48	146,16	130,93	150,24

Tableau6-2:les sollicitations de la nervure

	Combinaison	appui	travée
M(KN.m)	ELU	99,42	49,94
	ELS	72,42	38,05

6-5 :Calcul de ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait a la flexion simple avec une section de (1x 0.4) m² et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

✓ **En travée :**

➤ **Ferrailage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{137,82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14,17} = 0,0749$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,097$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,346m$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{137,82 \times 10^{-3}}{0,346 \times 348} = 11,45cm^2$$

Ferrailage choisi est de **6T16** de section **12,06 cm²**

➤ **Ferrailage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{144,48 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,0785$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,102$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,3453m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{144,48 \times 10^{-3}}{0,3453 \times 348} = 12,02cm^2$$

Ferrailage choisi est de **6T16** de section **12,06 cm²**

✓ **Armatures minimales (min RPA):**

$$A_{min} = 0,6\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0,006 \times 100 \times 40 = 24cm^2$$

$$A_{st} = 12,06 + 12,06 = 24,12 cm^2$$

Donc : A_{st} calculé $> A_{st}$ min

✓ **Condition de non fragilité :**

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

$$\Rightarrow A_{st} \geq \text{Max}(4; 18,9)cm^2 \dots\dots\dots cv$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Le moment maximum en travée : **Ms = 130,93KN.m**

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,10 \Rightarrow \frac{1,12-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,30$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,097 < 0,30$$

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

✓ **En appuis:**

➤ **Ferrailage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{200,90 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,109$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,145$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,339m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{200,90 \times 10^{-3}}{0,339 \times 348} = 17,03cm^2$$

Ferrailage choisi est de **6T20** de section **18,85 cm²**

➤ **Ferrailage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{207,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,1126$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,1497$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,338m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{207,15 \times 10^{-3}}{0,338 \times 348} = 17.61 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de **6T20** de section **18,85 cm²**

✓ **Armatures minimales (min RPA):**

A_{min} = 0,6% (b × h)

A_{min} = 0,006 × 100 × 40 = 24 cm²

$$A_{st} = 18.85 + 18.85 = 37.7 \text{ cm}^2$$

Donc : A_{st} calculé > A_{st} min

✓ **Condition de non fragilité :**

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

=> A_{st} ≥ Max(4; 18,9) cm²cv

✓ **Vérification à l'ELS :**

Le moment maximum en travée : **Ms = 546,23 KN.m**

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

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,32 \Rightarrow \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41$

=> $\alpha = 0,145 < 0,41$

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

✓ **Vérification des contraintes tangentielle:**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{305.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 0,85 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_b = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$.Fissuration non préjudiciable.

$\tau_b = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ C.V

✓ **Ferrailage transversal :**

$\Phi_t < \min (h/35 ; \Phi_1; b/10)$

avec : $\Phi_1 = 1,2 \text{ cm}$

$\Phi_t < \min (1,14; 1.2 ; 4)$

$\Phi_t < 1,14$

On adopte : **Φ10**

✓ **Calcul de l'espacement :**

$S_t \leq \min (0.9d; 40) \text{ cm.}$

$S_t \leq \min (0.9 \times 36; 40) \text{ cm.}$

$S_t \leq \min (32.4; 40) \text{ cm.}$

Alor on adopte un espacement de 15 cm

Le résultat de ferrailage est présenté dans le tableau suivant:

Tableau6-3 : ferrailage du radier

	Travée		Appui		espacement		Ferrailage transversal
	Ast calculé (cm ²)	Ast choisi (cm ²)	Ast calculé (cm ²)	Ast choisi (cm ²)	S(cm)	S'(cm)	
Lx	11.45	12.06=6T16	17.03	18.85=6T20	15	15	Ø10.
Ly	12.02	12.06=6T16	17.61	18.85=6T20	15	15	Ø10.

6-6 : Calcul de Ferrailage de la nervure:

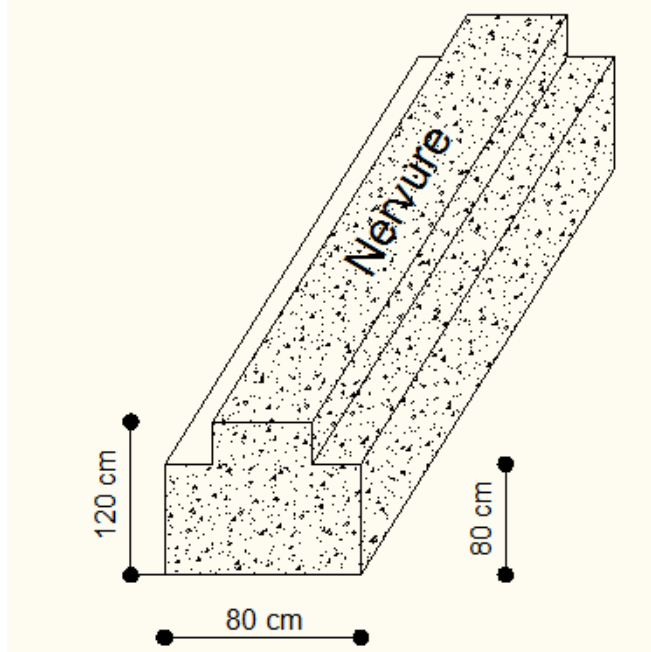


Figure6-2:dimension de la nervure

6-6-1 : Ferrailage longitudinal:

a)ELU:

En travée:

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.027 \leq 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.034$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.355m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{49.94 \times 10^{-3}}{0.355 \times 348} = 4.05cm^2$$

Ferrailage choisi est de **4T12** de section **4.52 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) cm^2$$

$\Rightarrow A_{st} \geq \text{Max}(4; 4.5)cm^2 \dots\dots\dots cv$

✓ **En appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{99.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.054 \leq 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.069$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.350m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{99.42 \times 10^{-3}}{0.35 \times 348} = 8.16cm^2$$

Ferrailage choisi est de **6T14** de section **9.24 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) cm^2$$

$\Rightarrow A_{st} \geq \text{Max}(4; 4.5) \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$

Vérification à l'ELS :

En travée :

Le moment maximum en travée : **Ms= 38.05 KN.m**

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

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,32 \Rightarrow \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41$

$\Rightarrow \alpha = 0,069 < 0,41$

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

✓ **Vérification des contraintes tangentielle:**

$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{543.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 1.51 \text{MPa}$

$\overline{\tau}_b = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \dots\dots \dots$.Fissuration non préjudiciable.

$\tau_b = 1.51 \text{MPa} < \overline{\tau}_b = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

✓ **Ferraillage transversal :**

$\Phi_t < \min (h/35 ; \Phi_1; b/10)$

avec : $\Phi_1 = 1,2 \text{ cm}$

$\Phi_t < \min (1,57; 1.2 ; 4)$

$\Phi_t < 1,2$

On adopte : **Φ10**

✓ **Calcul de l'espacement :**

$S_t \leq \min (0.9d; 40) \text{cm.}$

$S_t \leq \min (0.9 \times 36; 40) \text{cm.}$

$S_t \leq \min (32.4; 40) \text{cm.}$

Alor on adopte un espacement de 15cm

Tableau6-4: récupérait de ferraillage des nervures:

	Ferraillage longitudinal		espacement	Ferraillage transversal
	Calculé (cm ²)	Choisi (cm ²)	S(cm)	
Appui	9.24	4T25+2T25 =29.45	15	Ø10.
Travée	4.52	4T25+2T25 =29.45	15	Ø10.

07.1. INTRODUCTION :

Tout projet doit être planifié, quelque soit son importance, sa longueur ou sa complexité, la phase de planification permet de mieux définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques financière, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet.

Le projet étudié est la réalisation d'un bâtiment à usage d'habitation composé d'un RDC et huit étages l'ensemble des caractéristique de cette structure à été établi dans la chapitre I (présentation de l'ouvrage).

Pour ce chapitre en va proposer un planning de réalisation du dit projet pour but de renseigné le devis estimatif du cahier des charges a partir du logiciel de planification. et aussi de maitre en évidence des situations pour évité les problèmes financier.

7.2. DEFINITIONS :**7.2.1. Management de projet :**

C est l'ensemble des outils, techniques et méthodes qui permettent au chef de projet et à son équipe de conduire, coordonner et harmonisé les diverses taches exécutées dans le cadre du projet. Le management de projet regroupe toutes les méthodes d'organisation permettant de réaliser un projet.

7.2.2. C'est quoi un projet :

-Le projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées, comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques en un laps de temps court, incluant des contraintes de délais, de coûts et de ressources ". -Le projet aussi est un souhaite ou une intention c'est-à-dire un rêve ou une simple vue de l'esprit.

7.2.3. Caractéristique d'un projet:

Les principales caractéristiques d'un projet sont : Un objectif spécifique à compléter selon des caractéristiques Un début défini et dates de fin (c.-à-d., un programme) Ressources consommables (argent, les gens, l'équipement...)

7.2.4. Facteur principal d'un projet :

Les facteurs principaux d'un projet sont la performance, le cout et le délai. Pour assurer une bonne qualité du produit réalisé il faut respecte ces facteurs

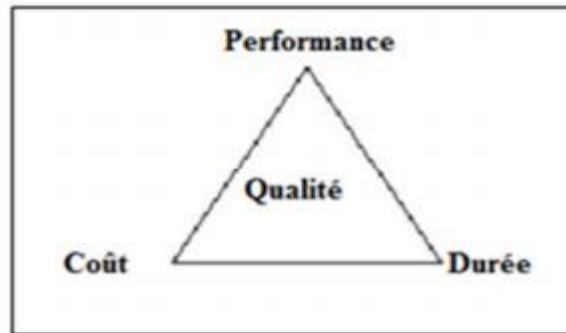


Figure 7.1.-Facteur principal d'un projet.

Ainsi la bonne compréhension des besoins du client permet de nous donné une perspective générale sur la jonction des facteurs principaux d'un projet.

Pour les besoins inhérents au présent PFE (Projet de Fin d'Etude), nous nous sommes fixés uniquement comme objectifs, dans la partie managériale, de définir le délai, le coût, et renseigné le cahier des charges a l'aide d'un logiciel MS project.

7.2.4.Cycle de vie de projet:

L'organisation de projet peut être divisée en phases afin d'exercer une meilleure maîtrise, en maintenant les liens appropriés avec les opérations courantes de l'entreprise réalisatrice. L'ensemble de ces phases est composé de quatre phases suivantes. (Voir figure 7.2)

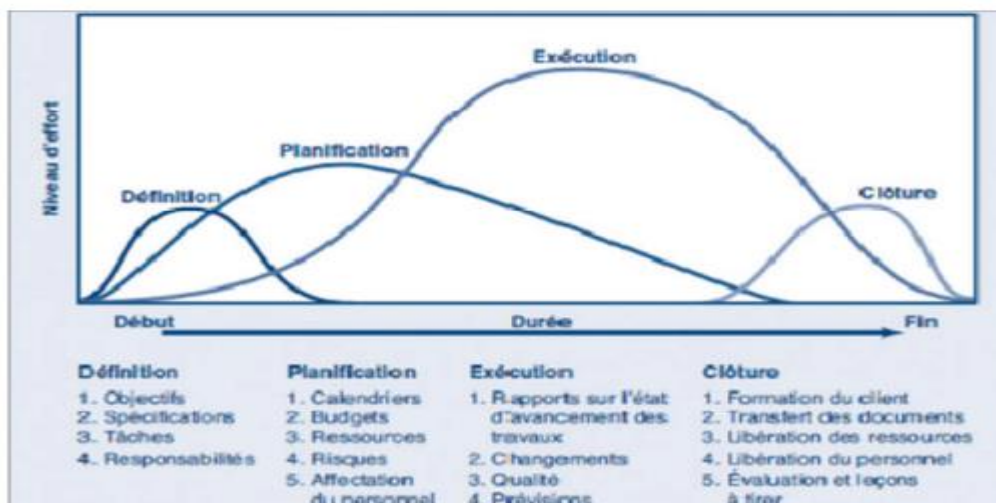


Fig.7.2-Cycle de vie d'un projet.

Dans notre présente étude, nous nous sommes positionnés dans la phase intermédiaire de définition et planification, c'est-à-dire que les plans d'exécution du projet sont déjà finalisés, ensuite nous avons entamé une étude de management et d'économique avec un devis quantitatif et estimatif pour évaluer le coût de revient de notre projet.

7.2.5.Objectif à atteindre :

La réglementation en vigueur en Algérie concernant le marché publique est régie par le décret présidentiel N 02-250 DU 24/07/2002 modifier et complété par le décret présidentiel N 03-301 du 11/09/2003 : Le maître d'ouvrage est tenu par rapport à ces textes officiels de procéder à un avis d'appel public. la procédure concernant les modalités de soumission est également indiqué dans le cahier des charges parmi les informations devant être remises lors de la soumission deux sont important :

Le délai de réalisation (avec planning détaillé) et coût globale du projet.

Il est tout à fait claire que d'autre document doivent être remise lors de la soumission .toutefois, pour les besoins inhérent au présent PFE, sommes uniquement comme objectif de définir le délai et le coût de réalisation du projet.

Afin d'atteindre ces objectifs, plusieurs outille sont utilisé:

- Préparation du WBS (**Works Breakdown Structure**) du projet.
- Identification des ressources.
- Etablissement de l'OBS (**Organisation Breakdown Structure**) c'est-à-dire affecter les ressources aux tâches définies dans le WBS.
- Définir l'ordonnancement des taches tous en prenant en compte l'OBS et WBS

Pour les besoins de notre étude, nous avons choisir le MS Project 2010 comme outil de travail.

