

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد
- تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -

Faculté de TECHNOLOGIE



Mémoire d'obtention du diplôme

De master en génie civil
Option : Structures



Présenté par :

HAROUAT Amina

RAMDANI Mohamed

Thème :

**ETUDE TECHNICO-MANAGERIALE D'UN BATIMENT
A USAGE MULTIPLE «2 SOUS SOL+RDC+12 ETAGES » EN
BETON ARME IMPLANTE A TLEMCEN**

Soutenu publiquement, le 29/06/2019, devant le jury composé de :

Mr. HASSAINE. N

Président

Mr. HOUTI. F.B

Encadrant

Mr. HAMZAOUI. F

Encadrant

Mme. AYAD. F

Examinatrice

Année universitaire 2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes très chers parents pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie. Que **dieu** me les gardes et les protège.*

- + Ma chère sœur **Selma** pour ses encouragements, et son soutien moral.*
- + Mes très chers frères **Abdelrahmen** et **Abdeljalil** à qui je dois tout l'amour, avec tous mes vœux les plus sincères de les voir réussir dans leurs vies.*
- + Toute ma famille **Harouat** et **Mellouki** pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.*
- + Mon binôme **Ramdani Mohamed** et sa famille, merci pour tous les efforts que tu as fait pour moi, merci pour les bons moments qu'on a partagé ensemble.*
- + Toutes mes amies, spécialement : << **Hadjer, Amina, Fatima Zohra, Meryem, Djamila, Walid, Choukri, Zakarya, et Ibrahim** >>.*
- + Tous les étudiants de la promotion structures **2018 /2019**.*
- + Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Harouat Amina

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à:

*A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.*

- + Ma mère qui a toujours cru en moi et mes études.*
- + Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé*
- + Mes grands-mères et grands-pères.*
- + Mes frères: **Yassine et Zakaria.***
- + Ma sœur et mon binôme **Harouat Amina** qui n'a pas cessé et m'encourager tout le temps et sa respectueuse famille.*
- + Mes amies intimes : **Yahya, Mohamed, Lachen, Charef et Hadjer***
- + Mes très chers cousins et cousines.*
- + A toute les familles : **Ramdani, Haddouche et khiyel** grands(es) et petits(es).*
- + A mes amis de l'université : **Zakarya, Choukri, Adel, Nadir, Souhila, Fatima et sarra.***
- + A tous ma promotion de Génie Civil 2018/2019.*
- + A tous ceux qu'on m'a aidé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*
- + A tous ceux qui me connaissent.*

Ramdani Mohamed

Remerciement :

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage, la volonté et la patience pour mener à bien ce travail.

Nous voudrions remercier chaleureusement nos encadreurs **Mr HOUTI F.B** et **Mr HAMZAOUI F.** de nous avoir pris en charge, et pour leur disponibilité, leur aide et leur précieux conseils.

Nous remercions le président de jury **Mr HASSAINE. N** ainsi que l'examinatrice **Mme. AYAD. F** d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nous tenons à remercier **Mme MEDJAHED. A** et **Mme KARA TERKI.D** de nous avoir aidés dans la collecte des informations durant toute la période de notre projet de fin d'étude.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien de loin ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Résumé :

Ce projet présente une étude technico-managériale d'une structure en béton armé à usage d'habitation, constitué d'un sous-sol, entre sol, rez de chaussée, plus (12) étages, à usage multiple (habitation, bureaux et commerce). Implanté dans la wilaya TLEMCEN.

Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003. Ce travail qui nous a été confié d'un côté est constitué d'une étude technique, qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91 modifiée 99) et d'un autre côté managériale, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre bâtiment à accomplir afin de définir le délai et le coût global et l'identification des risques du projet. Sans oublier l'étude thermique qui joue un rôle très important dans la stabilité de nos structure (éviter la dilatation).

Mots clefs : Bâtiment, Béton armé, Séisme, Management, Thermique.

ABSTRACT

This project presents a technical managerial study of a structural for residential, consists of a basement, ground floor, addition (12) floors, multiple use (residential, office and commercial). Located in the wilaya of TLEMCEN.

This region is classified as seismic zone I according to the RPA99 version 2003. This work which was entrusted to us is constituted by a technical study, which is the analysis and the sizing of building while applying the rules of current construction (modified RPA version 2003, BAEL91 modified 99), and another managerial part, which concerns the identification of all the tasks of our building to be carried out to define the deadline and the global cost and the identification of risk the project. Without forgetting the thermal study which plays a very important role in the stability of our structure (To avoid the dilation).

Key works : Building, Reinforced concrete, Seism, Management, thermal.

ملخص :

هذا المشروع يقدم دراسة تقنية إدارية لمنشأة من الخرسانة المسلحة بغرض إنجاز بناية سكنية، تتألف من طابق تحت الأرض، طابق بين الأرض، طابق ارضي، بالإضافة إلى 12 طابق، للاستخدام المتعدد (السكن، مكاتب، التجارة) بولاية تلمسان.

هذه المنطقة مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب نظام مقاومة الزلازل نسخة 2003. هذا العمل الذي كلفنا به يهدف من الجانب التقني على تحليل وقياس البناية مطبقين قواعد البناء المعمول بها (نظام مقاومة الزلازل 2003). ومن الجانب الإداري الذي يحتوي على دراسة تسييرية لمشروعنا بغرض تحديد الأجل والتكلفة الإجمالية والمخاطر التي تهدد المشروع. دون أن ننسى الدراسة الحرارية التي تلعب دوراً مهماً للغاية في ثبات منشأتنا (لتجنب الامتداد).

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة، الزلازل، التسيير، حرارية.

SOMMAIRE**Introduction générale****Chapitre I : Présentation du projet**

I.1 Introduction :	1
I.2 Présentation de l'ouvrage :	1
I.3 Caractéristiques géométriques de la structure :	2
I.3.1 Dimension en élévation :	2
I.3.2 Dimension en plan :	2
I.4 Conception de l'ouvrage :	2
I.4.1 Ossature :	2
I.4.2 Planchers :	2
I.4.3 Escaliers :	3
I.4.4 Maçonnerie :	3
I.4.5 Revêtement :	3
I.4.6 Isolation :	3
I.4.7 Acrotères :	3
I.4.8 Ascenseur :	3
I.5 Caractéristiques géotechniques du sol :	4
I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	4
I.6.1 Béton :	4
I.6.1.1 Résistance du béton :	4
I.6.1.2 Déformations longitudinales du béton :	4
I.6.1.3 Coefficient de poisson :	5
I.6.1.4 Contrainte admissible de cisaillement :	5
I.6.1.5 Les états limites :	5
I.6.2 Acier :	6
I.6.2.1 Différent type d'acier :	6
I.6.2.2 Contraintes limites :	6
I.6.2.3 Module d'élasticité longitudinal :	7
I.7 Hypothèses de calcul :	7
I.7.1 Béton :	7
I.7.2 Acier :	7
I.8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	7

Chapitre II : Descente des charges et pré-dimensionnement

II .1 Introduction :	8
II .2 Pré-dimensionnement :	8
II.2.1 Planchers :	8
II.2.2 Détermination de la section en té :	8
II.2.3 Pré-dimensionnement des poteaux :	9
II.2.4 Pré-dimensionnement des poutres :	12
II.2.4.1 Les poutres principales :	12
II.2.4.2 Les poutres secondaires :	13
II.2.4.3 La poutre palière :	13
II.2.4.4 La poutre noyée :	14
II.2.5 Pré-dimensionnement des voiles :	14

II.2.6 Pré-dimensionnement de la rampe d'accès :	15
II.2.7 Pré dimensionnement d'escaliers :	17
II.2.7.1 Escalier type 1 et 2 :	18
II.2.7.2 Escalier type 3 :	21
II.3 Descente des charges :	22
II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :	22
II.3.2 Plancher terrasse accessible :	23
II.3.3 Plancher 2 ^{ème} étage au 12 ^{ème} étage :	23
II.3.4 La dalle pleine :	24
II.3.4.1 Plancher sous-sol :	24
II.3.4.2 Plancher RDC et étage 1 :	24
II.3.5 Murs extérieurs (double parois) :	24
II.3.6 Murs intérieurs (simple parois) :	25
II.3.7 L'acrotère :	25
II.3.8 Balcon :	26
II.3.9 Les escaliers :	27
II.4 Conclusion :	28

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction :	29
III.2 Etude du plancher à corps creux :	29
III.2.1 Type des poutrelles :	29
III.2.2 Charges et surcharges supportées par les poutrelles :	30
III.2.3 Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles :	30
III.2.3.1 Méthode forfaitaire :	30
III.2.4 Exemple de calcul :	31
III.2.4.1 Méthode forfaitaire :	31
III.2.4.2 Méthode 3 moment :	36
III.2.5 Moments fléchissant et l'efforts tranchants :	39
III.2.6 Calculs de ferrailage :	40
III.2.6.1 Armatures longitudinales :	40
III.2.6.2 Vérification à l'ELS :	42
III.2.6.3 Armatures transversales :	46
III.2.6.4 Ferrailage de la dalle de compression :	49
III.2.6.5 L'ancrage des armatures :	50
III.2.6.6 Calculer le recouvrement :	50
III.3 Plancher dalle pleine :	51
III.3.1 Introduction :	51
III.3.2 Calcul du Planchers sous-sol :	51
III.3.2.1 Chargement :	51
III.3.2.2 Combinaison :	51
III.3.2.3 Détermination du sens de portée de la dalle :	51
III.3.2.4 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :	51
III.3.2.5 Les moments totaux appliqués sur la dalle :	52
III.3.2.6 Calcul du ferrailage de la dalle :	53
III.3.2.7 Armature de répartition :	54
III.3.2.8 Espacement :	54
III.3.2.9 Vérification à l'ELS :	54
III.3.2.10 Vérification la contrainte de cisaillement :	56

III.3.2.11 Vérification de flèche :	56
III.3.3 Calcul du Planchers RDC :	57
III.3.3.1 Chargement :	57
III.3.4 Calcul du Planchers 1 ^{ère} étage :	57
III.3.4.1 Chargement :	57
III.4 Etude du balcon :	58
III.4.1 Introduction :	58
III.4.2 Evaluation et combinaisons des charges :	58
III.4.3 Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant :	59
III.4.4 Détermination du ferrailage :	59
III.4.4.1 Armature de répartition :	60
III.4.4.2 Espacement :	60
III.4.4.3 Vérification à l'ELS :	60
III.4.4.4 Vérification la contrainte de cisaillement :	61
III.4.4.5 Vérification de flèche :	61
III.4.5 Zone de recouvrement :	62
III.4.6 Calcul de contre poids :	62
III.4.7 Schéma de ferrailage :	62
III.5 Etude d'escalier :	62
III.5.1 Combinaison d'action :	62
III.5.1.1 Type 1 :	62
III.5.1.2 Type 2 :	64
III.5.1.3 Type 3 :	64
III.5.2 Calculs des escaliers :	65
III.5.2.1 Diagrammes des moments et l'effort tranchant :	65
III.5.2.2 Calcul du ferrailage des escaliers :	66
III.5.3 Etude de la poutre palière :	69
III.5.3.1 Angle d'inclinaison de la poutre palière :	69
III.5.3.2 Charge supportée par la poutre palière :	69
III.5.3.3 Combinaison d'action :	70
III.5.3.4 Calcul de la poutre palière :	70
III.5.3.5 Ancrage des armatures :	75
III.5.3.6 Schéma du ferrailage :	75
III.6 Etude de l'acrotère :	76
III.6.1 Principe de calcul :	76
III.6.2 Type 1 : l'acrotère de terrasse inaccessible :	76
III.6.2.1 Calcul des sollicitations :	76
III.6.2.2 Calcul de l'excentricité :	76
III.6.2.3 Détermination du Ferrailages :	76
III.6.2.4 Armatures de répartition :	79
III.6.2.5 Espacement :	79
III.7 Etude de la rampe d'accès :	80
III.7.1 Les charges appliquées sur la rampe d'accès :	80
III.7.2 Les combinaisons d'actions :	80
III.7.3 Calcul du moment de flexion :	81
III.7.4 Vérification :	82
III.7.5 Détermination du ferrailage :	82
III.7.5.2 Ferrailage suivant x :	82
III.7.5.1 Ferrailage suivant y :	83