Il est à rappeler que l'objectif assigné au présent projet est la présentation d'une soumission .tout fois nous avons jugé utile d'établir la courbe du BCWS (Budget Cost of Work Scheduled) qui décrit l'évolution du budget du projet par rapport au temps.

7.3.Projet (application):

7.3.1.Le Works Breakdown Structure [WBS]:

Dès la conception préliminaire du projet, il s'agit de décomposer de façon structurée et précise le projet en sous ensemble, de manière à visualiser l'ensemble du projet. Il se fait par niveaux successifs jusqu'à un degré optimum de détail, afin d'éviter les oublis, et de permettre la consolidation des informations.

Le WBS permet aussi d'énumérer les organismes responsables de chaque tâche et le budget qui est destiné au projet.

Dans la constitution du WBS il y'a des livrables et tâches, les numéros qui vont apparaître dans cette partie sont des numéros pris directement du fichier MS Project.

Le WBS prit comme exemple est le WBS du lot terrassement et 1ère étage :

- 1 BATIMENT R+8
- 1.1 Lot terrassement
- 1.1.1 Installation du chantier
- 1.1.2 Partie
- 1.1.2.1 décapages de la terre végétale
- 1.1.2.2 nivellements
- 1.1.2.3 mis en dépôt
- 1.1.3 Partie 2
- 1.1.3.1 fouilles en puits pour semelles isolées
- 1.1.3.2 mis en dépôt n 1
- 1.1.4 Partie 3
- 1.1.4.1 fouilles en tranchés pour longrine
- 1.1.4.2 mises en dépôt
- 1.1.5 Partie 4
- 1.1.5.1 fouilles en tranchés pour plots
- 1.1.5.2 mises en dépôt
- 1.1.6 Partie 5
- 1.1.6.1 Chargements des terres prévenant du dépôt n2 pour remblaiements des vides des fouilles
- 1.1.6.2 transports
- 1.1.6.3 déchargements
- 1.1.7 Partie 6

1.1.7.1 Chargement des terres (tuf stérile) pour remblaiements des vides des fouilles (H remblais >1,00m)

1.1.7.2 Transports

1.1.7.3 Déchargements

1.1.8 Partie 7

1.1.8.1 chargements des terres

1.1.8.2 évacuation a la DP

1.2 LOT RDC

1.2.1 LES FONDATIONS

1.2.1.1 Ferrailage des semelles et longrines et avant poteaux

1.2.1.2 Gros béton dosé a 250kg/m³ + béton de propreté dosé a 150 kg/m³

1.2.1.3 Mise en œuvre et réalisation des semelles et avant poteaux

1.2.1.4 Mise en œuvre des longrines et voiles périphérique

1.2.1.5 Exécutions des Regards en BA y compris toutes sujétions

1.2.1.6 Hérissonnage en pierre sèche 5/15 cm

1.2.1.7 Plate forme en béton avec treillis soudé ép. 10 c

1.2.2 Partie 1

1.2.2.1 ferrailage des poteaux et voiles

1.2.2.2 coffrage des poteaux et voiles

1.2.2.3 bétonnage des poteaux et voiles

1.2.2.4 décoffrages

1.2.3 Partie 2

1.2.3.1 ferrailages poutres principales, chainages, poutrelles, cage d'escalier et escalier

1.2.3.2 coffrages des poutres principales, chainages, poutrelles, cage d'escalier et escalier

1.2.3.3 poses du hourdis pour plancher

1.2.3.4 poses des treilles soudés de la dalle de compression pour plancher

1.2.3.7 électricités

1.2.3.5 bétonnages des poutres principales, chainages poutrelles, cage d'escalier et escalier

1.2.3.6 décoffrages

1.2.4 Partie 3

1.2.4.1 maçonneries

1.2.4.1.1 Mur extérieur en double parois de 30cm en briques creuses de 13 et 10 trous au mortier de ciment avec une lame d'aire de 5 cm .

1.2.4.1.2 Mur intérieur de 10 cm en brique creuses en mortier de ciment.

1.2.4.1.3 Mur intérieur de 15 cm en brique creuses en mortier de ciment.

1.2.4.1.7 Électricités

1.2.4.1.4 Évacuation intérieur

1.2.4.1.5 Ouvrages divers

1.2.4.2 Menuiserie (les cadres des fenêtres et portes)

1.2.4.3 Enduits

1.2.4.3.1 Enduits intérieurs sur mur et sous plafonds au mortier de ciment en deux couches sur mur y comprise toutes sujétion d'exécutions

1.2.4.3.2 Enduit extérieur au mortier de ciment en trois couches exécuter avec arrêtes y compris sur les éléments décoratif tous types .

1.2.4.6 Plomberies sanitaires

1.2.4.4 Menuiseries métalliques

1.2.4.7 Revêtements

1.2.4.8 peintures et vitrerie

7.3.2description de l'OBS (Organisation Breakdown Structure du projet) :

L'"organisation Breakdown Structure" (OBS) répond au qui-est-responsable-de-quoi ? et au qui-fait-quoi ?. Il fait le lien entre les tâches et les personnes (physique ou morales). Il permet de définir les responsabilités et les actions dans les tâches.

Avant de définir l'OBS il faut d'abord définir les différentes ressources du projet.

7.3.2.1.les ressources :

Après la subdivision des taches on doit relier chaque tache avec une ressource correspondante soit matérielles soit humaines. Donc on a besoin de

- Ressources humaines
- Ressources matérielles : (engins et produits).

a- Ressources humaines :

Dans notre projet en a huit groupes :

-
- **Groupe coffreur** : Qui s'occupe de tous ce qui est tache coffrage dans le projet.
 - **Groupe ferrailleur** : Qui s'occupe de tous ce qui est taches ferrailage dans le projet.
 - **Groupe maçon béton** : Qui s'occupe de tous ce qui est taches bétonnage dans le projet.
 - **Groupe maçon autre** : Qui s'occupe de tous ce qui est taches cloisons dans le projet.
 - **Groupes électriques** : Qui s'occupent de tous ce qui est taches d'électricité dans le projet.
 - **Groupe menuisier** : Qui s'occupe de tous ce sui est taches menuiserie dans le projet.
 - **Groupe pour enduit** : Qui s'occupe de tous ce qui est taches enduit dans le projet.
 - **Groupe gardiens** : C'est le groupe qui s'occupe de la surveillance de projet. Chaque groupe est constitué d'un certain nombre d'individus :
 - **Groupe coffreur** : 5 personnes
 - **Groupe ferrailleur** : 5 personnes
 - **Groupe maçon béton** : 7 personnes
 - **Groupe maçon autre** : 7 personnes
 - **Groupes électriques** : 4 personnes
 - **Groupe menuisier** : 4 personnes
 - **Groupe pour enduit** : 6 personnes
 - **Groupe gardiens** : 2 personnes

b. les ressources matérielles :

Il existe deus formes de ressources matérielles :

b.1) Les ressources matérielles engins :

Le nombre de ressources matérielle type engin affecté au présent projet est de 6 :

- pelle hydraulique
- niveleuse
- Tracteur pour eau.
- Camion 2,5 tonnes.
- Caze.
- Grue.
- Bétonnière.

Toutes ces ressources sont louées avec leur chauffeur ou leurs manoeuvres.

b.2) Les ressources matérielles produites :

Le nombre des ressources matériel type produit sont :

1. Bois pour coffrage
2. Fer pour ferrailage
3. ciment, sables, gravier
4. Brique simple
5. Brique grand
6. Parpaing
7. Gains d'électricités
8. Zingue
9. Cadres fenêtres et portes
10. Fils d'électricité
11. Table de commande
12. Boites d'interrupteur
13. Treillis soudés pour dalle
14. Tuyau pour eau
- 15 Projecteur électrique
16. Panneau d'affichage
17. Tube en béton pour l'eau usée
18. Hourdis
19. Cadres pour escalier
20. Lampe et douille
21. Boites de prises

NB : toutes les informations précédentes sont prises de BET MIMAR

Exemple de l'OBS pris est celui du terrassement et infrastructure :

Liste des tâches	
Lot terrassement	
Partie 1	

décapages de la terre végétale	"pelle hydraulique [4 hrs];chef de chantier "
nivellements	niveleuse [3 hrs]
mis en dépôt	camion 2,5tonne [48 voyage]
Partie 2	
fouilles en puits pour semelles isolées	pelle hydraulique [26 hrs];chef de chantier "
mis en dépôt n 1	camion 2,5tonne [96 voyage]
Partie 3	
fouilles en tranchés pour longrine	pelle hydraulique [3 hrs];chef de chantier "
mises en dépôt	camion 2,5tonne [15 voyage]
Partie 4	
fouilles en tranchés pour plots	pelle hydraulique [1 hrs];chef de chantier "
mises en dépôt	camion 2,5tonne [6 voyage]
Partie 5	
chargements des terres provenant du dépôt n2 pour remblaiements des vides des fouilles	"pelle hydraulique [3 hrs];chef de chantier "
transports	camion 2,5tonne [38 voyage]
déchargements	camion 2,5tonne [38 voyage]
Partie 6	
chargement des terres (tuf stérile) pour remblaiements des vides des fouilles (H remblais >1,00m)	pelle hydraulique [3 hrs];chef de chantier "
transports	camion 2,5tonne [30 voyage]

déchargements	camion 2,5tonne [30 voyage]
Partie 7	
chargements des terres	pelle hydraulique [4 hrs]
évacuation a la DP	camion 2,5tonne [77 voyage]
LOT RDC	
LES FONDATIONS	
ferrailage des semelles et longrines et avant poteaux	"groupe ferrailleur [400%];groupe maçon béton [50%];fer pour ferr[4 485 ml]"
gros béton dosé a 250kg/m ³ + béton de propreté dosé a 150 kg/m ³	"groupe maçon béton; groupe maçon autres[50%]"
mise en œuvre et réalisation des semelles et avant poteaux	"bois pour coffrage [1];groupe maçon béton [150%];groupe coffreur
mise en œuvre des longrines	bois pour coffrage [1];groupe coffreur[50%];groupe maçon autres; groupe maçon béton[150%]"
exécutions des Regards en BA y compris toutes sujétions	"groupe maçon autres; groupe maçon béton
Herrissonnage en pierre sèche 5/15 cm	groupe maçon béton; groupe maçon autres; ouvrier "
Plate forme en béton avec treillis soudé ép. 10cm	"groupe maçon autres; groupe maçon béton[200%]; ouvrier

VII.3.3.Stratégie adopté dans l'établissement de l'ordonnancement des travaux :

Pour pouvoir élaborer la stratégie d'élaboration de l'ordonnancement des travaux, le Planificateur se doit éviter tous risque de chevauchement des taches et des ressources. Il se doit particulier de veiller a ce que les ressources ne soient pas dépassées. Les éléments d'écrits ci-dessous donnent un aperçu sur cette stratégie :

- ✓ Lorsque les groupes concernés par les gros œuvres terminent le 4eme étage, les groupes de cloisons commencer le rez-de-chaussée.

- ✓ Lorsque les groupes cloisons terminent le RDC, le groupe de l'électricité commence le RDC. (seulement pour l'emplacement des câbles).
- ✓ Lorsque les groupes concernés par les gros œuvres terminent les gros oeuvres, ils quittent le projet vers un autre projet Après que le groupe d'électricité terminent le RDC, rejoint le groupe pour enduit commence son travail s autre taches d'électricité
- ✓ Lorsque le groupe de cloison termine le dernier étage, il rejoint le groupe pour enduit
- ✓ Lorsque le groupe d'électricité termine le dernier étage, il reprend l'emplacement des autres du RDC vers le dernier niveau.
- ✓ Lorsque le groupe pour électricité termine le RDC, le groupe pour la menuiserie et quincaillerie commence le RDC.

L'estimation de coût des tâches se fait en introduisant deux paramètres, la durée de la tâche et le coût aux ressources utilisés pour réaliser cette tâche

Tableau7.2 : les coûts affectés a des taches du lot terrassement et infrastructures

Liste des tâches	Les coûts
Lot terrassement	378 400,00 DA
Partie 1	59 000,00 DA
décapages de la terre végétale	12 000,00 DA
nivellements	8 500,00 DA
mis en dépôt	38 500,00 DA
Partie 2	120 357,50 DA
fouilles en puits pour semelles isolées	53 157,50 DA
mis en dépôt n 1	67 200,00 DA
Partie 3	18 235,00 DA
fouilles en tranchés pour longrine	9 000,00 DA
mises en dépôt	9 235,00 DA
Partie 4	8 000,00 DA

fouilles en tranchés pour plots	3 050,00 DA
mises en dépôt	4 950,00 DA
Partie 5	150 264,00 DA
chargements des terres provenant du dépôt n2 pour remblaiements des vides des fouilles	17 064,00 DA
transports	66 600,00 DA
déchargements	66 600,00 DA
Partie 6	44 244,00 DA
chargement des terres (tuf stérile) pour remblaiements des vides des fouilles (H remblais >1,00m)	6 244,00 DA
transports	19 000,00 DA
déchargements	19 000,00 DA
Partie 7	78 116,50 DA
chargements des terres	9 700,00 DA
évacuation a la DP	68 416,50 DA
LOT RDC	
LES FONDATIONS	16532104,00 DA
ferraillage des semelles et longrines et avant poteaux	1505014,89 DA
gros béton dosé a 250kg/m ³ + béton de propreté dosé a 150 kg/m ³	2415000,00 DA
mise en œuvre et réalisation des semelles et avant poteaux	11201307,11 DA
mise en œuvre des longrines	801778,00 DA
exécutions des Regards en BA y	79404,00 DA

compris toutes sujétions	
Herrissonnage en pierre sèche 5/15 cm	198600,00 DA
Plate forme en béton avec treillis soudé ép. 10cm	331000,00 DA

VII.3.4. Devis quantitatifs et estimatifs :

Le devis quantitatif C'est le classement rationnel et récapitulatif des quantités d'ouvrage de même nature et de même qualité et ne comporte que les descriptions des prestations vendues, ainsi que les quantités à réaliser.