III.7.6	Section minimale d'armatures :	84
III.7.6.1	Le sens de la plus grande portée y :	84
III.7.6.2	Le sens de la petite portée x :	84
III.7.6.3	Choix de diamètre des barres :	84
III.7.7	Disposition constructive :	85
III.7.8	Vérification :	85
III.7.8.1	Vérification de l'effort tranchant :	85
III.7.8.2	Vérification à l'ELS :	86
III.7.9	Schéma du ferrailage :	87
III.8	Étude de la dalle machine :	88
III.8.1	Introduction :	88
III.8.2	Caractéristiques de la machine :	88
III.8.3	Combinaisons des charges :	89
III.8.4	Dimensionnement de la dalle :	89
III.8.5	Charge et surcharge de la machine :	89
III.8.6	Vérification au poinçonnement :	90
III.8.7	Evaluation des moments :	91
III.8.7.1	Les moments dus aux charges concentrées :	91
III.8.7.2	Descente des charges :	92
III.8.7.3	Combinaison fondamentale :	92
III.8.7.4	Calcul des sollicitations :	93
III.8.7.5	Calcul des moments dus aux charges réparties :	93
III.8.7.6	Moments totaux sollicitant la dalle machine :	93
III.8.8	Calcul du ferrailage de la dalle :	94
III.8.8.1	Armature de répartition :	95
III.8.8.2	Espacement :	95
III.8.8.3	Vérification à l'ELS :	95
III.8.9	Vérification des contraintes de cisaillement :	96
III.8.9	Vérification de la flèche :	97
III.8.9.1	Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5] :	97
III.8.9.2	Vérification si la flèche est nécessaire :	97
III.9	Conclusion :	97

Chapitre IV : Étude dynamique

IV.1	Introduction :	98
IV.2	Objectif de l'étude dynamique :	98
IV.3	Modélisation de la structure étudiée :	98
IV.4	Disposition des voiles :	99
IV.4.1	La disposition optimale des voiles :	99
IV.4.2	Poids total de la structure W :	103
IV.4.3	Caractéristique géométrique et massique de la structure :	104
IV.4.3.1	Centre de masse :	104
IV.4.3.2	Centre de torsion :	104
IV.4.3.3	Evaluation de l'excentricité :	105
IV.5	Méthodes de calculs :	106
IV.5.1	Méthode statique équivalente:	106
IV.5.2	Méthode d'analyse modale spectrale :	106
IV.6	Combinaison d'action :	107
IV.7	Choix de la méthode de calcul :	107

IV.8	Méthode équivalent statique :	107
IV.8.1	Coefficient d'accélération de zone (A) :	107
IV.8.2	Coefficient de comportement (R) :	107
IV.8.3	Périodes caractéristiques à catégorie de site (T1, T2) :	108
IV.8.4	Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :	108
IV.8.5	Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :	108
IV.8.6	Facteur d'amplification dynamique moyen 'D' :	109
IV.8.7	Facteur de Qualité 'Q' :	109
IV.8.7.1	Condition minimale sur les files de contreventement :	109
IV.8.7.2	Redondance en plan :	110
IV.8.7.3	Régularité en plan :	110
IV.8.7.4	Régularité en élévation :	111
IV.8.7.5	Contrôle de la qualité des matériaux :	111
IV.8.7.6	Contrôle de la qualité de l'exécution :	111
IV.8.8	Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :	112
IV.8.9	Détermination de la force sismique de chaque niveau :	112
IV.8.9.1	Sens x et y :	112
IV.8.9.2	Vérification de l'effort tranchant à la base par la 2 ^{ème} formule :	113
IV.9	Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :	113
IV.9.1	Vérification de coefficient de comportement R :	113
IV.9.1.1	Sous sollicitations verticales :	113
IV.9.1.2	Sous sollicitations horizontales :	114
IV.9.2	Justification de l'effort normal réduit :	114
IV.9.3	Vérification vis-à-vis des déformations :	115
IV.9.4	Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :	116
IV.9.5	Vérification de la stabilité au renversement :	118
IV.9.6	Justification de la largeur des joints sismiques :	118
IV.10	Méthode d'analyse modale spectrale :	119
IV.10 .1	Résultante des forces sismique de calcul :	120
IV.10 .2	Vérification de la résultante des forces sismiques :	120
IV.10	Conclusion :	120

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1	Introduction :	121
V.2	Les poteaux :	121
V.2.1	Introduction :	121
V.2.2	Combinaisons des charges :	121
V.2.3	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	121
V.2.4	Sollicitations dans les poteaux :	122
V.2.5	Ferraillages des poteaux :	124
V.2.5.1	Armatures longitudinales :	124
V.2.5.2	Calcul des longueurs de recouvrement :	128
V.2.5.3	Armatures transversales :	128
V.2.5.4	Vérification à l'état limite de service (ELS) :	129
V.2.6	Schéma de ferraillage :	133
V.3	Les poutres :	133
V.3.1	Introduction :	133
V.3.2	Combinaisons des charges :	134
V.3.3	Moments fléchissant et efforts tranchants :	134

V.3.4 Ferrailage des poutres :	136
V.3.4.1 Armatures longitudinales :	136
V.3.4.2 Calcul de ferrailage :	136
V.3.4.3 Armatures transversales :	142
V.3.4.4 Vérification à l'état limite de service (ELS) :	145
V.3.4.5 Justification des poutres aux niveaux des appuis :	146
V.3.4.6 Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) :	148
V.3.4.7 Vérification de la flèche :	151
V.3.4.8 Règles concernant les arrêts des armatures :	152
V.4 Voiles :	153
V.4.1 Introduction :	153
V.4.2 Voiles de contreventement :	153
V.4.2.1 Combinaison d'action :	153
V.4.2.2 Caractéristique géométriques des voiles :	154
V.4.2.3 Disposition des voiles :	154
V.4.2.4 Pré dimensionnement des voiles :	154
V.4.2.5 Vérification des contraintes tangentielles :	155
V.4.2.6 Détermination des sollicitations :	155
V.4.2.7 Prescriptions pour calcul les voiles :	159
V.4.2.8 Détermination du ferrailage des voiles :	159
V.4.2.9 Schéma de ferrailage du voile :	167
V.4.3 Voiles périphériques (sous-sol) :	168
V.4.3.1 Les caractéristiques du sol sont les suivantes :	168
V.4.3.2 Dimensions du voile :	168
V.4.3.3 Evaluation des charges et surcharges :	168
V.4.3.4 Calcul de ferrailage :	168
V.4.3.5 Valeur minimal à respecter :	169
V.4.3.6 Armatures longitudinales :	170
V.4.3.7 Effort tranchant :	172
V.4.3.10 Vérification de l'effort tranchant :	172
V.4.3.11 Vérification à l'ELS :	172
V.5 Conclusion :	173

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :	174
VI.2 Choix du type de fondation :	174
VI.3 Hypothèses de calcul :	174
VI.3.1 Etudes des semelles isolées :	174
VI.3.1.1 Pré dimensionnement des semelles isolées :	174
VI.3.1.2 Vérification de chevauchement entre semelle isolés :	175
VI.3.2 Etudes des semelles filantes :	175
VI.3.2.1 Pré dimensionnement des semelles filantes :	175
VI.3.2.2 Vérification de chevauchement entre semelle filantes :	175
VI.3.3 Etudes d'un radier général :	176
VI.3.3.1 Définition de radier :	176
VI.3.3.2 Pré dimensionnement du radier :	176
VI.4 Vérifications nécessaires :	177
VI.4.1 Vérification vis-à-vis le poinçonnement :	177
VI.4.2 Vérification la contrainte de sol :	178

VI.4.3	Vérification de tassement :	178
VI.4.4	Vérification vis-à-vis le renversement :	179
VI.5	Les différentes sollicitations :	179
VI.6	Ferraillage du radier :	180
VI.6.1	La dalle :	180
VI.6.1.1	Section minimale de ferraillage :	181
VI.6.1.2	Vérification de la section de ferraillage :	182
VI.6.1.3	Choix de ferraillage :	182
VI.6.1.4	Vérification à l'ELS :	182
VI.6.1.5	Vérification la contrainte de cisaillement :	184
VI.6.1.6	Calcul de l'espacement :	184
VI.6.2	La nervure :	184
VI.6.2.1	Calcul ferraillage longitudinal :	184
VI.6.2.2	Vérification la contrainte de cisaillement :	185
VI.6.2.3	Calcul de l'espacement :	185
VI.6.2.4	Calcul ferraillage transversal :	185
VI.6.2.5	Tableau récapitulatif de ferraillage :	186
VI.6.2.6	Schéma de ferraillage de la nervure et la dalle :	186
VI.7	Conclusion :	187
Chapitre VII : Etude managérial		
VII.1	Introduction :	188
VII.2	Présentation du projet :	189
VII.2.1	Cycle de vie d'un projet de construction :	189
VII.3	Les différents intervenants du projet :	189
VII.3.1	Le maître de l'ouvrage :	189
VII.3.2	Maître d'œuvre :	189
VII.3.3	Organisme de contrôle : (C.T.C) :	190
VII.3.4	Laboratoire des travaux public de l'Ouest (L.T.P.O) :	190
VII.3.5	Société Nationale d'Assurance : (S.A.A) :	190
VII.3.6	Entreprise :	190
VII.4	Planifications et ordonnancement :	190
VII.4.1	Etablir les priorités du projet (PP) :	191
VII.4.2	Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat (PDCS) :	192
VII.4.3	Works breakdown structure (WBS) :	194
VII.4.4	Organisationnel breakdown structure (OBS) :	194
VII.4.5	Diagramme de Gantt (délai) :	194
VII.4.5.1	MS Project :	195
VII.4.5.2	La notion tâche :	195
VII.4.5.3	Nombre des effectifs :	195
VII.4.6	L'estimation du coût de projet :	197
VII.4.6.1	Estimation par analogie (Top Down, Descendante, Macro) :	197
VII.4.6.2	Estimation analytique (Bottom up, Ascendante, Micro) :	197
VII.4.6.3	Estimation paramétrique :	197
VII.4.6.4	Estimation par logiciels de gestion de projet :	197
VII.5	Le management des risques :	199
VII.5.1	Caractéristiques du risque :	199
VII.5.2	La procédure de mise en place du management des risques de projet :	200
VII.5.3	Classification des risques présentant dans notre projet :	200

VII.5.4 Matrice de criticité :	200
VII.6 Conclusion :	201
Chapitre VIII : Etude thermique	
VIII.1 Introduction :	202
VIII.2 Effet de la température :	202
VIII.2.1 Coefficient de dilatation :	202
VIII.2.2 Coefficient thermique :	202
VIII.2.3 Convention de signe :	203
VIII.3 Combinaisons fondamentales :	203
VIII.4 Détermination des profils de température :	203
VIII.5 Modélisation de la structure et l'introduction de l'effet thermique :	204
VIII.6 Le résultat de calcul :	205
VIII.7 Interprétation des résultats :	209
VIII.9 Conclusion :	209
Conclusion générale :	210
Références bibliographiques :	211
ANNEXE A : Conclusion de rapport de sol	
ANNEXE B : WBS	
ANNEXE C : Diagramme de GANTT	
ANNEXE D : Plans architecturaux	
ANNEXE E : Plans génie civil	

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation du projet

Fig.I-1 : Plan de masse et de situation.....	1
Fig.I-2 : Plancher corps creux	2
Fig.I-3 : Dalle pleine	2
Fig.I-4 : Ascenseur	3
Fig.I-5 : Diagramme parabole rectangle	5
Fig.I-6 : Diagramme de calcul à l'état limite de service	6
Fig.I-7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	6