Une fois les Quantité qui on va réaliser pour tout l'ouvrage est calculé, il est nécessaire de passer à un devis estimatif qui est l'application des prix unitaires au devis quantitatif.

Dans notre cas cette estimation approchée a été pris à partir du fichier MS Project 2010 .Les résultats du devis estimatif et quantitatif sont dans le tableau7.3

DESIGNATIONS DES OUVRAGES	UNITE	QUANTI TE	P.U en	MONTANT
			H.T	
Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiment trottoir exécutées mécaniquement ép.=0,3m y comprise mise en dépôt n1	M2	118	500	59 000,00
Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiment trottoir exécutées mécaniquement ép.=0,3m y comprise mise en dépôt n1	M3	240,715	500	120 357,50
Fouilles en tranchés pour longrines dans un terrain de toute nature y compris mise en dépôt n2	M3	36,47	500	18 235,00
Fouilles puits pour plot dans un terrain de toute nature y compris mise en dépôt n2	M3	16	500	8000
Remblais des vides des fouilles en terres prévenant du dépôt n2 soigneusement exécuté et arrosé par couche de 20cm y compris chargement déchargement transports	M3	187,83	800	150264
Fourniture et Remblais des vides des fouilles en terres (tuf stérile) soigneusement exécuté et arrosé par couche de 20cm (h remblais >1.00m) y compris chargement déchargement transports	M3	73,74	600	44244
Evacuation de la terre a la décharge publique (coefficient de foisonnement y compris) quelque soit la distance y compris chargement déchargement transports	M3	223,19	350	78116,5
Totale terrassement				478 217,00
Lot infrastructure				

Béton de propreté dose a 250kg/m3 de CPA pour remplissage des fonds de fouilles avec coffrage en bois ou métallique	M3	161	15000	2415000
Béton arme dose a 350kg/m3 de CPJ pour radier et avant poteaux et longrine avec coffrage en bois ou panneaux métalliques et ferrailage	M3	450,27	30000	13508100
Plate forme en béton avec treillis soudé ep 10 c	M2	331	1000	331000
Herrissonnage en pierre sèche 5/15 cm	M2	331	600	198600
Totale infrastructure				16452700
Lot assainissement				
exécutions des Regards en BA	U	10	5700	57000
f/p de buses en PVC PN 04 fouille .remblais lit de sable	ML	18,67	1200	22404
Totale assainissement				79404
Lot superstructure				
Béton arme dose a 350kg/m3 de CPA avec coffrage en bois ou panneaux métalliques				
Poteaux et voiles	M3	150	30000	4500000
Poutre principale, chainage poutrelles, bonde noyés et acrotère, escaliers paillasse, linteaux appuis	M3	200	30000	6000000
Plancher en hourdis creux de 16+5 plat et inclinés y compris poutrelles en béton arme, dalle de compression de 0,04m d'épaisseur y compris éraillage et toutes autres sujétions	M2	2300	2000	4600000
Totale superstructure				15100000
Lot électricité				
les câbles d'alimentation des déférents appartements	ML	230	350	80500
Les prises, interrupteurs, disjoncteurs	U	352	600	211200
F & P de tableau de distribution type boitier en plastique encastré au mur composé de : 1 Disjoncteur différentiel bipolaire 220V 10/32A agréé par SONELGAZ 6 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 16A 7 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 10A et Mise à la terre du bloc.	ENS	18	4000	72000
Totale électricité				363700
Lot maçonnerie				
mur extérieur en double parois de 30cm en briques creuses de 12 et 10 trous au mortier de ciment avec une lame d'aire de 5 cm	M2	1200	1500	1800000
mur intérieur de 10 cm en brique creuses en mortier de ciment	M2	2300	800	1840000
mur intérieur de 15 cm en brique creuses en mortier de ciment	M2	225	900	202500

Totale maçonnerie				3842500
Lot enduit				
enduits intérieurs sur mur et sous plafonds au mortier de ciment en deux couches sur mur	M2	6000	450	2700000
enduit extérieur au mortier de ciment en trois couches exécuter avec arrêtes y compris sur les éléments décoratifs tous types	M2	2300	450	1035000
Totale enduit				3735000
Lot ouvrages divers				
Exécutions d'un potager de cuisine et souche de cheminées et souche de ventilation et souche sur gaines technique	U	28	4480	125440
Exécutions de conduit de fumé type shunt et couvre de joints en tôle galvanisé	ML	83,53	1550	129471,5
F/P de claustrât en terre cuit rouge	M2	30	1000	30000
Totale ouvrage divers				284911,5
Totale Menuiseries (les cadres de fenêtres et portes)	FOR		10000000	10000000
Lot plomberie sanitaire	FOR		6000000	6000000
-lot gaz	ML	684,1	100000	68410000
Siège turque-lavabo-évier de cuisine en inox-baignoire en acier vitrifié et les robinets	U	18	15000	270000
Totale plomberie sanitaire				74680000
menuiserie métalliques	FOR		800000	800000
Les gardes corps pour séchoirs et escaliers	ML	56,9	3700	210530
Les port métalliques et les portillons et grilles	U	18	8000	144000
Totale menuiserie métalliques				354530
Lot revêtements				
Les carreaux de granito et faïence et les marches et contre marches et chape en béton	M2	3000	1300	3900000
Les plinthes en terre cuit galvanisé	ML	1000	150	150000
Totale revêtements				4050000
Totale peinture et vitrerie	M2	6099,03	200	1219806
Lot étanchéité				
Etanchéité multi couche, pax aluminium y/c02couche polyane, polystyrène, forme de ponte, papier crafte et tts sujétions d'exécutions	M2	331	3000	993000
Etanchéité Sous carrelage	M2	138,26	500	69130
Gargouille on plombe lamine	U	4	2000	8000
Totale étanchéité				1070130

Tot HT=	132 510 898,50
TVA 19%=	25177070,72
Tot TTC =	157 687 969,22

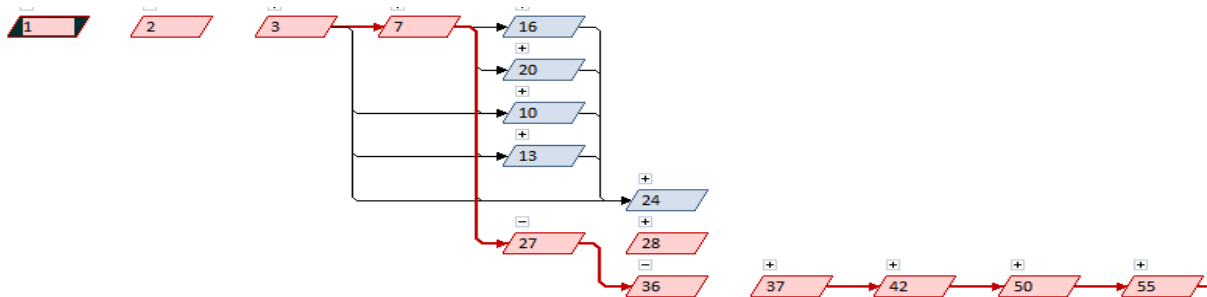
Résultat obtenus a partir du MS Project :

Après l'introduction de tous les information indiqué avant c'est-à-dire le WBS et l'OBS ,les durés et les ressources et les coût on obtient les résultats suivants :

- La durée de projet est de 368 jours de travail
- Le début de projet est prévue le : 01/10/2017
- La fin du projet est prévue le : 24/12/2018
- La durée globale du projet en mois est d'environ 14 mois .
- Le coût brut de projet est de : 132 510 898,50 DA
- Le coût brut de projet avec T.V.A de 19% est de : 25 177 070,72 DA
- Le coût finale (T.T.C) est de : 157 687 969,22 DA.
- Planification sur MS-project2010 :
 - Les taches abrégé sur le tableau7.4

Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs	Montant/Tache
debut du projet	368 jours	Dim 01/10/17	Lun 24/12/18	0	
LOT : TERRASSEMENT ET OUVERTURE DE FOUILLE	5 jours	Dim 01/10/17	Jeu 05/10/17	0	
Partie 1	1 jour	Dim 01/10/17	Dim 01/10/17	0	59 000,00
Partie 2	2 jours	Dim 01/10/17	Mar 03/10/17	3	120 357,50
Partie 3	1 jour	Mar 03/10/17	Mer 04/10/17	7;3	18 235,00
Partie 4	1 jour	Mar 03/10/17	Mer 04/10/17	7;3	8 000,00
Partie 5	1 jour	Mar 03/10/17	Mer 04/10/17	7	150 264,00
Partie 6	1 jour	Mar 03/10/17	Mer 04/10/17	7	44 244,00
Partie 7	1 jour	Mer 04/10/17	Jeu 05/10/17	3;7;10;13;16;20	78 116,50
LOT : INFRASTRUCTURE	18 jours	Mar 03/10/17	Mer 25/10/17	7	
LES FONDATIONS	18 jours	Mar 03/10/17	Mer 25/10/17	0	4 214 413,97
LOT : SUPERSTRUCTURE+CES	337 jours	Mer 25/10/17	Mer 12/12/18	27	
Partie 1 : RDC	8 jours	Mer 25/10/17	Dim 05/11/17	0	450 000,00
Partie 2 : RDC	33 jours	Dim 05/11/17	Jeu 14/12/17	37	1 000 000,00
Partie 1 : R+1	8 jours	Lun 20/11/17	Mer 29/11/17	42FD-20j	450 000,00
Partie 2 : R+1	33 jours	Mer 29/11/17	Mar 09/01/18	50	1 000 000,00
Partie 1 : R+2	8 jours	Dim 17/12/17	Mar 26/12/17	55FD-20j	450 000,00

Partie 2 : R+2	33 jours	Mar 26/12/17	Dim 04/02/18	63	1 000 000,00
Partie 3 : RDC	28 jours	Mar 09/01/18	Mar 13/02/18	55	10 322 901,28
Partie 1 : R+3	8 jours	Mer 10/01/18	Dim 21/01/18	68FD-20j	450 000,00
Partie 2 : R+3	33 jours	Dim 21/01/18	Jeu 01/03/18	90	1 000 000,00
Partie 3 : R+1	30 jours	Mar 13/02/18	Mer 21/03/18	68;76	10 322 901,28
Partie 1 : R+4	8 jours	Lun 05/02/18	Mer 14/02/18	95FD-20j	450 000,00
Partie 2 : R+4	33 jours	Mer 14/02/18	Mar 27/03/18	117	1 000 000,00
Partie 3 : R+2	28 jours	Mer 21/03/18	Mar 24/04/18	95;103	10 322 901,28
Partie 1 : R+5	8 jours	Dim 04/03/18	Mar 13/03/18	122FD-20j	450 000,00
Partie 2 : R+5	33 jours	Mar 13/03/18	Lun 23/04/18	144	1 000 000,00
Partie 3 : R+3	30 jours	Mar 24/04/18	Jeu 31/05/18	122;130	10 322 901,28
Partie 1 : R+6	8 jours	Mer 28/03/18	Dim 08/04/18	149FD-20j	450 000,00
Partie 2 : R+6	33 jours	Dim 08/04/18	Jeu 17/05/18	171	1 000 000,00
Partie 3 : R+4	30 jours	Jeu 31/05/18	Dim 08/07/18	149;157	10 322 901,28
Partie 1 : R+7	8 jours	Mar 24/04/18	Mer 02/05/18	176FD-20j	450 000,00
Partie 2 : R+7	33 jours	Jeu 03/05/18	Mar 12/06/18	198	1 000 000,00
Partie 3 : R+5	28 jours	Dim 08/07/18	Jeu 09/08/18	176;184	10 322 901,28
Partie 1 : R+8	8 jours	Dim 20/05/18	Mar 29/05/18	203FD-20j	450 000,00
Partie 2 : R+8	39 jours	Mar 29/05/18	Lun 16/07/18	225	1 600 000,00
Partie 4 :	8 jours	Lun 16/07/18	Mer 25/07/18	230	1 001 000,00
Partie 3 : R+6	30 jours	Jeu 09/08/18	Lun 17/09/18	203;211	10 322 901,28
Partie 5 : RDC+R1	11 jours	Lun 17/09/18	Dim 30/09/18	242	1 171 924,44
Partie 3 : R+7	30 jours	Lun 17/09/18	Mar 23/10/18	230;242	10 322 901,28
Partie 5 : R2+R3	11 jours	Mar 23/10/18	Lun 05/11/18	260	1 171 924,44
Partie 3 : R+8	30 jours	Mar 23/10/18	Mer 28/11/18	260	10 322 901,28
Partie 5 : R4+R5	11 jours	Mer 28/11/18	Mer 12/12/18	278	1 171 924,44
Partie 5 : R6+R7+R8	11 jours	Mer 28/11/18	Mer 12/12/18	278	1 757 886,67
LOT : PEINTURE EXTERIEUR	10 jours	Mer 12/12/18	Lun 24/12/18	278;296;240	
Partie 1 : peinture exterieur	10 jours	Mer 12/12/18	Lun 24/12/18	0	800 000,00
fin du projet	1 jour	Mar 25/12/18	Mar 25/12/18	300	132 510 898,50



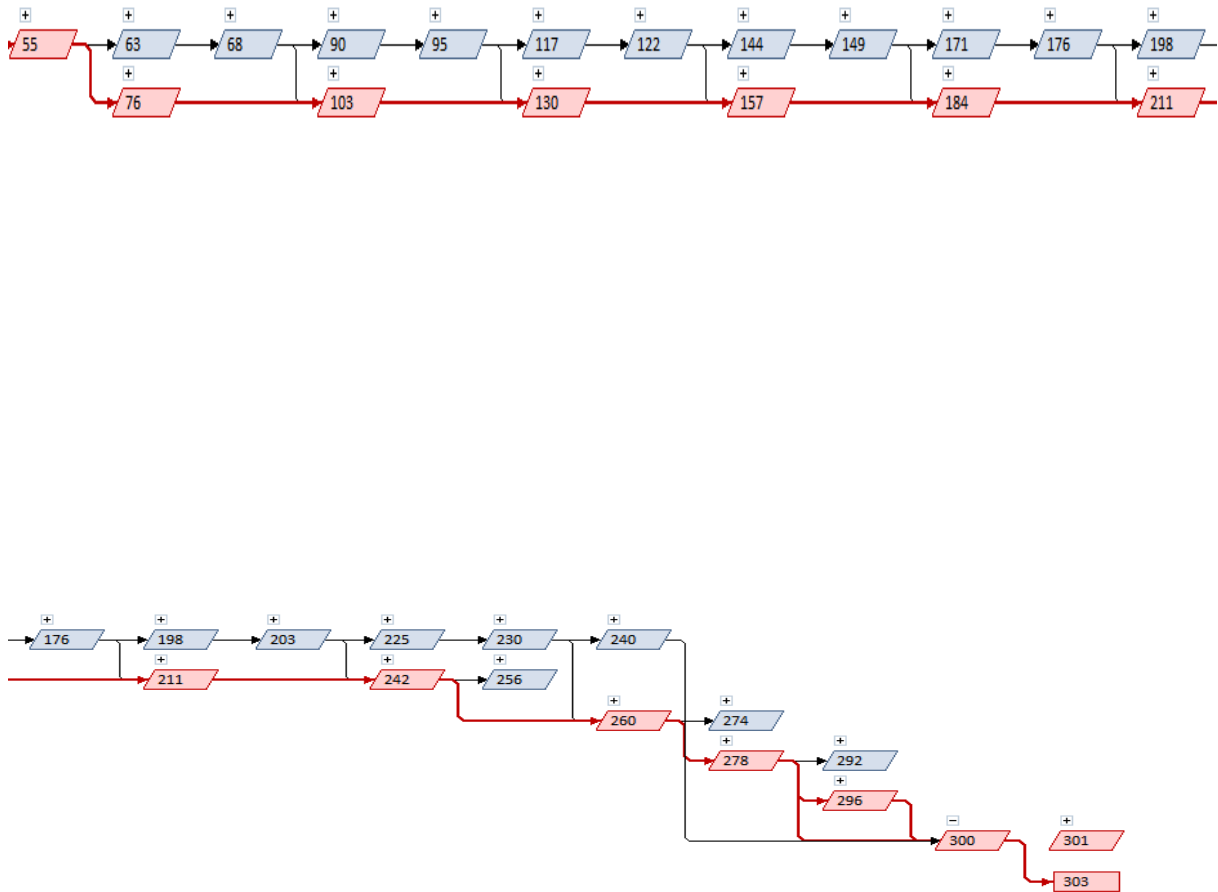


Figure 7.3 : Organisation des tâches et chemins critique.

7.4. Soumission :

La soumission sera présentée dont le cahier des prescriptions spéciales sous cette forme

Article 05 : Montant du marché

Le montant du présent marché est arrêté à la somme en toutes taxes comprises de : (En lettres en TTC) ... **CENT CINQUANTE SEPT MILLIONS SIX CENT QUATRE VINGT SEPT MILLE NEUF CENT SOIXANTE NEUF DINARS ET VINGT DEUX CENTIMES.**

Soit en chiffres : **157 687 969,22 DA. T.T.C**

Article 09 : Délai d'exécution

Le délai de réalisation des travaux défini dans le présent marché est de :

... 14..mois vendredi et jours fériées compris.

Ce délai commence le 01/10/2017 et finit le 24/12/2018 avec 8 heures de travail par jours

VII.5.La courbe BCWS :

A l'aide du document tirée du logiciel MS Project les résultats ont été transféré sur EXCEL pour tracer la courbe BCWS (budgeted cost of work scheduled) fig 7.3. Cette courbe correspond au budget prévisionnel.

La courbe BCWS reste un utile très utile pour le contrôle et le suivie du projet il est utilisé avec les courbes BCWP (budgeted cost of work performed) et ACWP (actual cost of work performed) pour déterminé l'état de santé d'un projet.

L'utilisation de la courbe du BCWS est double :

1. Connaître l'évolution du budget en fonction du temps. Par conséquent si un entrepreneur dispose d'une somme d'argent il saura exactement à quel période de la durée de vie de son projet, cette somme est suffisante.
2. Le cahier de charge permet l'établissement de situations lesquelles vont permettre à l'entrepreneur d'encaisser les montants correspondant à ses investissements. En général, l'entrepreneur qui dispose d'une somme de X DA au début du projet considère que s'il a investi plus de 70% de cette somme alors il doit garder les 30% comme une marge de sécurité. Afin de ne pas consommer cette marge il se doit de prévoir des situations par livrables (Expl : Fondation, Terrassement,...) qui pourront lui renflouer sa caisse. Aussi la courbe du BCWS permet de connaître la période où il doit faire sa situation

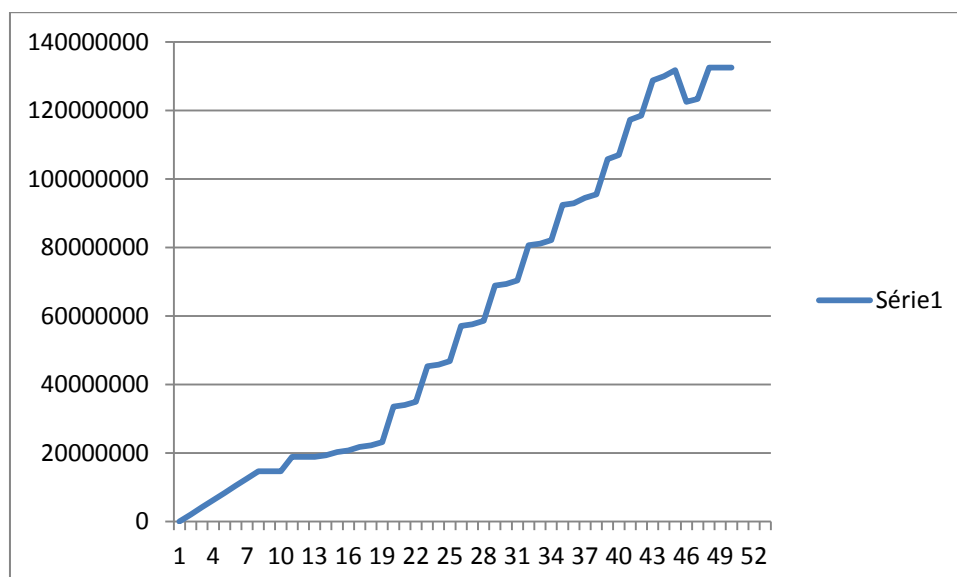


Figure 7.3 : la courbe BCWS

L'axe des X désigne le nombre de semaine de travail

L'axe des Y désigne le coût du projet en MDA

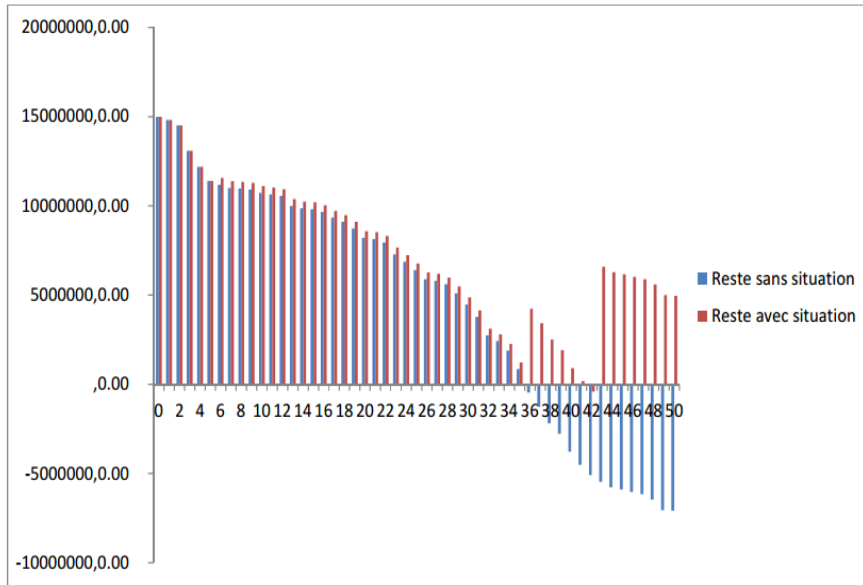


Fig7.4 : la courbe de coût consommé

L'axe des X désigne le nombre de semaine de travail

L'axe des Y désigne le coût consommé en MDA

7.6. Interprétation de la courbe :

L'interprétation de la courbe du BCWS est menée suivant les deux critères cités plus haut (7.5)

1ère utilisation :

La 1ère courbe (**Figure 7.3**) BCWS obtenus nous montre que l'évolution du coût en fonction du temps. Il est claire que entre la **1ère** semaine et la **6ème** semaine du travail la consommation en terme d'argent est plus importante puis un accroissement moyen entre la **7ème** et la **27ème** semaine par ce que dont cette période les ressources sont presque lès même puis une augmentation très important entre la **28ème** semaine et la dernière semaine de travail due a l'introduction des plusieurs groupes qui travail en même temps.

2ème utilisation :

Si un promoteur dispose d'une somme d'argent équivalent à **150 000 000,00 DA** courbe 2 (**Figure 7.4**) , cette somme diminue on fonction des travaux effectués comme il est représenté dans la 2ème courbe. Dans avec cette somme d'argent le

promoteur peut aller jusqu'à la **35^{ème}** semaine du travail équivalent à **70%** de temps de travail pour une somme d'argent équivalent à **65%** du coût du projet. Pour éviter les problèmes financiers il doit prévoir des situations récapitulative par livrable pour les travaux exécutés après la réception du (BET et MO) selon l'article N22 du cahier des prescriptions spéciales. Pour ce projet, l'entreprise pourra programmer 3 situations pour finir le projet.

La 1^{ère} situation doit être programmée la **3^{ème}** semaine pour lot terrassement pour avoir le 1^{er} versement après 1 mois c'est-à-dire la **7^{ème}** semaine. Donc si on suppose qu'à la fin de la **6^{ème}** semaine, l'entreprise n'a pas reçu le montant correspondant à la 1^{ère} situation alors la somme qui lui reste est de **11 190 000,00 DA**. Par contre si le versement de la situation est effectué alors il recevra **378 400,00 DA** ce qui lui permettra d'avoir une somme totale de **11 570 400,00 DA**

La 2^{ème} situation doit être programmée la **32^{ème}** semaine pour lot infrastructure pour avoir le 2^{ème} versement après 1 mois c'est-à-dire la **36^{ème}** semaine. Donc si on suppose qu'à la fin de la **35^{ème}** semaine, l'entreprise n'a pas reçu le montant correspondant à la 2^{ème} situation alors la somme qui lui reste est de **850 000.88 DA**. Par contre si le versement de la situation est effectué alors il recevra **431 000,00 DA** ce qui lui permettra d'avoir une somme totale de **5 160 000.88 DA**.

La 3^{ème} situation doit être programmée la **38^{ème}** semaine pour lot superstructure pour avoir le 3^{ème} versement après 1 mois c'est-à-dire la **43^{ème}** semaine avec 1 semaine de retard de versement. Donc si on suppose qu'à la fin de la **42^{ème}** semaine, l'entreprise n'a pas reçu le montant correspondant à la 3^{ème} situation donc le montant est de **-403 308,87 DA**. Par contre si le versement de la situation est effectué à la **43^{ème}** alors il recevra **7 364 000.00 DA** ce qui lui permettra d'avoir une somme totale de **6 960 691 .10 DA**

VII.7 Conclusion :

Une étude d'estimation des coûts et délais du projet de réalisation d'une structure composé de RDC et huit étages à usage habitation a été présentés dans le présent chapitre. Cette étude a été menée en vue de proposer un planning de réalisation et de renseigné le devis estimatif du cahier des charges et il a été trouvé que le coût proposé par le promoteur n'est pas suffisant pour finir le projet donc pour éviter r a le risque du retard du projet on a été estimer des situation a l'aide de la courbe en s, donc les résultats obtenue sont 3 situation suffit pour finir le projet.