Chapitre II : Descente des charges et pré-dimensionnement

Fig.II-1 : Schéma de la section en té	9
Fig.II-2 : Section supporté par le poteau le plus sollicité	9
Fig.II-3 : Les dimensions des poutres principales	12
Fig.II-4 : Les dimensions des poutres secondaires	13
Fig.II-5 : Les dimensions des poutres palières	13
Fig.II-6 : Coupe des murs voiles en élévation	14
Fig.II-7 : Schéma statique de la rampe d'accès	15
Fig.II-8 : Les dimensions de la poutre suivant x, y et la longrine	16
Fig.II-9 : Vue en plan de la rampe d'accès	16
Fig.II-10 : Dimensions de la rampe d'accès	17
Fig.II-11 : Schéma d'un escalier	17
Fig.II-12 : Dimension de l'escalier type 1	18
Fig.II-13 : Dimension de l'escalier type 2	18
Fig.II-14 : Coupe transversale d'escalier	18
Fig.II-15 : Schéma statique de volée 1 et paliers d'escalier type 1.	19
Fig.II-16 : Schéma statique de volée 2 et paliers d'escalier type 1.....	20
Fig.II-17 : Schéma statique de volée (1 et 2) et paliers d'escalier type 2	20
Fig.II-18 : Dimension de l'escalier type 3	21
Fig.II-19 : Schéma statique du palier et la volée 1.	21
Fig.II-20 : Schéma statique du palier la volée 2.	21
Fig.II-21 : Coupe plancher terrasse inaccessible.	22
Fig.II-22 : Coupe plancher étage	23
Fig.II-23 : Coupe transversale des murs extérieurs	24
Fig.II-24 : Schéma de l'acrotère type 1	25
Fig.II-25 : Schéma de l'acrotère type 2	26
Fig.II-26 : Coupe transversale de balcon	26

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Fig.III-1 : Disposition des poutrelles	30
Fig.III-2 : Poutre continue	30
Fig.III-3 : Chargement d'une poutre continue.	31
Fig.III-4 : Les moments en travées et en appui pour une poutre continue	32
Fig.III-5 : Les diagrammes des moments et des efforts tranchants (CAQUOT).	35
Fig.III-6 : Sollicitation de poutrelle type 21 de terrasse accessible	36
Fig.III-7 : Les diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELU (3 moment).	37
Fig.III-8 : Les diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELS (3 moment).	39
Fig.III-9 : Section de poutrelle.....	40
Fig.III-10 : Ferrailage de la dalle de compression.	50
Fig.III-11 : Section en dalle plein.....	51
Fig.III-12 : Une bande de 1m pour le calcul de ferrailage.....	53
Fig.III-13 : Coupe transversale d'un balcon	58

Fig.III-14 : Section d'une poutre console (balcon)	59
Fig.III-15 : Ferrailage du balcon.	62
Fig.III-16 : Chargement supporté par le palier et la volée 1 de l'escalier type 1.....	63
Fig.III-17 : Chargement supporté par le palier et la volée 2 de l'escalier type 1.	63
Fig.III-18 : Chargement supporter par le palier et la volée de l'escalier type 2.	64
Fig.III-19 : Chargement supporter par le palier et la volée 1 de l'escalier type 3.	65
Fig.III-20 : Chargement supporter par le palier et la volée 2 de l'escalier type 3.	65
Fig.III-21 : Les diagrammes des sollicitations.....	66
Fig.III-22 : Schéma statique de la poutre inclinée	69
Fig.III-23 : Les charges appliquées sur la poutre palière inclinée	70
Fig.III-24 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant de poutre palière	71
Fig.III-25 : Ferrailage de la poutre palière en appui et en travée.	75
Fig.III-26 : Schéma statique	76
Fig.III-27 : La section de calcul de l'acrotère.	76
Fig.III-28 : Ferrailage de l'acrotère type 1 et 2.	79
Fig.III-29 : Dimensions de la rampe d'accès.....	80
Fig.III-30 : Section de calcul de la rampe d'accès.	80
Fig.III-31 : Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS (J. PERCHAT et all, 2007)	81
Fig.III-32 : Nappe inférieure du ferrailage de la rampe d'accès	87
Fig.III-33 : Nappe supérieure du ferrailage de la rampe d'accès	88
Fig.III-34 : Caractéristique de l'ascenseur	88
Fig.III-35 : Dimension de la dalle machine	89
Fig.III-36 : Chargement appliqué	90
Fig.III-37 : Schéma statique de la dalle d'ascenseur	91
Fig.III-38 : Calcul les moments par la méthode de Pigeaud	91
Fig.III-39 : Dimensions de panneau de dalle d'ascenseur	92
Fig.III-40 : Section de la dalle pleine	94

Chapitre IV : Etude dynamique

Fig.IV-1 : La model 3D de notre structure sur SAP2000V14	99
Fig.IV-2 : La première disposition des voiles	100
Fig.IV-3 : La deuxième disposition des voiles.....	100
Fig.IV-4 : La troisième disposition des voiles	101
Fig.IV-5 : La quatrième disposition des voiles	101
Fig.IV-6 : La disposition des voiles de model final	102
Fig.IV-7 : Représentation d'un plancher sens(X-Y).	110
Fig.IV-8 : Le joint sismique.	118
Fig.IV-9 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA99 SPECTRE).	119

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Fig.V-1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)	124
Fig.V-2 : Section de poteau.....	125
Fig.V-3 : Ferrailage des poteaux sous-sol.....	133
Fig.V-4 : Types et emplacement des poutres.	134
Fig.V-5 : Zone nodale (poteau-poutre)	148
Fig.V-6 : Les arrêts des chapeaux et armatures inférieurs.	152
Fig.V-7 : Schéma de ferrailage de poutre principale étage 1	153
Fig.V-8 : Voile pleine.	154
Fig.V-9 : Disposition des voiles.	154
Fig.V-10 : Diagramme des contraintes (S.E.C).	161
Fig.V-11 : Diagramme des contraintes (S.P.C).	162
Fig.V-12 : Ferrailage des murs voiles.	167
Fig.V-13 : Présentation du voile périphérique.	168
Fig.V-14 : Répartition des contraintes sur le voile.	169
Fig.V-15 : Exemple ferrailage du Voile périphérique.	173

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Fig.VI-1 : Dimensions du radier.	177
Fig.VI-2 : Déplacement maximum selon l'axe Z.....	178
Fig.VI-3 : Moment: M11 «ELU».	179
Fig.VI-4 : Moment: M22 «ELU».	180
Fig.VI-5 : Ferrailage de la nervure dans le sens x.	186
Fig.VI-6 : Ferrailage de la nervure dans le sens y.	186
Fig.VI-7 : Ferrailage de la dalle dans les sens.	187

Chapitre VII : Etude managériale

Fig.VII-1 : Cycle de vie d'un projet.	189
Fig.VII-2 : Les acteurs de notre projet.	190
Fig.VII-3 : Planification de notre projet.	191
Fig.VII-4 : Les priorités du projet (PP).	191
Fig.VII-5 : Exemple d'Organisationnel Breakdown Structure (OBS).	194
Fig.VII-6 : Calendrier du diagramme de GANTT.....	196
Fig.VII-7 : Les modèles d'estimation des coûts.....	197
Fig.VII-8 : La relation entre la gravité et la fréquence.	199
Fig.VII-9 : La matrice de criticité.	201

Chapitre VIII : Etude thermique

Fig.VIII-1 : Chargement de la température et le gradient de la superstructure.	205
Fig.VIII-2 : Chargement de la température et le gradient de l'infrastructure.	205
Fig.VIII-3 : Effet thermique sur la structure.....	206
Fig.VIII-4 : Effet thermique de la terrasse accessible	206
Fig.VIII-5 : Effet thermique de la terrasse inaccessible.....	206

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Descente des charges et pré-dimensionnement

Tab II-1 : Récapitulation du pré dimensionnement.....	12
Tab II-2 : Dimensions des murs voiles.	14
Tab II-3 : La longueur de la ligne de foulée d'escalier type 1 et 2.	19
Tab II-4 : Les différents angles d'inclinaison d'escalier type 1 et 2.	19
Tab II-5 : Les différentes épaisseurs de palier d'escalier type 1 et 2.	20
Tab II-6 : Les différentes épaisseurs de volée d'escalier type 1 et 2.	20
Tab II-7 : La longueur de la ligne de foulée escalier type 3.	21
Tab II-8 : Epaisseur d'escalier type 3.	22
Tab II-9 : Plancher terrasse inaccessible.....	22
Tab II-10 : Plancher terrasse accessible	23
Tab II-11 : Plancher étage.	23
Tab II-12 : Plancher sous-sol.	24
Tab II-13 : Plancher charges permanent de RDC et étage 1.....	24
Tab II-14 : Plancher charges d'exploitations de RDC et étage 1.....	24
Tab II-15 : Murs extérieurs (double parois)	24
Tab II-16 : Murs intérieurs (simple parois)	25
Tab II-17 : Charge permanent et d'exploitation de balcon.....	26
Tab II-18 : Charge permanent et d'exploitation de volée 1 type 1.....	27
Tab II-19 : Charge permanent et d'exploitation de volée 2 type 1 et 2.	27
Tab II-20 : Charge permanent et d'exploitation de volée 1 type 3.	27
Tab II-21 : Charge permanent et d'exploitation de volée 2 type 3.	28
Tab II-22 : Charge permanent et d'exploitation de palier type 1,2 et 3.	28

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tab III-1 : Types des poutrelles.	30
Tab III-2 : Charges et surcharge des poutrelles.	30
Tab III-3 : Vérification de la 1 ère condition de la méthode forfaitaire.....	31
Tab III-4 : Choix des méthodes pour le calcul des poutrelles.	31
Tab III-5 : Moments fléchissant et efforts tranchant.	40
Tab III-6 : Moment fléchissant à ELU.....	41
Tab III-7 : Moment fléchissant à ELS	42
Tab III-8 : Ferrailage des poutrelles.....	44
Tab III-9 : Ferrailage longitudinale.	45
Tab III-10 : Vérification la contrainte de cisaillement.	46
Tab III-11 : Vérification des poutrelles aux niveaux des appuis intermédiaires.	47
Tab III-12 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.	48
Tab III-13 : Les valeurs des flèches des poutrelles.....	49
Tab III-14 : L'ancrage des armatures des poutrelles.....	50
Tab III-15 : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle sous-sol.....	53
Tab III-16 : Récapitulation de ferrailage de la dalle sous-sol.....	57
Tab III-17 : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle RDC.....	57
Tab III-18 : Synthèse du calcul des aciers pour plancher du RDC.....	57
Tab III-19 : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle 1 ère étage.....	58

Tab III-20 : Synthèse du calcul des aciers pour plancher de 1 ère étage.....	58
Tab III-21 : Récapitulation des moments et effort tranchant totaux appliqués sur le balcon.....	59
Tab III-22 : Récapitulation de ferrailage de BALCON.....	61
Tab III-23 : Les efforts appliqués sur les escaliers.....	66
Tab III-24 : Le ferrailage des (03) trois types des escaliers.....	69
Tab III-25 : Efforts appliqué sur la poutre palière.....	71
Tab III-26 : Ferrailage de poutre palière.....	75
Tab III-27 : Sollicitations prisent par l'acrotère type 1	76
Tab III-28 : Le ferrailage des acrotères des deux types	79
Tab III-29 : Les différentes surfaces et leurs charges.....	92
Tab III-30 : Les différentes valeurs de moment à ELU et ELS.....	92
Tab III-31 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	94

Chapitre IV : Etude dynamique

Tab IV-1 : Périodes et participation massique du modèle initial.....	99
Tab IV-2 : Périodes et participation massique de la première disposition des voiles.....	100
Tab IV-3 : Périodes et participation massique de la deuxième disposition des voiles.....	101
Tab IV-4 : Périodes et participation massique de la troisième disposition des voiles.....	101
Tab IV-5 : Périodes et participation massique de la quatrième disposition des voiles.....	102
Tab IV-6 : Périodes et participation massique de model final.....	102
Tab IV-7 : Le poids de chaque niveau de la structure.....	103
Tab IV-8 : Centre de masses données par le logiciel SAP2000.....	104
Tab IV-9 : Centre de torsion de chaque niveau de la structure.....	105
Tab IV-10 : L'excentricité théorique et accidentelle de chaque niveau de structure.....	105
Tab IV-11 : Choix de coefficient CT en fonction du système de contreventement.....	108
Tab IV-12 : Récapitulation des périodes dans les 02 sens.....	108
Tab IV-13 : Période choisie pour le calcul du (D).....	109
Tab IV-14 : Coefficient d'amplification dynamique dans les 02 sens.....	109
Tab IV-15 : Vérification de la condition minimale sur les files de contreventement.....	109
Tab IV-16 : Vérification de la redondance en plan.....	110
Tab IV-17 : Pénalité correspondante au critère.....	112
Tab IV-18 : Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure.....	112
Tab IV-19 : Justification de l'interaction due aux charges verticales.....	113
Tab IV-20 : Justification de l'interaction due aux charges verticales dans chaque niveau.....	113
Tab IV-21 : Justification de l'interaction due aux charges horizontales.....	114
Tab IV-22 : Justification de l'effort normal réduit dans tous les étages.....	114
Tab IV-23 : La nouvelle justification de l'effort normal réduit après l'augmentation des dimensions de poteaux.....	115
Tab IV-24 : Vérification vis-à-vis des déformations inter étages.....	116
Tab IV-25 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ dans le sens x.....	117
Tab IV-26 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ dans le sens y.....	117
Tab IV-27 : Efforts tranchants obtenue par les combinaisons modales.....	120
Tab IV-28 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	120

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tab V-1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	122
Tab V-2 : Sollicitations maximales fondamentales.....	123
Tab V-3 : Sollicitations maximales accidentelles.....	123
Tab V-4 : La longueur de la zone nodale.....	124

Tab V-5 : Les résultats de ferrailage pour les sollicitations maximales fondamentales.....	126
Tab V-6 : Les résultats de ferrailage pour les sollicitations maximales accidentelles.....	126
Tab V-7 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/v2003.....	127
Tab V-8 : Armatures longitudinales adopté pour les poteaux.....	127
Tab V-9 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier.....	128
Tab V-10 : La longueur de la zone nodale.....	129
Tab V-11 : Sollicitations maximales fondamentales à ELS.....	130
Tab V-12 : Vérification la contrainte béton a l'état limite service pour N_{max} , M_{corres}	131
Tab V-13 : Vérification la contrainte béton a l'état limite service pour M_{max} , N_{corres}	132
Tab V-14 : Vérification la contrainte béton a l'état limite service pour N_{min} , M_{corres}	132
Tab V-15 : Sollicitations maximales dans les Poutres principales.....	135
Tab V-16 : Sollicitations maximales dans les Poutres secondaires.....	135
Tab V-17 : Récapitulation des moments de poutre principale d'étage 2.....	136
Tab V-18 : Ferrailages des poutres principales pour chaque étage.....	138
Tab V-19 : Ferrailages des poutres secondaires pour chaque étage.....	139
Tab V-20 : Récapitulation de section de ferrailage minimal selon RPA99/2003.....	140
Tab V-21 : Récapitulation de section de ferrailage minimal selon CBA93 et BAEL91.....	140
Tab V-22 : Section de ferrailage adopté pour les poutres.....	141
Tab V-23 : La longueur calculée et choisis de l'ancrage pour chaque type d'acier.....	142
Tab V-24 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier.....	142
Tab V-25 : Les valeurs des contraintes tangentielles.....	143
Tab V-26 : Espacements calculés et adoptés des armatures transversales.....	144
Tab V-27 : Armatures transversales et espacements adoptés.....	144
Tab V-28 : Contraintes dans le béton et dans les aciers pour chaque type des poutres.....	146
Tab V-29 : Justification des poutres aux niveaux d'appui intermédiaire.....	147
Tab V-30 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.....	148
Tab V-31 : Les valeurs des moments résistants des poteaux.....	149
Tab V-32 : Les moments résistants dans les poutres.....	150
Tab V-33 : Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) après l'augmentation des sections.....	151
Tab V-34 : Vérification la condition de flèche.....	152
Tab V-35 : Epaisseur du voile.....	154
Tab V-36 : Vérification de la contrainte tangentielle.....	155
Tab V-37 : Les sollicitations de voile 1.....	156
Tab V-38 : Les sollicitations de voile 2.....	156
Tab V-39 : Les sollicitations de voile 3.....	156
Tab V-40 : Les sollicitations de voile 4.....	157
Tab V-41 : Les sollicitations de voile 5.....	157
Tab V-42 : Les sollicitations de voile 6.....	157
Tab V-43 : Les sollicitations de voile 7.....	158
Tab V-44 : Les sollicitations de voile 8.....	158
Tab V-45 : Les sollicitations de voile 9.....	158
Tab V-46 : Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 1.....	164
Tab V-47 : Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 2.....	164
Tab V-48 : Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 3.....	165
Tab V-49 : Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 4.....	165
Tab V-50 : Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 5.....	166
Tab V-51 : Résumer de ferrailage et d'espacement pour les voiles 6 et 7.....	166
Tab V-52 : Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 8.....	167
Tab V-53 : Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 9.....	167

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tab VI-1 : Calcul surface semelles filante.....	175
Tab VI-2 : Sollicitations du radier.....	180
Tab VI-3 : Ferrailages de la nervure sens x.....	184
Tab VI-4 : Ferrailages de la nervure sens y.....	185
Tab VI-5 : Vérification la contrainte de cisaillement.....	185
Tab VI-6 : Ferrailages de la nervure et la dalle d'un radier nervuré.....	186

Chapitre VII : Etude managériale

Tab VII-1 : Matrice de priorité de notre cas.....	191
Tab VII-2 : Facteurs et leurs scores.....	192
Tab VII-3 : Score de chaque système.....	193
Tab VII-4 : Nombre des éléments structuraux dans chaque niveau.....	194
Tab VII-5 : Les quantités des éléments structuraux dans chaque niveau.....	196
Tab VII-6 : Le prix de chaque catégorie des locaux.....	198
Tab VII-7 : Le prix de chaque catégorie des bureaux.....	198
Tab VII-8 : Le prix de chaque catégorie des logements.....	199
Tab VII-9 : Le prix estimatif global avec taxe de notre structure.....	199
Tab VII-10 : Classification des risques.....	200

Chapitre VIII : Etude thermique

Tab VIII-1 : Évaluation des sollicitations.....	202
Tab VIII-2 : Températures de l'environnement intérieures T_{in} données à titre indicatif.....	203
Tab VIII-3 : Températures T_{out} pour bâtiment au-dessus du niveau du sol, données à titre indicatif.....	203
Tab VIII-4 : Températures T_{out} pour parties souterraines de bâtiment, données à titre indicatif.....	204
Tab VIII-5 : Température extrêmes sur air d'abri (1997-2006).....	204
Tab VIII-6 : Récapitulation des températures influe sur notre structure.....	204
Tab VIII-7 : Les sollicitations des plancher sous combinaisons « thermique, Dynamique ».....	207
Tab VIII-8 : Les sollicitations des voiles (ss1, ss2, RDC, etage1 et 2) sous combinaisons « Thermique, Dynamique ».....	207
Tab VIII-9 : Les sollicitations des voiles (etage3, 4, 5,6 et 7) sous combinaisons « Thermique, Dynamique ».....	208
Tab VIII-10 : Les sollicitations des voiles (etage7, 8,9, 10,11 et 12) sous combinaisons « Thermique, Dynamique ».....	208
Tab VIII-11 : Les sollicitations des voiles (terrasse accessible) sous combinaisons « Thermique, Dynamique ».....	208

LISTE DES NOTATIONS

A : Facteur d'accélération de la zone.
 A_{st} : Section d'armature.
 A_r : Armature de la répartition.
Br : Section réduite.
 C_t : Coefficient de période.
 C_p : Facteur de la force horizontale.
D : Facteur d'amplification dynamique.
d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.
E : Action accidentelle.
 E_s : Module d'élasticité longitudinal.
 E_{ij} : Déformations instantanées.
 E_{vi} : Déformations différées.
ELU : Etat limite ultime.
ELS : Etat limite service.
EPI : Equipement de protection individuelle.
f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 f_{bc} : Contrainte de calcul.
 f_{cj} : Résistance à la compression.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.
 f_{tj} : Résistance à la traction.
G : Action permanente.
h : Facteur de correction d'amortissement.
 $I_x ; I_y$: Moments d'inertie.
 $i_x ; i_y$: Rayons de giration.
K : Coefficient de raideur du sol.
 L_f : Longueur de flambement.
 L_f : Longueur de recouvrement.
 L_{sa} : Longueur de scellement.
M : Moment fléchissant
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_s : Moment à l'état limite service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment en appuis.
N: Effort normale.
Q : Action d'exploitation.
R : Coefficient de comportement global de la structure.

S_t : Espacement.

$S.E.C$: Section entièrement comprimé.

$S.E.T$: Section entièrement tendu.

$S.P.C$: Section partiellement comprimé.

$S.S.A$: Section à simple armature.

T_{max} : Température extrême maximale sous air d'abri.

T_{min} : Température extrême minimale sous air d'abri.

T_{int} : Température intérieure.

T_{out} : Température extérieure.

T : Effort tranchant, période.

V : Effort tranchant.

W : Poids total de la structure.

W_i : Poids sismiques de l'étage « i ».

Z : Bras de levier.

α : Position relative de la fibre neutre.

α_t : Coefficient de dilatation.

β : Valeur du coefficient de pondération.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

ΔT_u : La composante de température uniforme d'un élément de structure.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

η : Facteur de correction d'amortissement.

λ : L'élancement mécanique des poteaux.

μ_u : Moment ultime réduit.

ϑ : Coefficient de poisson.

θ : Coefficient d'application.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

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

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

σ_{bc} : Contrainte du béton.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

ϕ_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

ϕ_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale

.

Introduction générale :

Depuis l'indépendance, l'Algérie a subi des changements radicaux, qui touchaient tous les domaines, surtout ceux de construction urbaine, ces derniers temps elle tenait à construire plus des bâtiments de type collectif et plus des projets de ce thème (AADL, CNEP...etc) avec un taux de plus en plus élevé, Pourquoi ?

Tout d'abord notre pays a connu ces dernières années, une croissance démographique importante, par conséquent ceci a conduit vers la faible disponibilité de terrain de construction.

Dans ce cadre, afin de réduire l'effet de cette croissance, les constructions en élévation sont privilégiées, pour économiser la surface occupée au sol malgré les difficultés de la réalisation, et son coût élevé.

Malheureusement ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc.

Pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions. La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "*RPA99 version 2003*"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Actuellement l'utilisation des voiles en (B.A) c'est la solution la plus répondeue.

Le béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- **Souplesse d'utilisation**
- **Durabilité**
- **Résistance au feu - Economie d'entretien**
- **Résistance aux efforts**

❖ Face à un environnement de plus en plus instable, les projets de construction subissent souvent des retards ou des dépassements de budget et ceci à cause d'une mauvaise planification et l'absence de gestion de projet.

❖ En effet dans ce secteur, les activités de construction caractérisés par la complexité et l'incertitude posent des problèmes qui influe sur le bon déroulement de projet, alors l'atteinte des objectifs techniques et le succès de projet dépend du management de projet.

❖ Un bâtiment est soumis en permanence à des sollicitations extérieures (température) qui viennent perturber son état thermique. Pour cela il faut considérer L'effet de la variation de la température sur la réponse de la structure.

Dans ce contexte nous allons étudier un bâtiment constitué d'un sous-sol, entre sol, RDC, et 12 étages à usage d'habitation.

Néanmoins, il faut faire la conception et l'étude de cet immeuble tout en respectant les règlements et les recommandations, de telle manière que ce bâtiment puisse résister aux différents chargements auxquelles il est soumis, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Notre objectif n'est pas seulement de faire une étude technique du bâtiment, mais aussi de faire appel aux notions de management pour définir le délai, le coût global et le management des risques du projet.