Chapitre I

Présentation de Projet

Chapitre II

Descente de charge

Chapitre III

Etude des Eléments secondaires

Chapitre IV

Etude Dynamique

Chapitre V

Etude des Eléments Structuraux

Chapitre VI

*Etude de l'infrastructure
« Fondation »*

Chapitre VII

Management Du Projet

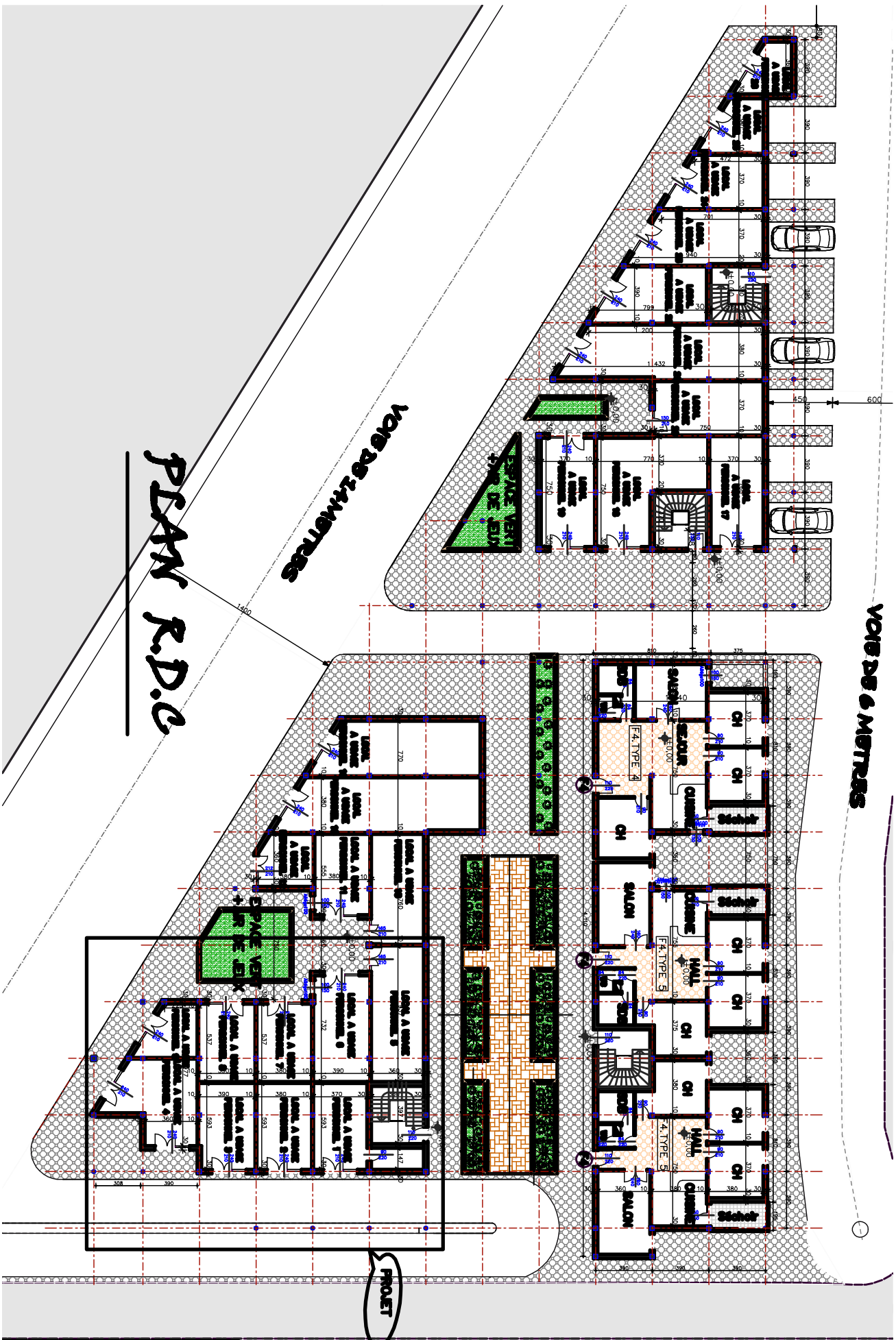


ANNEXES

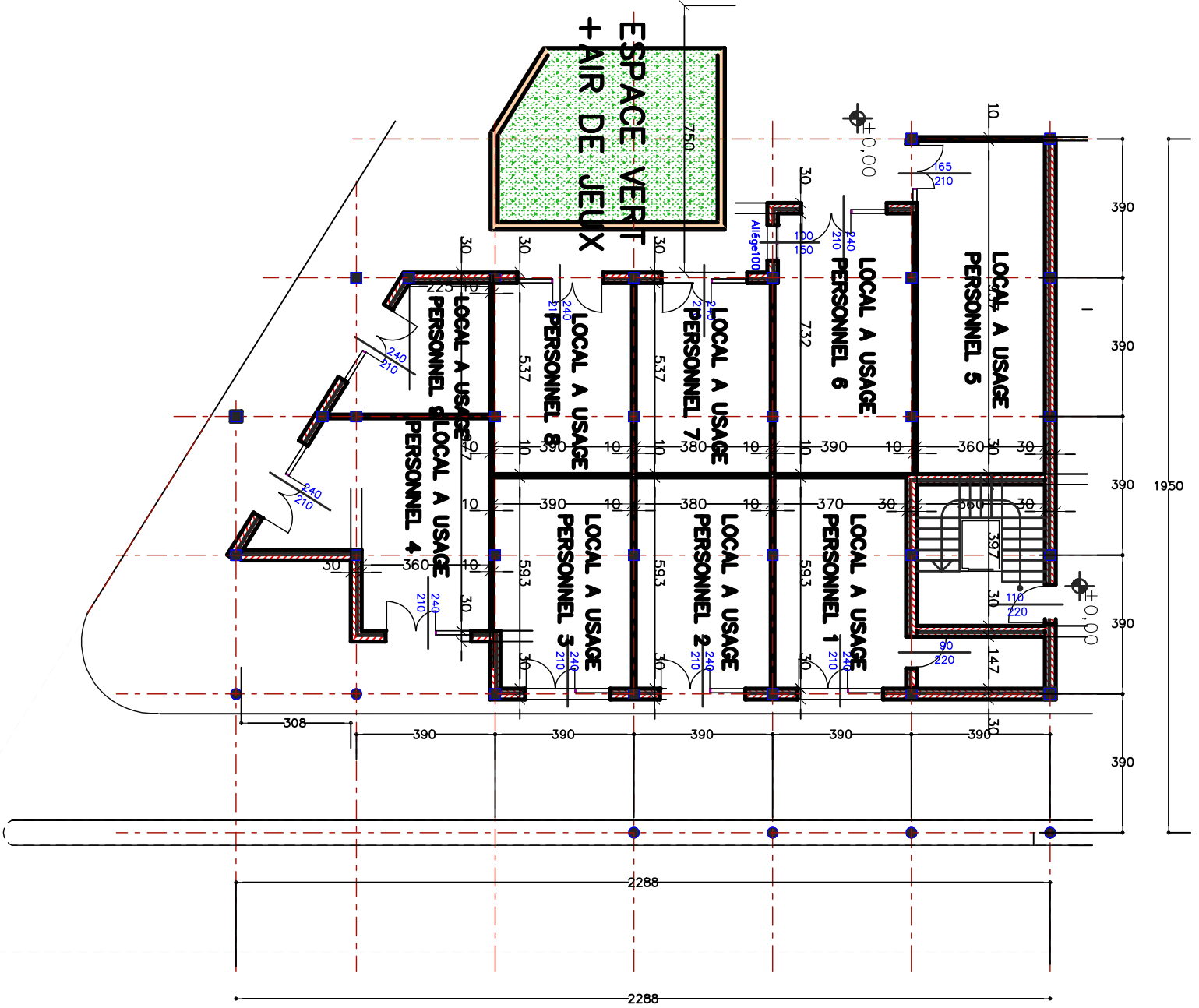
PLAN R.D.C

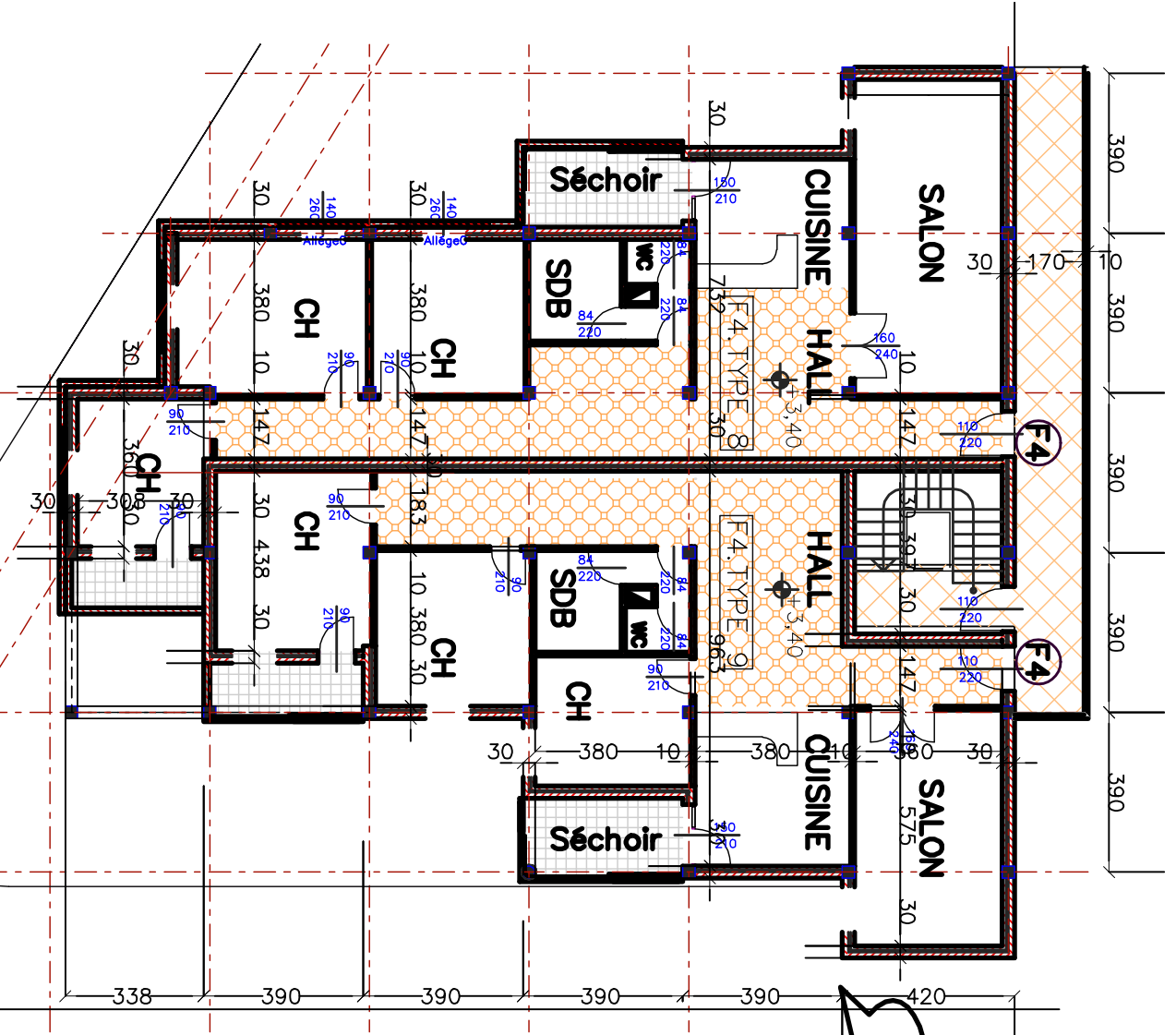
VOIE DE 24 METRES

VOIE DE 6 METRES



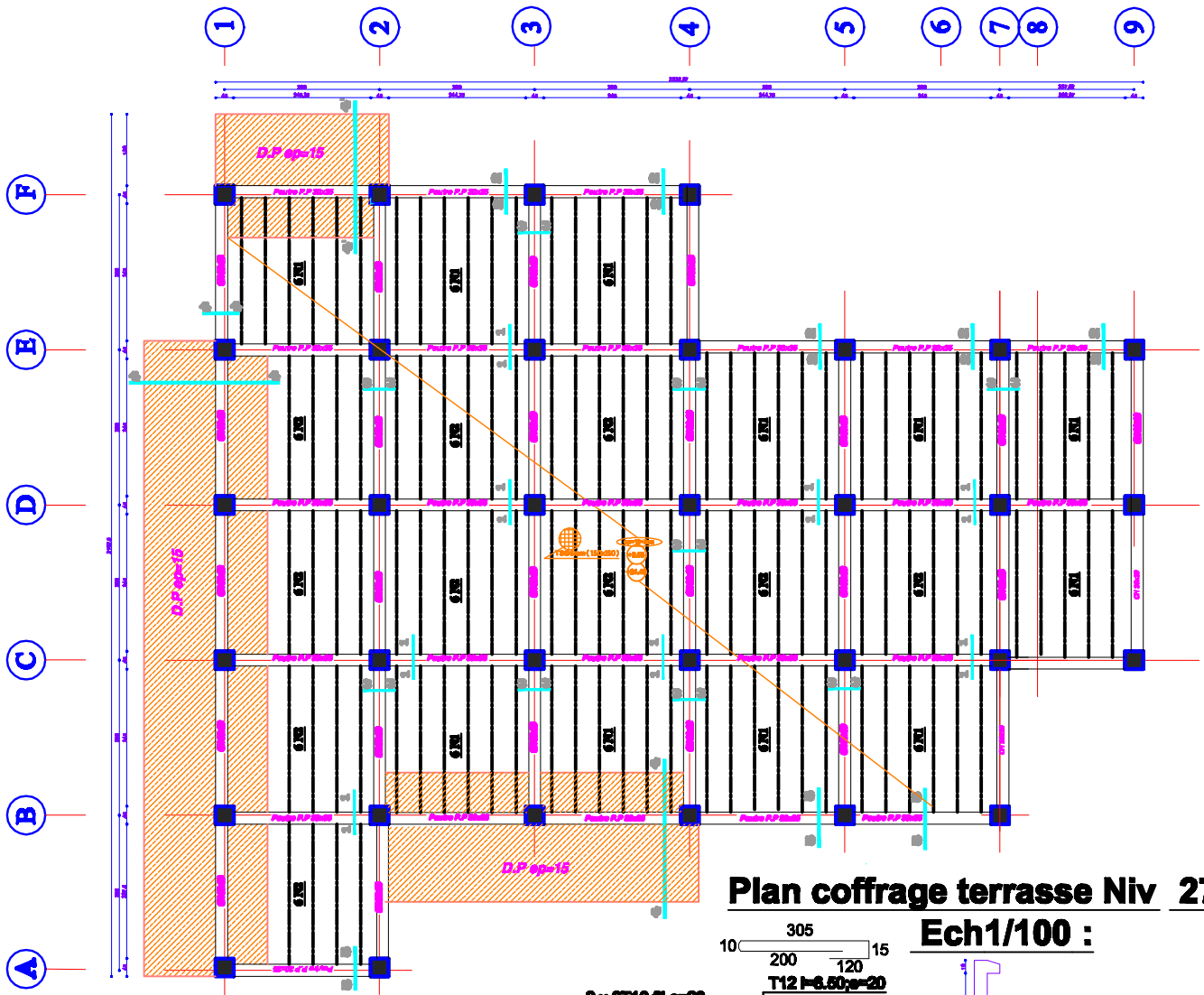
PROJET



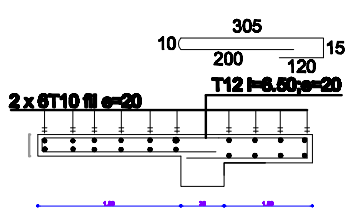


PROJET

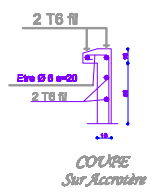
PLAN 1er, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 eme ETAGE