Et Afin de compléter le projet nous avons vérifié notre structure par une étude thermique

Chapitre I : présentation du projet

I.1 Introduction :

Dans tous les domaines de génie civil, le béton armé est le plus utilisé surtout dans les bâtiments à cause de sa résistance à la compression du béton et à la traction de l'acier.

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte des matériaux utilisés et leurs formules de résistance.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons étudié est un bâtiment à usage multiple constitué de :

- Le sous-sol est destiné comme un parking.
- L'entre sol est destiné comme un parking.
- Le rez-de-chaussée (RDC) est destiné comme un étage commercial.
- Le 1^{er} étage à usage bureautique.
- du 2^{er} au 12^{ème} étage à usage d'habitation comporte 5 appartements (F3a, F3b, F4a, F4b, F5).

Notre bâtiment est situé aux amandiers à kiffane, boulevard Ain sebaa Ali, dans le nord de la wilaya de Tlemcen. Il s'étale une surface de 929,779 m² et il est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA modifié en 2003) dans une zone de faible sismicité (zone I).

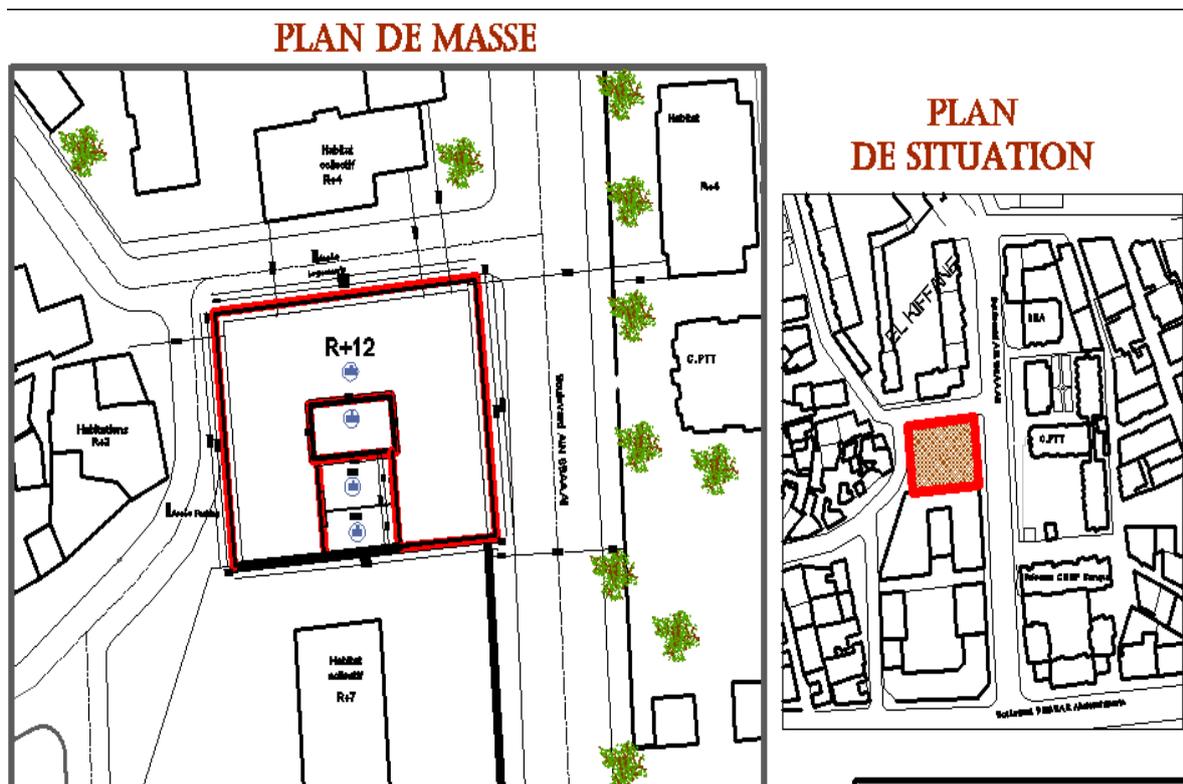


Figure I-1 : Plan de masse et de situation.

I.3 Caractéristiques géométriques de la structure :

I.3.1 Dimension en élévation :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment : 49,92 m
- ✓ Hauteur du sous-sol : 3,06 m
- ✓ Hauteur d'entre sol : 3,06 m
- ✓ Hauteur du rez-de-chaussée : 3,57 m
- ✓ Hauteur du 1^{er} étage : 3,57 m
- ✓ Hauteur du 2^{ème} au 12^{ème} étages : 3,06 m

I.3.2 Dimension en plan :

- ✓ Longueur totale : 33,10 m
- ✓ Largeur totale : 28,40 m

I.4 Conception de l'ouvrage :

I.4.1 Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portique poteaux- poutres et voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

I.4.2 Planchers :

Dans notre cas nous avons utilisé deux types du plancher :

- ❖ Plancher corps creux : pour les étages courant.

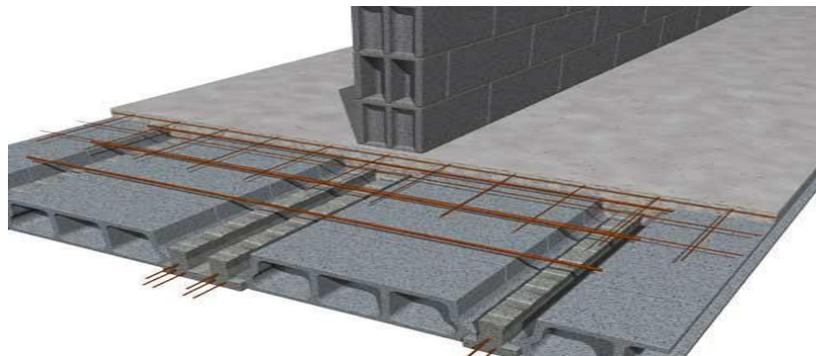


Figure I-2 : Plancher corps creux.

- ❖ Dalle pleine : pour le plancher niveau sous-sol (parking), le RDC, le 1^{er} étage, la dalle d'ascenseur, et aussi pour les balcons.

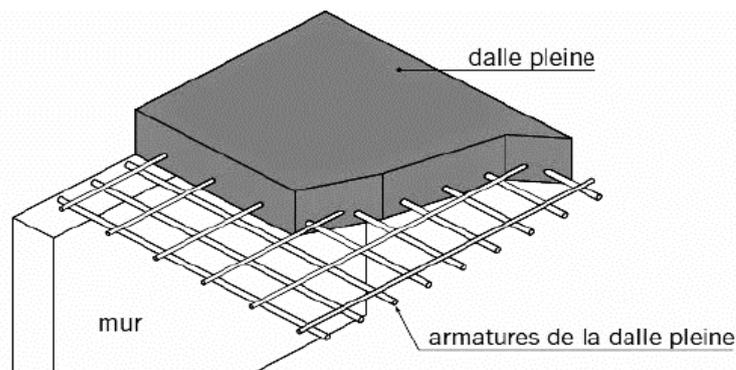


Figure I-3 : Dalle pleine.

I.4.3 Escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage en béton armé.

I.4.4 Maçonnerie :

✓ **Murs extérieurs** : sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.

✓ **Murs intérieurs** : sont réalisés en simple parois en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.4.5 Revêtement :

✓ Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.

✓ Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.

✓ Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

I.4.6 Isolation :

✓ L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.

✓ Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois

✓ L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.4.7 Acrotères :

La terrasse étant inaccessible est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm. Et un acrotère pour la terrasse accessible d'une hauteur de 1 m.

I.4.8 ascenseur :

La hauteur importante de ce bâtiment exige l'utilisation d'un ascenseur.

L'ascenseur est un appareil utilisé principalement pour le transport des personnes d'un étage à l'autre. Il est composé principalement d'une gaine, cabine, contre poids, câbles et la machinerie.

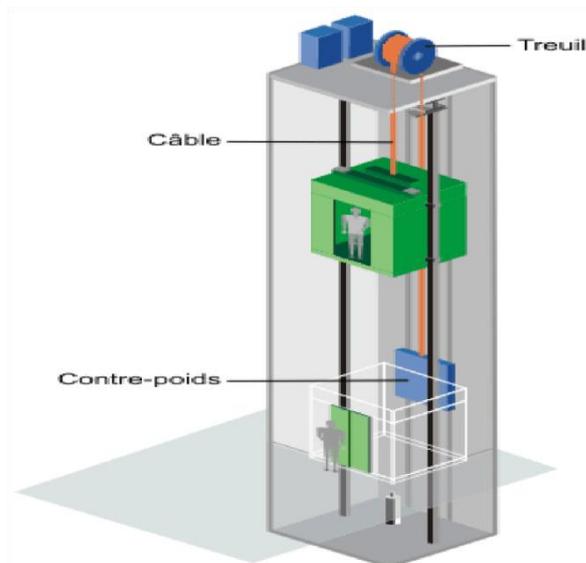


Figure I-4 : Ascenseur.

I.5 Caractéristiques géotechniques du sol :

✓ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99 V 2003** comme zone de faible sismicité (zone I).

✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.

✓ D'après le rapport du laboratoire mécanique de sol (**LTPO**), le terrain prévu est composé de l'argile, de marne, de sable, et de calcaire, le tout est coiffé d'un remblai dans un contexte homogène. Nous adoptons l'emploi d'un radier général ancré dans le bon sol à une profondeur moyenne de 7,00 m/TN (réservée pour 02 sous-sol), tout en dépassant catégoriquement la couche de remblai et en assurant un encastrement suffisant pour la stabilité de l'ouvrage.

La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma} = 2$ bars. (**Voir l'annexe A**)

✓ Le site est considéré comme meuble (S3).

I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

I.6.1 Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue par durcissement d'un mélange du ciment, sable, gravier, eau, air et éventuellement de produits d'addition (adjuvant) suivant le respect de norme (dosage).

Le béton peut endurer des efforts de compression mais sa résistance aux efforts de traction est faible, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

I.6.1.1 Résistance du béton :

a) Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours notée f_{c28} , cette valeur est déterminée par des essais de laboratoire.

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa : } f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{jours}$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{MPa : } f_{cj} = \frac{j}{41,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{jours}$$

b) Résistance du béton à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{D'où } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

I.6.1.2 Déformations longitudinales du béton :

▪ Déformations instantanées « E_{ij} » : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

✓ Pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h)

▪ Déformations différées « E_{vi} » : $E_{vi} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

✓ Pour le calcul sous charges de longue durée (> 24h)

I.6.1.3 Coefficient de poisson :

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

I.6.1.4 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d}$$

Avec :

b_0 : Largeur de la section ; d : Hauteur utile ($d=0,9h$)

I.6.1.5 Les états limites :**a) Etat Limite Ultime (ELU) :**

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.

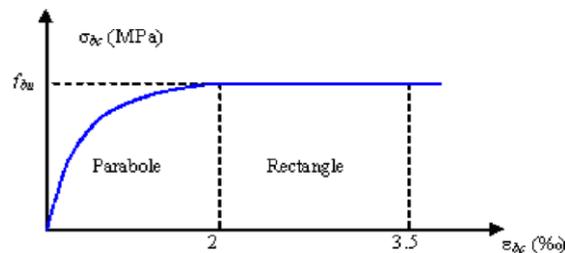


Figure I-5 : Diagramme parabole rectangle

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{cj}}{\gamma_b * \theta}$$

Avec :

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

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} 1,5 \text{ cas général} \\ 1,15 \text{ cas accidentel} \end{cases}$

θ : Facteur de durée d'application des charges : $\begin{cases} 1 \text{ durée} > 24\text{h} \\ 0,9 \text{ durée} < 24\text{h} \\ 0,85 \text{ durée} < 1\text{h} \end{cases}$

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

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰ \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2 * 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 * 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰ \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

b) Etat Limite Ultime (ELS) :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique.

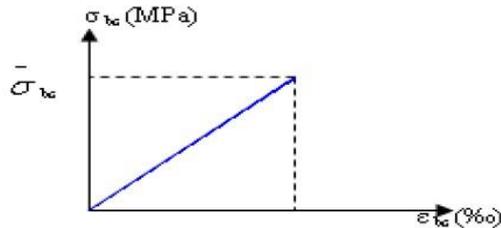


Figure I-6 : Diagramme de calcul à l'état limite de service.

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj}$

1.6.2 Acier :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone), leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0,25 à 0,40% de carbone.

1.6.2.1 Différent type d'acier :

Dans la pratique ont utilisé les nuances d'acier suivantes :

a) Les ronds lisses (R.L) :

- Fe E 215 MPa
- Fe E 235 MPa

b) Les hautes adhérences (H.A) :

- Fe E 400 MPa
- Fe E 500 MPa

c) Les treillis soudés (T.S) :

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5$ mm

1.6.2.2 Contraintes limites :**a) Etat limite ultime (ELU) :**

Les contraintes de calcul (σ_s) à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont données en fonction des déformations (ϵ_s) des aciers par le diagramme suivant :

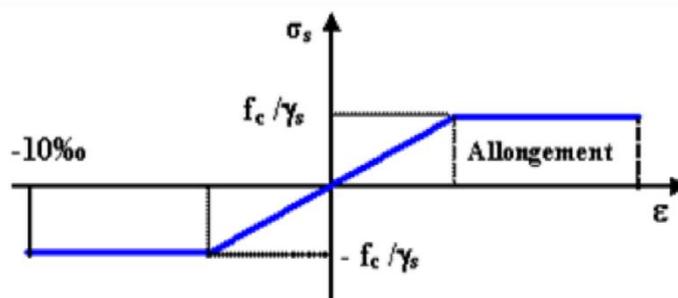


Figure.I-7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Avec : γ_s Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ cas accidentel} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas général} \end{cases}$

b) Etat limite service (ELS) :

La contrainte sera limite uniquement pour l'ouverture des fissures :

- Fissuration non (peu) préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st}$ pas de limite
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$
- Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}})$

Avec : η Coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta = 1 \text{ RL} \\ \eta = 1,6 \text{ HA} \end{cases}$

1.6.2.3 Module d'élasticité longitudinal :

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

1.7 Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

1.7.1 Béton :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 * 25$
 $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours :
 $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité différé de béton : $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

1.7.2 Acier :

- Armatures longitudinales : $f_e \text{ E } 400 \text{ [HA]}$ $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Armatures transversales : $f_e \text{ E } 235 \text{ [RL]}$ $f_e = 235 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (pour la dalle de compression) $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 6 \text{ mm}$
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

1.8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

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

- **Etat limite ultime** : $1,35G + 1,5Q$
- **Etat limite service** : $G + Q$

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

- $G + Q + E$
- $G + Q \pm 1,2E$
- $0,8G + E$

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

Chapitre II : Descente des charges et pré-dimensionnement

II.1 Introduction :

L'évaluation des différents éléments résistants : poteaux, poutres, voiles et autres, passent impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré-dimensionnement sera fait selon les règles du **B.A.E.L 91** et du **RPA99 V 2003**.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharge pour chaque élément porteur de tous les niveaux et jusqu'à la fondation.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

✓ **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

✓ **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

II.2 Pré-dimensionnement :

II.2.1 Planchers :

Les planchers permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment et d'assurer la reprise et transmission des charges verticales aux éléments porteurs.

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

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

En revanche, dans quelques parties on ne peut pas utiliser le corps creux, donc on va utiliser des dalles pleines et ceci pour les planchers niveaux sous-sol, RDC, 1^{er} étage, la dalle d'ascenseur, et aussi pour les consoles.

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on doit vérifier la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{l}{22,5} \quad \text{Avec :}$$

h_t : La hauteur totale du plancher.

l : La portée maximum entre nus appuis d'une poutrelle.

$$h_t \geq \frac{590-60}{22,5} \rightarrow h_t \geq 23,55 \text{ cm}$$

$$h_t = 25 \text{ cm}$$

Donc on choisit un plancher de **(20 + 5) cm** de hauteur.

20 cm pour le corps creux et 5 cm pour la dalle de compression.

II.2.2 Détermination de la section en té :

La section en té a les caractéristiques géométriques suivantes :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2 * b_1$

Avec : $8 \leq b_0 \leq 14$, on prend $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$b_1 = \min \left(\frac{b-b_0}{2}; \frac{L}{10} \right)$$

L = la plus petite portée des poutrelles

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $L_{\min} = 510 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left(\frac{65-12}{2} ; \frac{510}{10} \right)$$

$$b_1 = \min (26,5 ; 51) = 26,5 \text{ cm}$$

Le minimum de b_1 doit être vérifié les conditions de RPA99 V2003 suivantes :

• **1^{er} condition :**

$$b_1 \leq b - \frac{b_0}{2} \rightarrow 26,5 \leq 65 - \frac{12}{2} = 59 \rightarrow 26,5 < 59 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

• **2^{ème} condition :**

$$b_1 \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow 26,5 < \frac{590}{10} = 59 \rightarrow 26,5 \text{ cm} < 59 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

• **3^{ème} condition :**

$$b_1 \leq \min (6 h_0 ; 8 h_0) = \min (6 \cdot 5 ; 8 \cdot 5) = \min (30 ; 40) \rightarrow 26,5 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

✓ **Donc on adopte que :**

$$b = 0,65 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,265 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,12 \text{ m}$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,05 \text{ m}$$

Le schéma de la section en té est représenté sur

La **Figure II-1**:

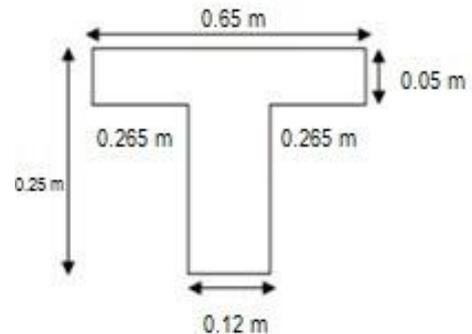


Figure II-1: Schéma de la section en té

II.2.3 Pré-dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (les poutres ou les dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (les fondations).

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage. Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la figure ci-dessous.

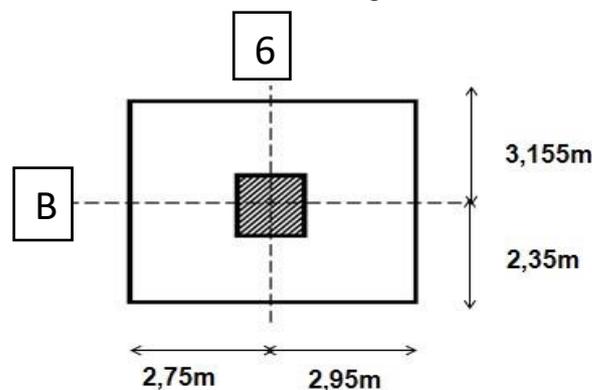


Figure II-2 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.

Avec :

S est la surface supporté par le poteau le plus défavorable.

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.

$$\min(a, b) \geq 25 \quad \text{Zone : 1 et 2}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{he}{20} \quad he : \text{Hauteur d'étage}$$

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

✓ Nu : étant la charge verticale a l'ELU.

Avec : Nu = Pu.S.n

✓ Pu : charge du plancher

Pu = 1t/m²

✓ S : surface supporté par le poteau le plus sollicité

S = 5,505 x 5,7 = 31,3785 m²

✓ n : nombre d'étage.

✓ Nu = 1 x 31,3785 x 15 = 470,6775t.

Nu = 4,706 MN.

✓ **Section réduite :**

$$B_r \geq \frac{\beta \times Nu}{\left[\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend

Les valeurs :

$$\beta = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

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

$fe = 400\text{Mpa}$

$\gamma_s = 1,15$ (cas générale)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,17\text{MPa}$$

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

$\gamma_b = 1,5$ (cas général)

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

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 4,706}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \quad \Rightarrow \quad B_r \geq 0,30 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{On a : } \quad B_r &\geq (a - 0,02)^2 \\ &\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02 \\ &\Rightarrow a \geq \sqrt{0,30} + 0,02 \\ &\Rightarrow a \geq 0,567m \end{aligned}$$

Donc on prend : $a = b = 70\text{cm}$ dont un poteau de $(70*70)$ cm

a) Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

$$\begin{aligned} \min(a, b) &\geq 25 && \Rightarrow a = 70 > 25 && \text{C.V} \\ \min(a, b) &\geq \frac{he}{20} && \Rightarrow a = 70 > \left(\frac{306}{20} = 15,3\right) && \text{C.V} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 && \Rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{70}{70} = 1\right) < 4 && \text{C.V} \end{aligned}$$

b) Vérification du poteau au flambement :

On vérifie le poteau de 2^{ème} sous-sol

✓ Calcul de moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I_x = I_y &= \frac{a*b^3}{12} = \frac{70*70^3}{12} \\ \Rightarrow I_x = I_y &= 2000833,34 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

✓ Rayon de giration i_x, i_y

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

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

$$A = a^2 = 70^2 = 4900 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{2000833,34}{4900}} = 20,20 \text{ cm}$$

✓ Calcul de l'élancement

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

Avec : $l_f = 0,7 * l_0$ (cas général)

$$l_0 = 306 \text{ cm}$$

$$l_f = 214,2 \text{ cm} = 2,142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{214,2}{20,20}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 10,6$$

Donc on a : $\lambda_x = \lambda_y = 10,60 < 50$

⇒ **Le flambement est vérifié**

Tableau II-1 : Récapitulation du pré dimensionnement.

Poteau	S (m ²)	N étage	Nu (MN)	Br (m ²)	a=b (m)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ _x =λ _y	λ<50
1 ^{er} sous-sol	31,3785	1	4,706	0,30	0,70	3,06	2,142	10,60	CV
Entre sol	31,3785	2	4,392	0,28	0,70	3,06	2,142	10,60	CV
RDC	31,3785	3	4,079	0,26	0,65	3,57	2,499	13,31	CV
1 ^{er} étage	31,3785	4	3,765	0,24	0,65	3,57	2,499	13,31	CV
2 ^{ème} étage	31,3785	5	3,451	0,22	0,60	3,06	2,142	12,36	CV
3 ^{ème} étage	31,3785	6	3,137	0,20	0,60	3,06	2,142	12,36	CV
4 ^{ème} étage	31,3785	7	2,824	0,18	0,55	3,06	2,142	13,49	CV
5 ^{ème} étage	31,3785	8	2,510	0,16	0,55	3,06	2,142	13,49	CV
6 ^{ème} étage	31,3785	9	2,196	0,14	0,50	3,06	2,142	14,84	CV
7 ^{ème} étage	31,3785	10	1,882	0,12	0,50	3,06	2,142	14,84	CV
8 ^{ème} étage	31,3785	11	1,568	0,10	0,45	3,06	2,142	16,48	CV
9 ^{ème} étage	31,3785	12	1,255	0,08	0,45	3,06	2,142	16,48	CV
10 ^{ème} étage	31,3785	13	0,941	0,06	0,40	3,06	2,142	18,55	CV
11 ^{ème} étage	31,3785	14	0,627	0,04	0,40	3,06	2,142	18,55	CV
12 ^{ème} étage	31,3785	15	0,313	0,02	0,35	3,06	2,142	21,20	CV
Buanderie	/	16	/	/	0,35	3	2,1	20,78	CV

II.2.4 Pré-dimensionnement des poutres :

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

✓ Les poutres principales :

* Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels 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.

II.2.4.1 Les poutres principales :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \text{et} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

✓ L : distance entre les axes des poteaux

et on choisit la plus grande portée (L = 6,31 m).

✓ h : hauteur de la poutre.

✓ b : Largeur de la poutre.