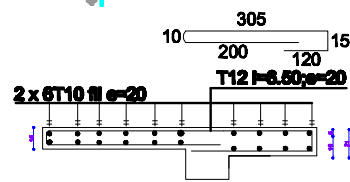
Plan coffrage terrasse Niv 27.54 : Ech1/100 :



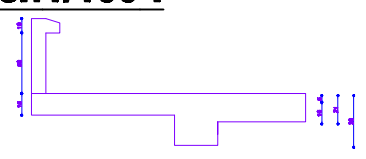
COUPE 4-4



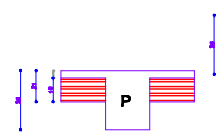
COUPE Sur Accroche



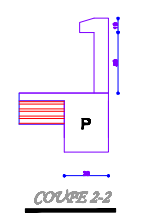
COUPE 4-4'



COUPE 4-4'



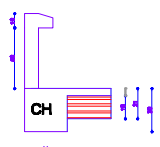
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



COUPE 5-5

TABLEAU DES ROUVELLES

Repère	Long	Ferrailage			Schema
		①	②	③	
N1	3.90	1T10x4.10	2T12x4.10	Etre Ø 6 x 0.55 e = 3x10e=15cm	
N2	3.90	1T10x4.10	2T12x4.10	Etre Ø 8 x 0.55 e = 3x10e=15cm	

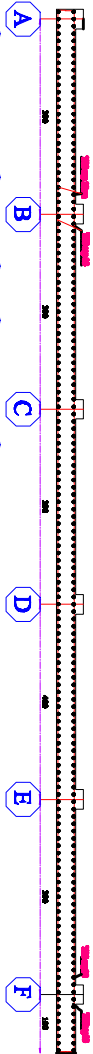
REPUBLIQUE ALGERIENNE
POPULAIRES ET DEMOCRATIQUE

UNIVERSITE DE TLEMCEIN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

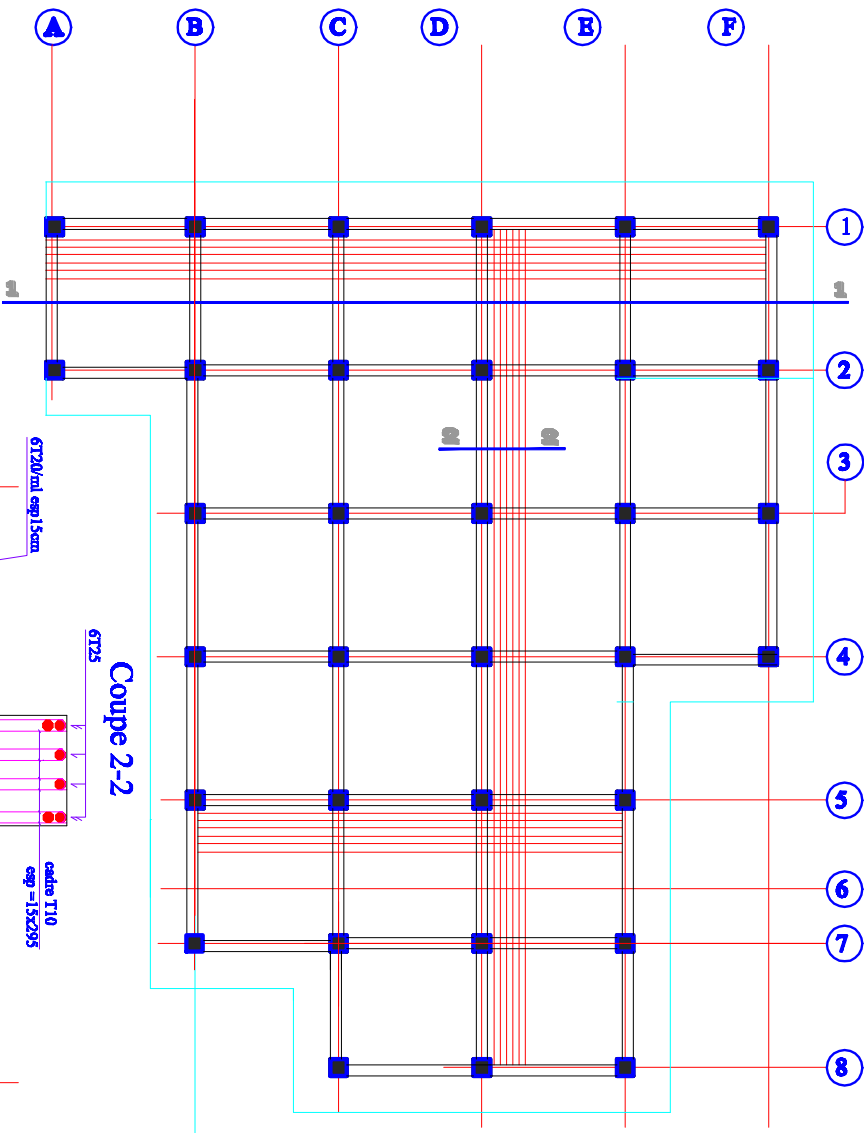
THEME:
ETUDE D'UN BATIMENT R+8

ENCADRE	PROJET	EXECUTION
Plan de coffrage et ferrailage du plancher terrasse niv+27.57		
ECHELLE : 1/100	2017	
Présenté par NEHARI ABDERAHIM NADJI KHALED	ENCADRE PAR Mr:GHENANE	
PLANCHE :		

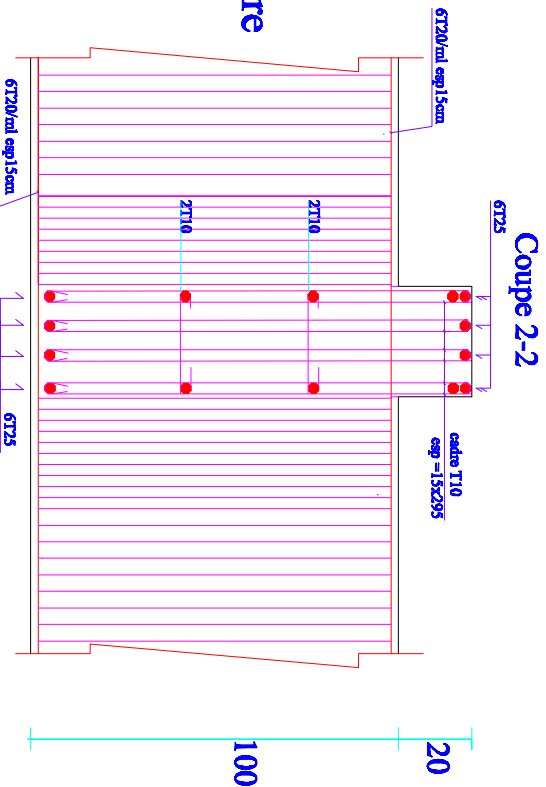
Coupe 1-1



RADIER GENERAL



ferrailage de la nervure



REPUBLIQUE ALGERIENNE
POPULAIRE ET DEMOCRATIQUE

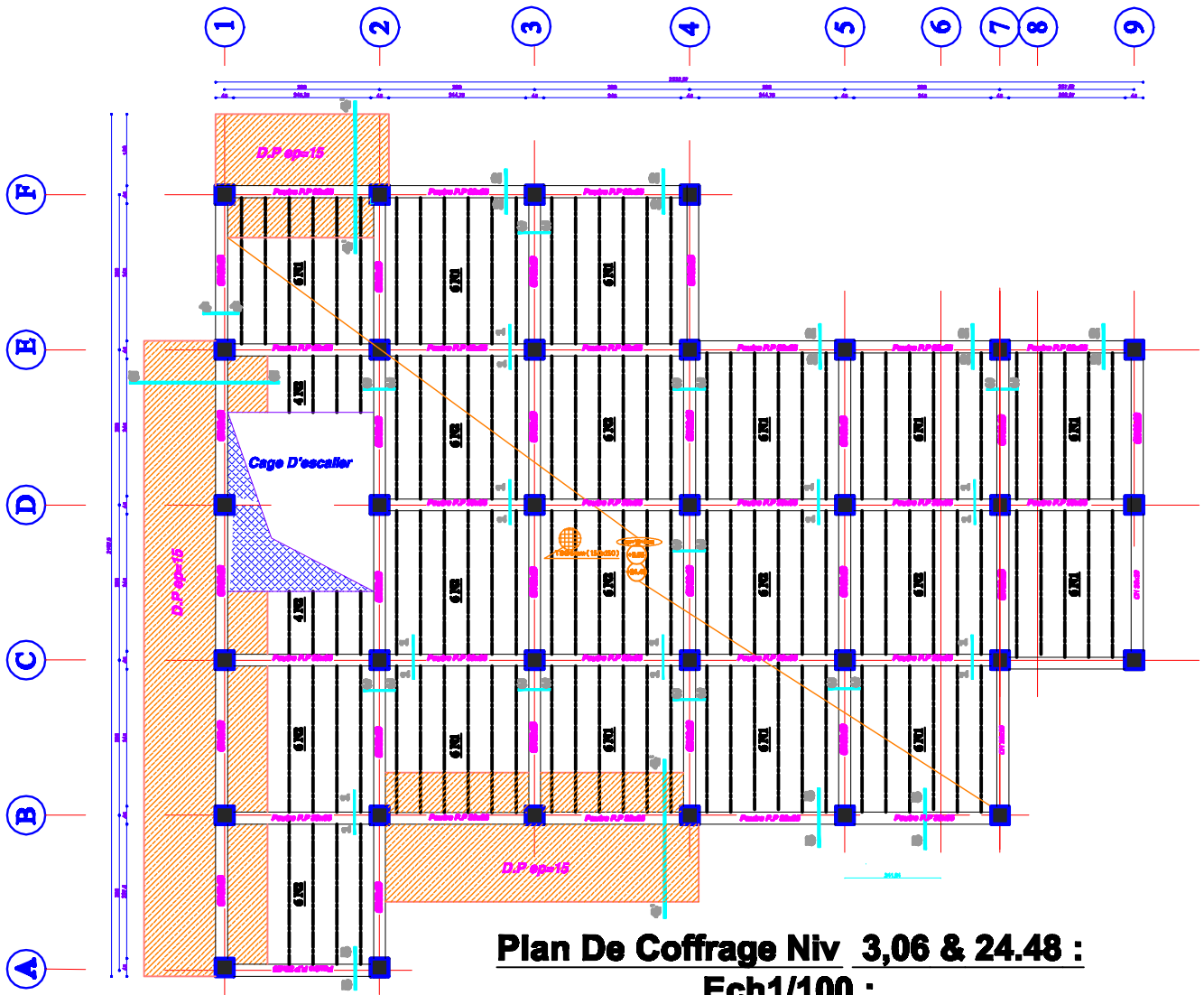
UNIVERSITE DE TLEMCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THEME:
ETUDE D'UN BATIMENT R+8

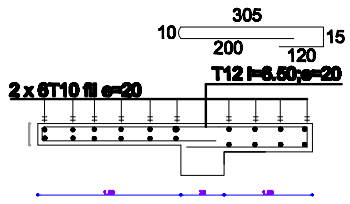
ESQUISSE PROJET EXECUTION
Plan de coffrage et ferrailage du radier général

ECHELLE : 1/100 2017

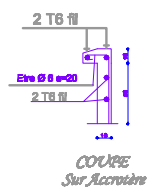
Présenté par ENCADRE PAR
NEHARI ABDERAHIM M:CHENNANI.
NADJIL KHALED



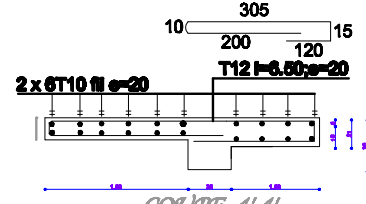
Plan De Coffrage Niv 3,06 & 24.48 : Ech1/100 :



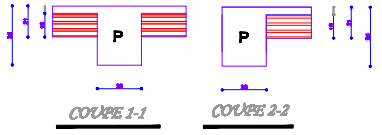
COUPE 4-4



COUPE Sur Accroche

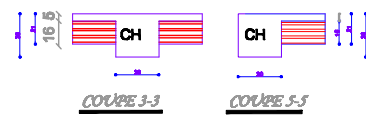


COUPE 4'4'



COUPE 1-1

COUPE 2-2



COUPE 3-3

COUPE 5-5

TABLÉAU DES COUPE/CROISÉS

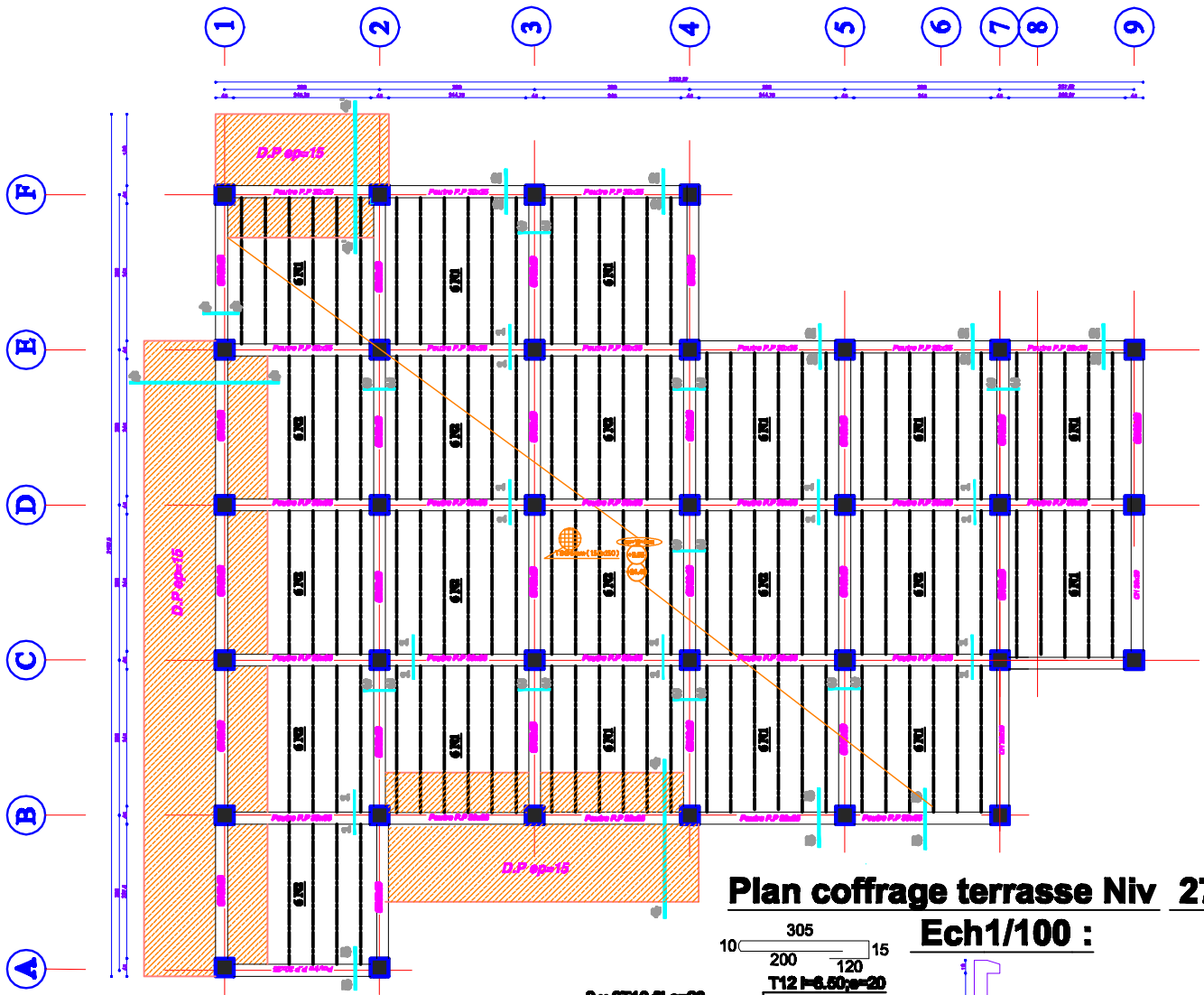
Repère	Long	Ferrillage			Schema
		①	②	③	
N1	3.90	1T10x4.10	2T12x4.10	Etre Ø 6 x 0.55 e = 3x10 = 15cm	
N2	3.90	1T10x4.10	2T12x4.10	Etre Ø 6 x 0.55 e = 3x10 = 15cm	

REPUBLIQUE ALGERIENNE
POPULAIRES ET DEMOCRATIQUE

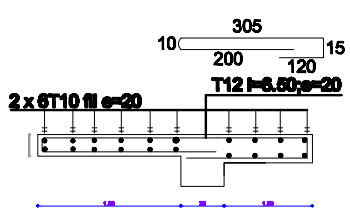
UNIVERSITE DE TLEMCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THEME:
ETUDE D'UN BATIMENT R+8

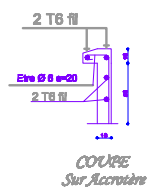
ENCADRE	PROJET	EXECUTION
Plan de coffrage et ferrillage du plancher des niv: +3.06 au +24.48		
Echelle : 1/100		2017
Présenté par NEHARI ABDERAHM NADJI KHALED		ENCADRE PAR
		PLANCHE :



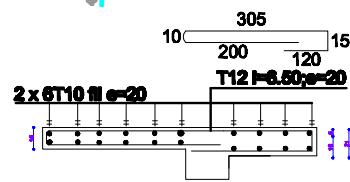
Plan coffrage terrasse Niv 27.54 : Ech1/100 :



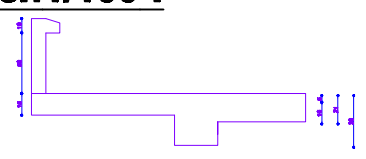
COUPE 4-4



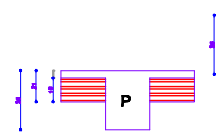
COUPE Sur Accroche



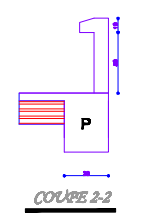
COUPE 4-4'



COUPE 4-4'



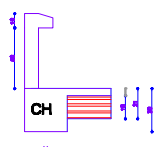
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



COUPE 5-5

TABLEAU DES ROUVELLES

Repère	Long	Ferrailage			Schema
		①	②	③	
N1	3.90	1T10x4.10	2T12x4.10	Etre Ø 6 x 0.55 e = 3x10e=15cm	
N2	3.90	1T10x4.10	2T12x4.10	Etre Ø 8 x 0.55 e = 3x10e=15cm	

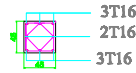
REPUBLIQUE ALGERIENNE
POPULAIRES ET DEMOCRATIQUE

UNIVERSITE DE TLEMCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

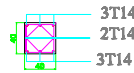
THEME:
ETUDE D'UN BATIMENT R+8

ENCADRE	PROJET	EXECUTION
Plan de coffrage et ferrailage du plancher terrasse niv+27.57		
ECHELLE : 1/100	2017	
Présenté par NEHARI ABDERAHIM NADJI KHALED	ENCADRE PAR Mr:GHENANE	
PLANCHE :		

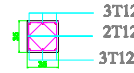
Coupe 1-1



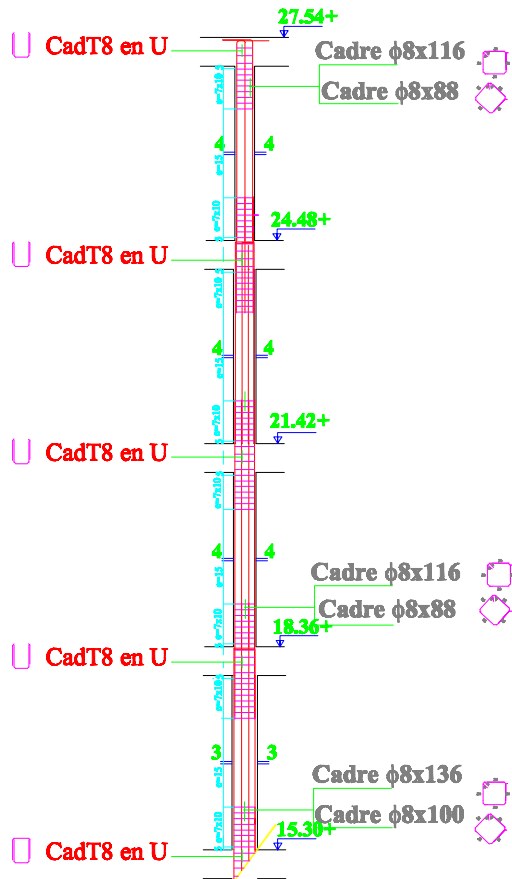
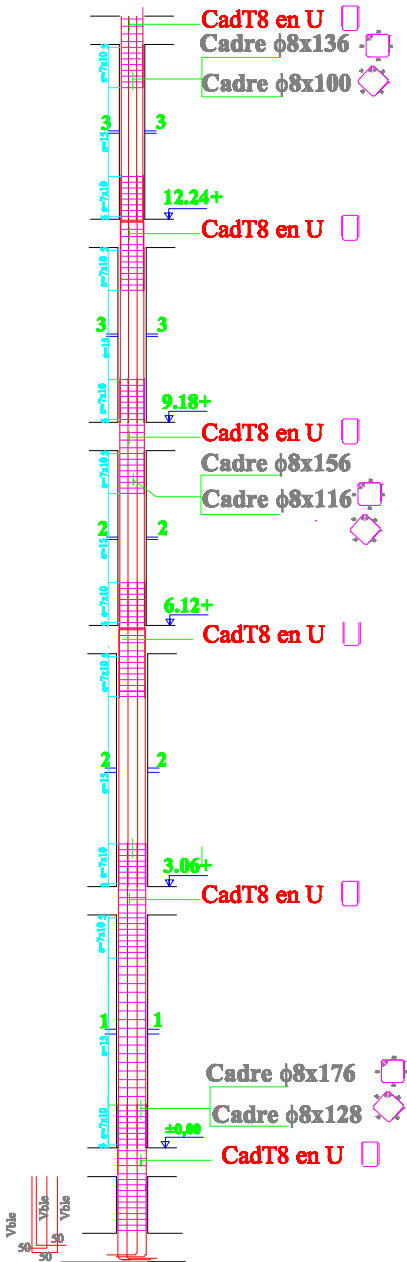
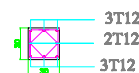
Coupe 2-2



Coupe 3-3

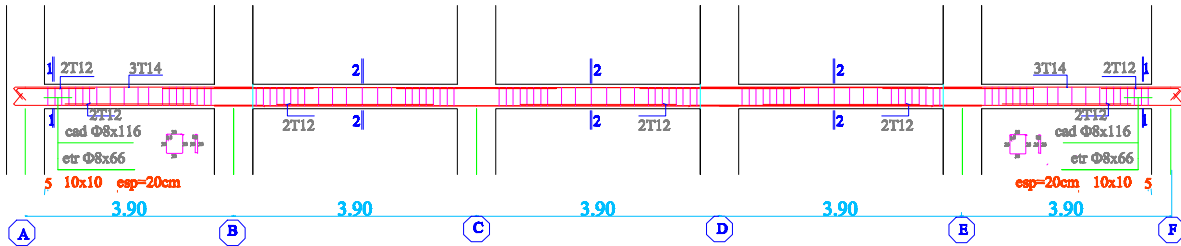


Coupe 4-4

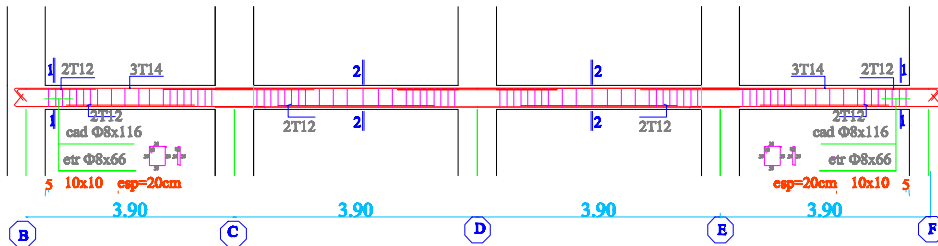


RPUBLIQUE ALGERIENNE POPULAIRE ET DEMOCRATIQUE UNIVERSITE DE TLEMCEEN FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
THEME: ETUDE D'UN BATIMENT R+8 A USAGE MULTIPLE		
ESQUISSE	PROJET	EXECUTION
Plan de coffrage et ferrillage des poteaux		
ECHELLE : 1/100	2017	
Présenté par		ENCADRE PAR
NEHARI ABDERAHIM NADJI KHALED		MrGHENNANI
		PLANCHE :

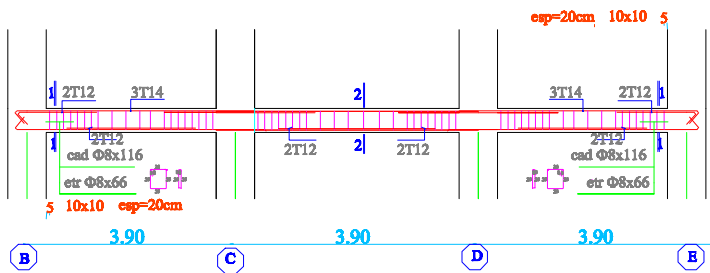
type 1



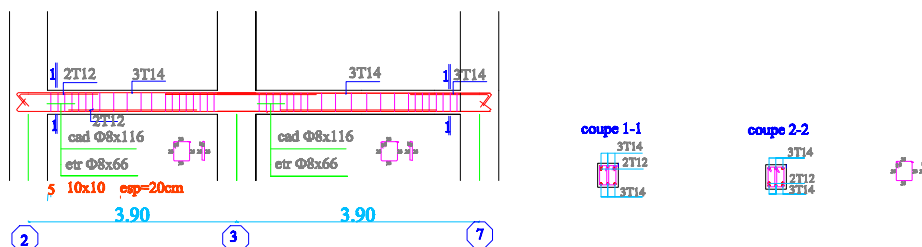
type 2



type 3



type 4



REPUBLIQUE ALGERIENNE
POPULAIRE ET DEMOCRATIQUE

UNIVERSITE DE TLEMCEM
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THEME:
ETUDE D'UN BATIMENT R+8
A USAGE MULTIPLE

ESQUISSE PROJET EXECUTION

Plan de coffrage et ferrailage
des chainages

ECHELLE : 1/100

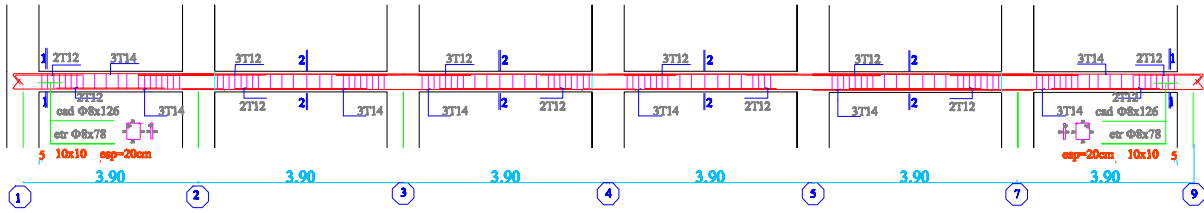
2013

Présenté par
NEHARI ABDERAHIM
NADJI KHALED

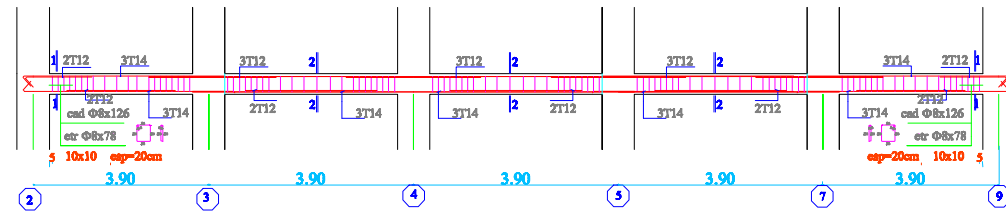
ENCADRE PAR
Mr.GHENNANI.