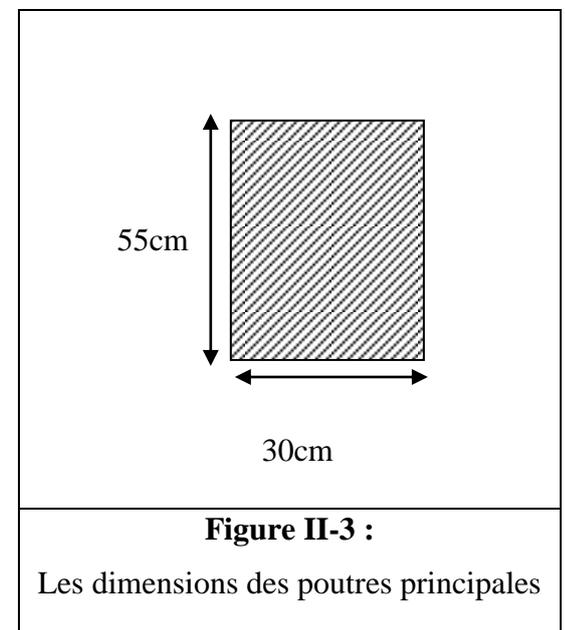
Donc :

$$\frac{631}{15} \leq h \leq \frac{631}{10}$$

$$42,06 \leq h \leq 63,1 \quad \longrightarrow \quad \text{on prend : } h = 55 \text{ cm}$$

$$0,3 \cdot 55 \leq b \leq 0,7 \cdot 55$$

$$16,5 \leq b \leq 38,5 \quad \longrightarrow \quad \text{on prend : } b = 30 \text{ cm}$$



✚ Vérifications d'après le **R.P.A 99** version **2003** :

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow 1,83 < 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

Donc on va garder ces dimensions **(30*55) cm²**

Les dimensions sont illustrées sur la **figure II-3**.

II.2.4.2 Les poutres secondaires :

D'après les règles de CBA93 on a : $L/15 \leq h \leq L/10$ et $0,3h \leq h \leq 0,7h$

Avec, $L=5,90 \text{ m}$

$$\frac{590}{15} \leq h \leq \frac{590}{10}$$

$39,33 \leq h \leq 59 \rightarrow$ on prend : **h=45cm**

$$0,3 \cdot 45 \leq h \leq 0,7 \cdot 45$$

$13,5 \leq h \leq 31,5 \rightarrow$ on prend : **b=30cm**

✚ Vérifications d'après le **R.P.A 99** version **2003** :

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow 1,5 < 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

Donc on va garder ces dimensions **(30*45) cm²**

Les dimensions sont illustrées sur la **figure II-4**.

II.2.4.3 La poutre palière :

D'après les règles de CBA93 on a : $L/15 \leq h \leq L/10$

et $0,3h \leq h \leq 0,7h$

Avec, $L=2,70 \text{ m}$

Donc :

$$\frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10}$$

$18 \leq h \leq 27 \rightarrow$ on prend : **h=25cm**

$$0,3 \cdot 25 \leq h \leq 0,7 \cdot 25$$

$7,5 \leq h \leq 17,5 \rightarrow$ on prend : **b=15cm**

✚ Vérifications d'après le **R.P.A 99** version **2003**

:

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$

\rightarrow condition non vérifiée on prend $b=20\text{cm}$

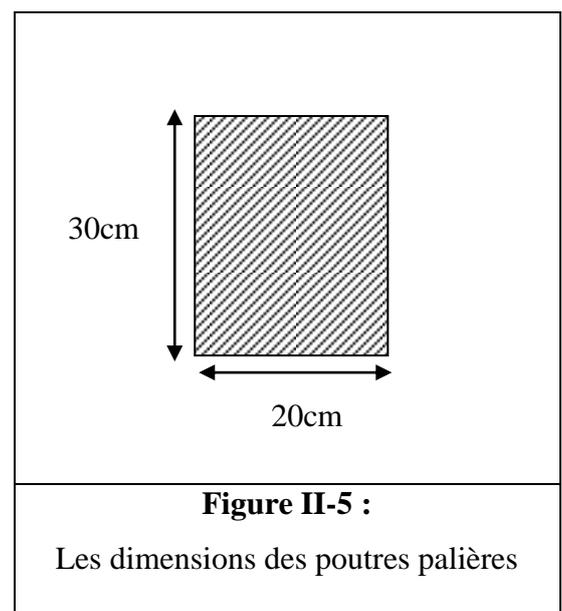
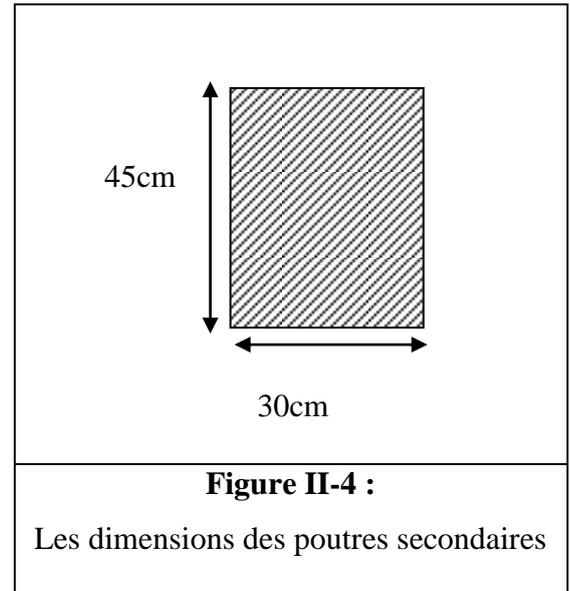
$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

\rightarrow condition non vérifiée on prend $h=30\text{cm}$

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow 1,5 < 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

Donc on va garder ces dimensions **(20*30) cm²**

Les dimensions sont illustrées sur la **figure II-5**.



II.2.4.4 La poutre noyée :

La poutre noyée est une poutre appuyée sur deux poutres principales, et elle à la même hauteur que le plancher (25 cm).

Et en ce qui concerne le b, on prend égal à 25 cm.

II.2.5 Pré-dimensionnement des voiles :

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

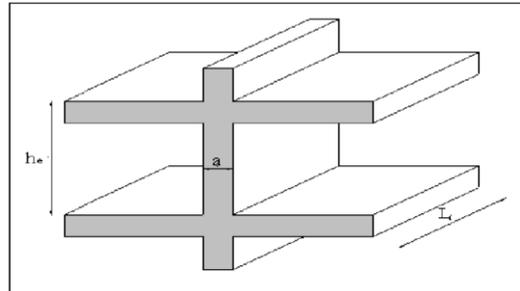


Figure II-6 : Coupe des murs voiles en élévation

Notre bâtiment est réalisé à Tlemcen, et Selon RPA99V2003, il est classé dans la zone I.

Vue de la hauteur totale importante du bâtiment qui atteint 49,92 m, et qui supérieure à 17m, il est dispensable de contreventer notre structure par des voiles.

Il faut que notre voile réponde aux conditions du RPA suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq \max (h_e / 20, 15 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

Avec :

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile.

h_e : la hauteur libre d'étage.

❖ **Exemple de calcul du voile :**

Comme un exemple de calcul, on a choisi le voile du l'entre sol.

$$h_e = 306 - 20 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur égale à 20 cm.

$$L > 4 * 20 = 80 \text{ cm}$$

On adopte une longueur égale à 80 cm.

Les dimensions des autres niveaux sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-2 : Dimensions des murs voiles.

Niveaux	h _e (cm)	Epaisseur (cm)	L min (cm)
Sous-sols	286	20	80
entre sol	286	20	80
RDC	337	20	80
1 ^{er} étage	332	20	80
Du 2 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	281	15	60

II.2.6 Pré-dimensionnement de la rampe d'accès :

La rampe d'accès est un plan incliné, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Cette rampe est en dalle pleine, et elle est appuyée sur les deux sens (x, y).

Suivant y, elle repose sur 3 appuis (deux poutre et une longrine). Et suivant x, elle repose sur 2 appuis (deux poutre).

Pour dimensionner la rampe d'accès il faut d'abord :

✓ L'angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2,86}{10,50} \longrightarrow \alpha = 15,23^\circ$$

✓ La longueur de la rampe d'accès :

$$\sin \alpha = \frac{2,86}{L}$$

$$L = \frac{2,86}{\sin 15,23} = 10,89 \text{ m}$$

✓ La coupe transversale de la rampe d'accès est illustrée sur la figure ci-dessous :

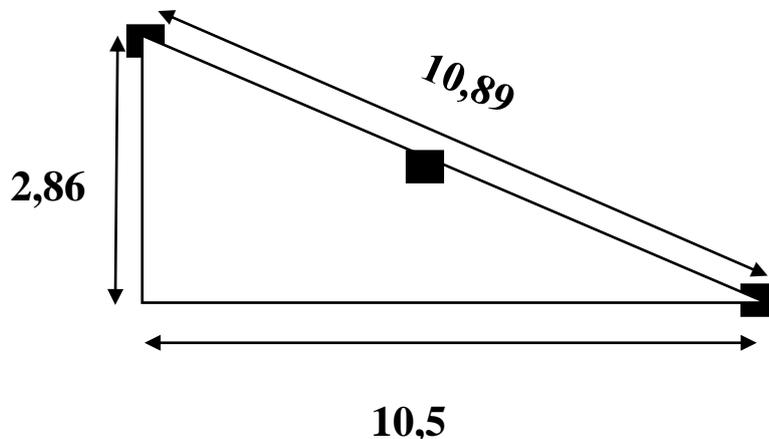


Figure II-7 : Schéma statique de la rampe d'accès.

✓ Dimensionner la poutre suivant y :

Pour dimensionner la hauteur de la poutre, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{590}{15} \leq h \leq \frac{590}{10} \rightarrow 39,33 \leq h \leq 59 \rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

Avec, L : C'est la portée entre les poteaux. (L = 590 cm)

Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule :

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 0,3 * 45 \leq b \leq 0,7 * 45 \rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5$$

$$\rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Où, h : étant la hauteur de la poutre.

✓ Dimensionner la longrine :

Pour dimensionner la hauteur de la longrine, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{590}{15} \leq h \leq \frac{590}{10} \rightarrow 39,33 \leq h \leq 59 \rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

Avec, L : C'est la portée entre les poteaux. (L = 590 cm)

Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule :

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 0,3 * 45 \leq b \leq 0,7 * 45 \rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5$$

$$\rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Où, h : étant la hauteur de la poutre.

✓ **Dimensionner la poutre suivant x :**

Pour dimensionner la hauteur de la poutre, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{580}{15} \leq h \leq \frac{580}{10} \rightarrow 38,7 \leq h \leq 58 \rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

Avec, L : C'est la portée entre les poteaux. (L = 580 cm)

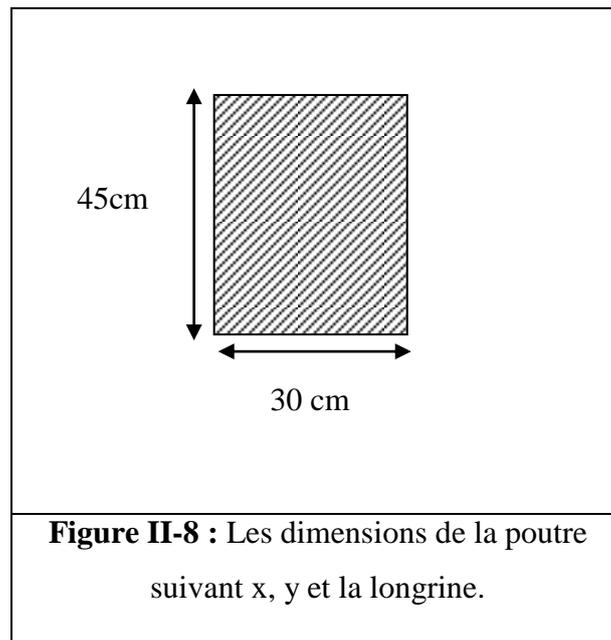
Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule :

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 0,3 * 45 \leq b \leq 0,7 * 45 \rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5$$

$$\rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Où, h : étant la hauteur de la poutre.

Les dimensions de toutes les poutres sont représentées sur la figure suivante :



✓ **Détermination de l'épaisseur de la dalle :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{590}{601} \rightarrow \alpha = 0,98$$

Où :

L_x et L_y représente les dimensions mesurées entre les appuis de la rampe d'accès.