PLANCHE :

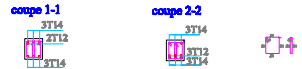
type 1



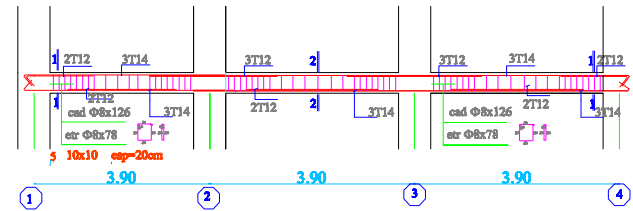
type 2



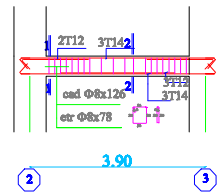
type 7



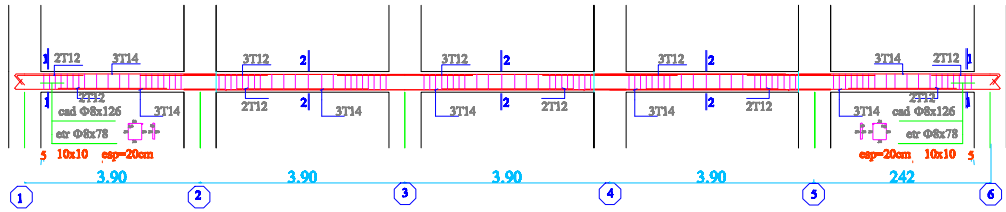
type 3



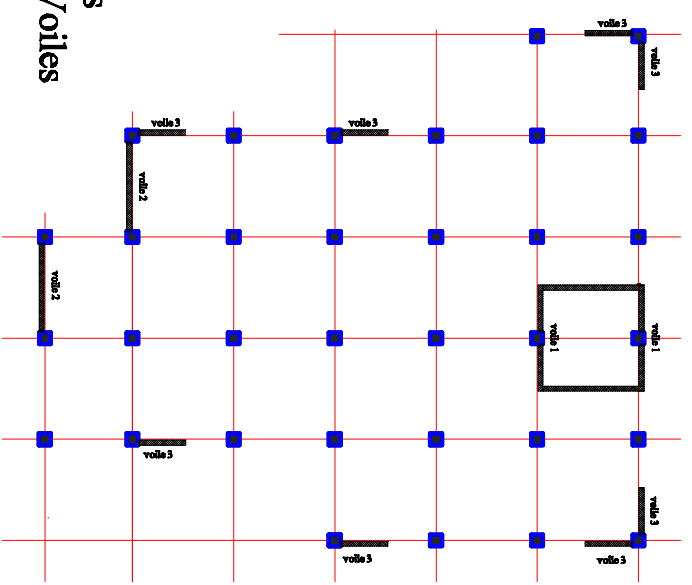
type 4



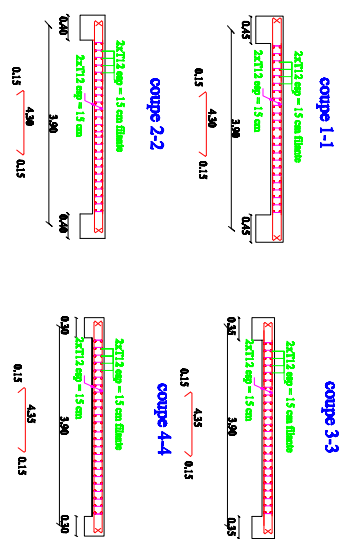
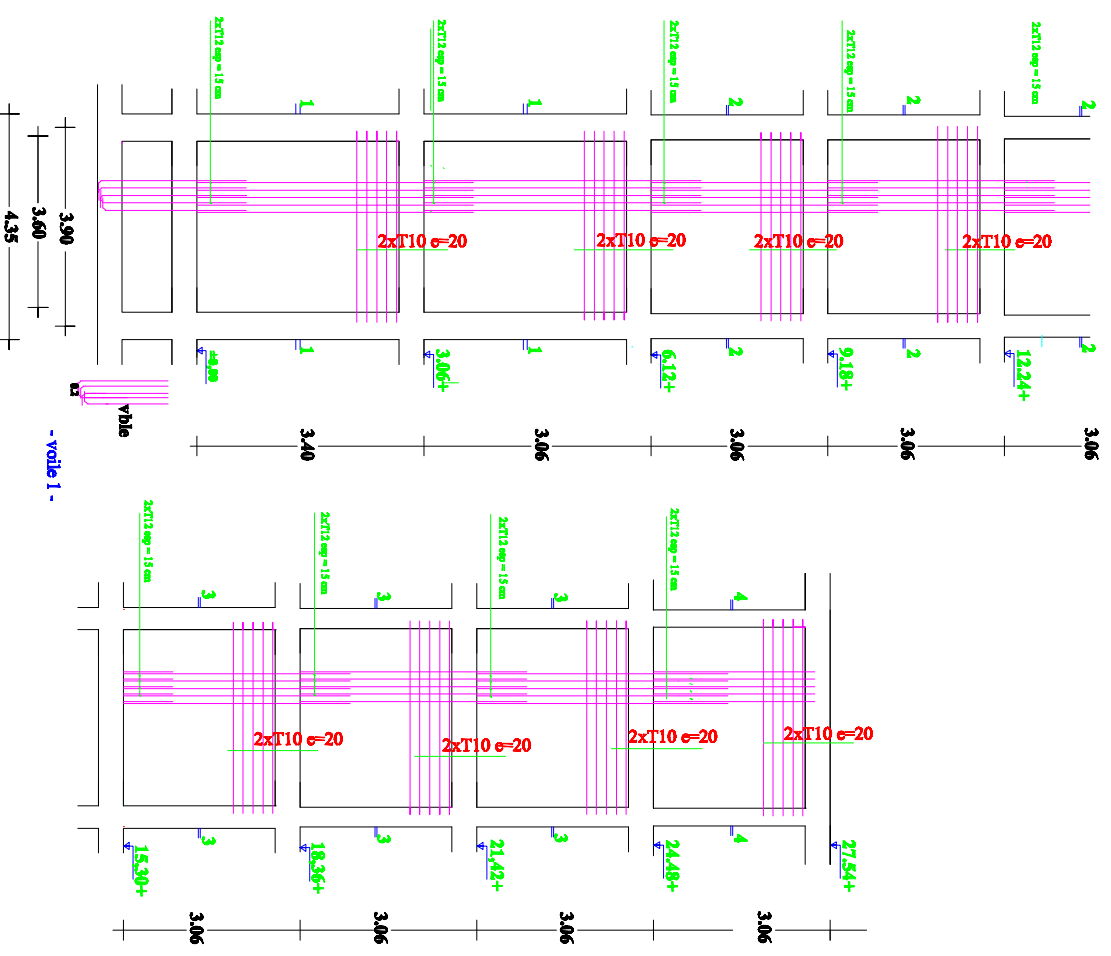
type 5



RPUBLIQUE ALGERIENNE POPULAIRE ET DEMOCRATIQUE UNIVERSITE DE TLEMCCEN FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
THEME: ETUDE D'UN BATIMENT R+8 A USAGE MULTIPLE		
ESQUISSE	PROJET	EXECUTION
Plan de coffrage et ferrillage des poutres principales		
ECHELLE : 1/100	2013	
Présenté par NEHARI ABDERAHIM NADJI KHALED	ENCADRE PAR Mr:GHENNANI.	
	PLANCHE :	

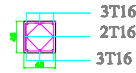


Implantation des Poteaux et des Voiles

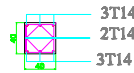


REPUBLIQUE ALGERIENNE POPULAIRE ET DEMOCRATIQUE UNIVERSITE DE TLEMCEN FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
THEME: ETUDE D'UN BATIMENT R+8 A USAGE MULTIPLE	
ESQUISSE Plan de coffrage et ferrillage des voiles	PROJET EXECUTION
ECHELLE : 1/100 Présenté par NEHARI ABOUBRAHIM NADJ KHALID	2013 ENCADRE PAR MCHENNAUL
PLANCHE :	

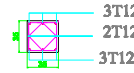
Coupe 1-1



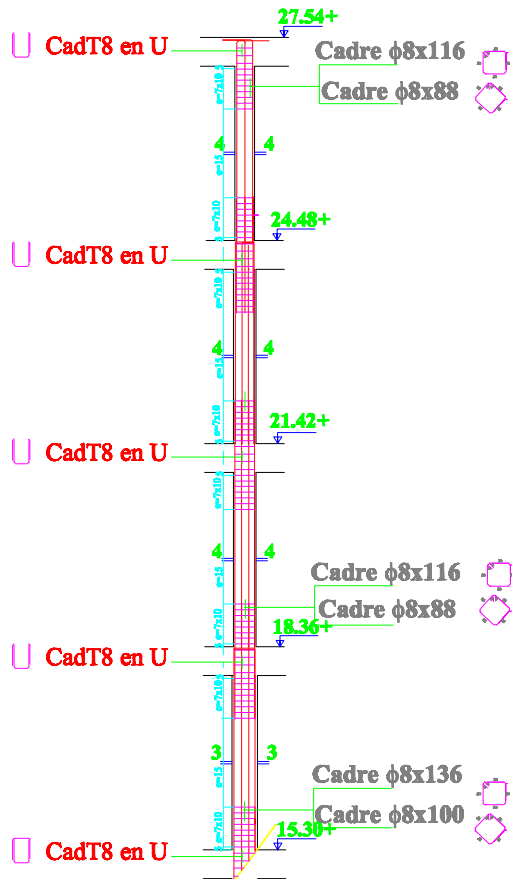
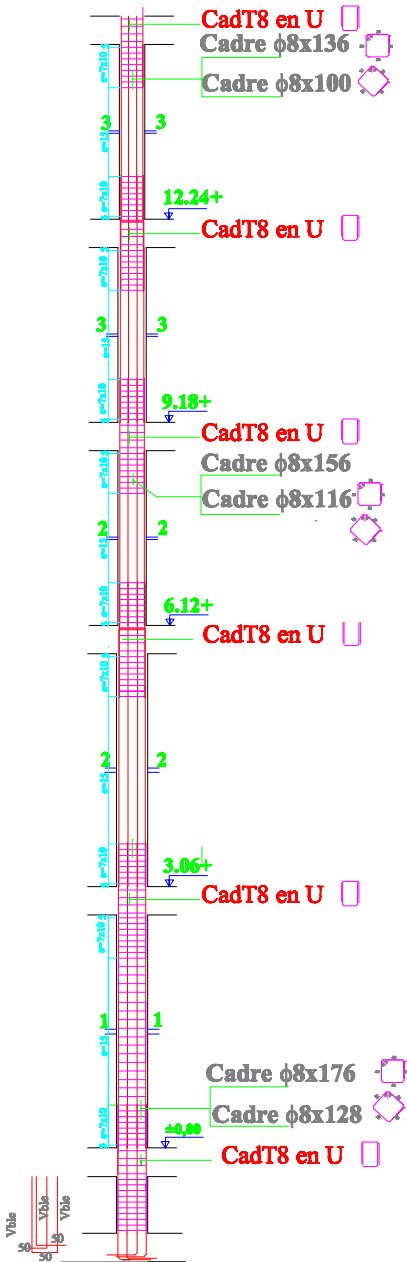
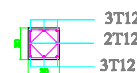
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



RPUBLIQUE ALGERIENNE POPULAIRE ET DEMOCRATIQUE UNIVERSITE DE TLEMCCEN FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
THEME: ETUDE D'UN BATIMENT R+8 A USAGE MULTIPLE		
ESQUISSE	PROJET	EXECUTION
Plan de coffrage et ferrillage des poteaux		
ECHELLE : 1/100	2017	
Présenté par	ENCADRE PAR	
NEHARI ABDERAHIM NADJI KHALED	MrGHENNANI	
		PLANCHE :