L_x et L_y sont représentés sur la figure suivante :

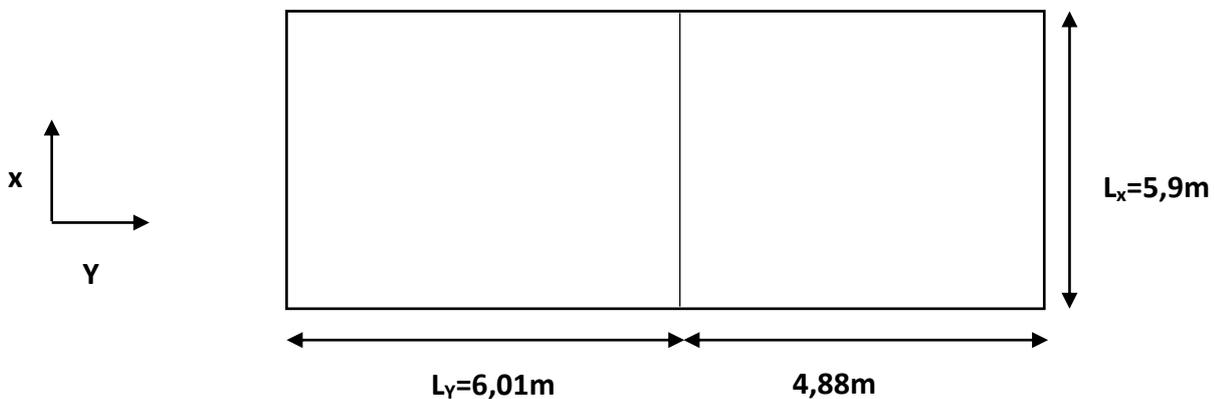


Figure II-9 : Vue en plan de la rampe d'accès.

Puisque $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$

Donc la dalle portant dans les deux sens.

Pour trouver la hauteur, on utilise la condition de la flèche :

$$h \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow h \geq \frac{590}{40} \rightarrow h \geq 14,75 \text{ cm}$$

Donc on prend $h = 20$ cm pour avoir la même épaisseur que la dalle pleine de sous-sol

Les différentes dimensions de la rampe d'accès sont représentées sur la figure suivante :

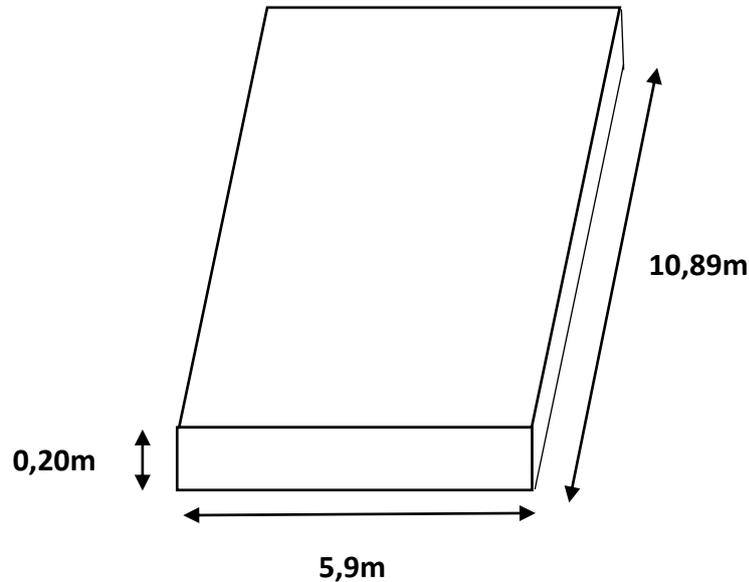


Figure II-10 : Dimensions de la rampe d'accès

II.2.7 Pré dimensionnement d'escaliers :

L'escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, permettant le passage à pied d'un niveau à un autre en montant et descendant.

✚ Schéma d'un escalier :

Un escalier est composé par ces éléments principaux :

- ✓ La marche : c'est la partie sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- ✓ La contre marche : c'est la partie verticale d'une marche.
- ✓ Emmarchement : c'est la longueur d'une marche.
- ✓ Le giron : c'est la largeur d'une marche.
- ✓ La paillasse : c'est la dalle qui monte sous les marches.
- ✓ Palier situé entre deux volées et limitant le nombre de marches.

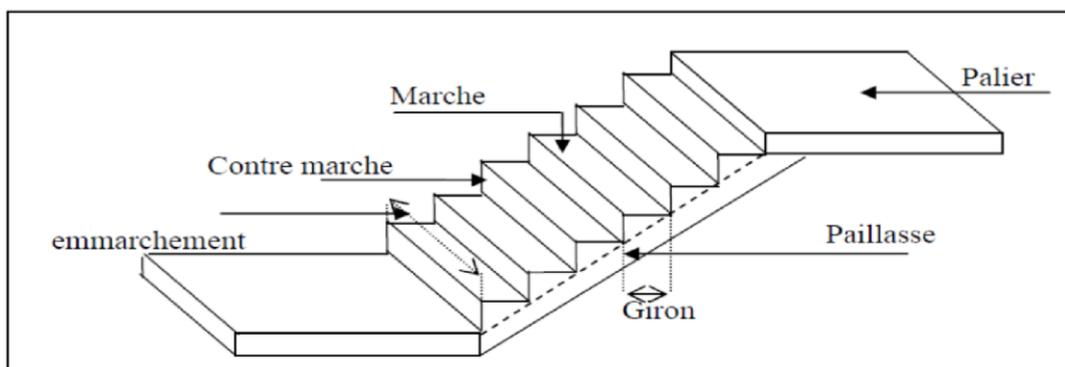


Figure II-11 : Schéma d'un escalier

Notre structure présente des hauteurs d'étage différentes, et pour cela on distingue trois types d'escalier.

II.2.7.1 Escalier Type 1 et 2 :

Type 1 : Cet escalier se trouve, entre le RDC et l'entre sol, l'entre sol et le sous-sol. Il est considéré comme issue de secours.

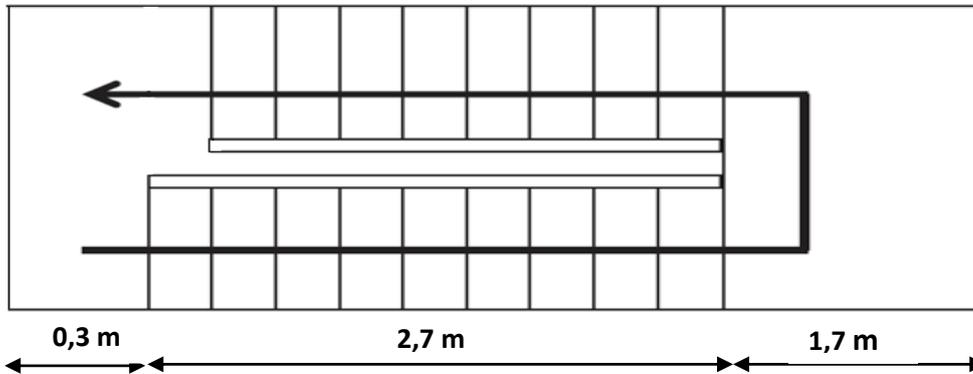


Figure II-12 : Dimension de l'escalier type 1.

Type 2 : Cet escalier se trouve, entre le RDC et le 1^{er} étage, et aussi entre les différents étages courants.

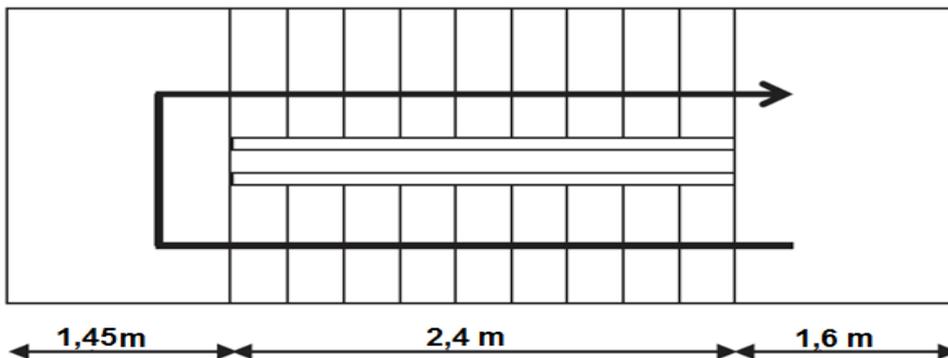


Figure II-13 : Dimension de l'escalier type 2.

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise la formule de

BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

- h : hauteur de contre marche.
- g : largeur de la marche.

On prend $2h + g = 64 \text{ cm}$.

- n : nombre de contre marches.
- H : hauteur entre les faces supérieurs

Des deux paliers successifs d'étage

➤ L : projection horizontale de la longueur total de la volée.

On prend $h = 17 \text{ cm}$

$$59 - 2 * 17 \leq g \leq 66 - 2 * 17 \rightarrow 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

Alors on prend : $g = 30 \text{ cm}$

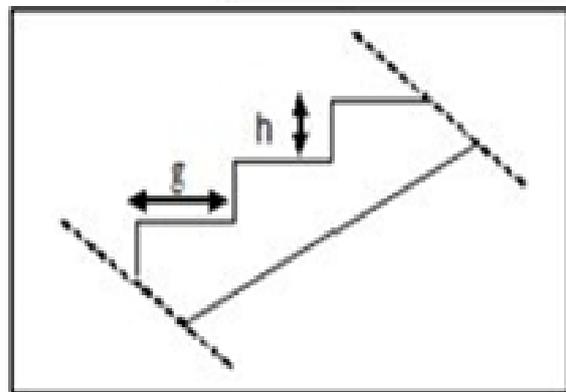


Figure II-14 : Coupe transversal d'escalier.

a) Le nombre de contre marche :

La hauteur d'étage = 306 cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

On a 18 contre marche pour les 2 volées de chaque type d'escalier.

b) Le nombre de marche : (n - 1)

- ✓ Pour la première volée on a 10 contre marches et (10-1)=9 marches.
- ✓ Pour la deuxième volée on a 9 contre marches et (9-1)=8 marches.

c) La longueur de la ligne de foulée :

$$L = g (n - 1)$$

L : longueur de la ligne de foulée.

g : giron.

(n - 1) : nombre de marche.

Tableau II-3 : La longueur de la ligne de foulée d'escalier type 1 et 2.

Type d'escalier	Volée	g (cm)	(n-1)	L (cm)
Type 1	Volée 1	30	9	270
	Volée 2	30	8	240
Type 2	Volée 1 et 2	30	8	240

d) Les différents angles d'inclinaisons :

$$\tan \alpha_1 = \frac{H}{L}$$

Tableau II-4 : Les différents angles d'inclinaison d'escalier type 1 et 2.

Type d'escalier	Volée	H (m)	L (m)	α (°)
Type 1	Volée 1	1,70	2,7	32,19
	Volée 2	1,53	2,4	21,51
Type 2	Volée 1 et 2	1,53	2,4	32,51

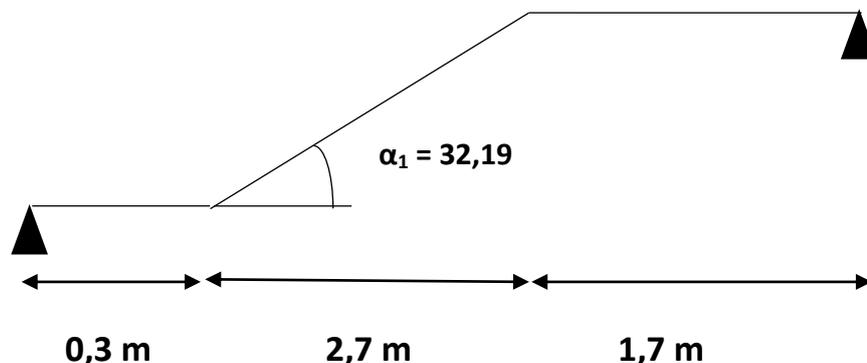
e) Les schémas d'escaliers :

Figure II-15 : Schéma statique de volée 1 et paliers d'escalier type 1.

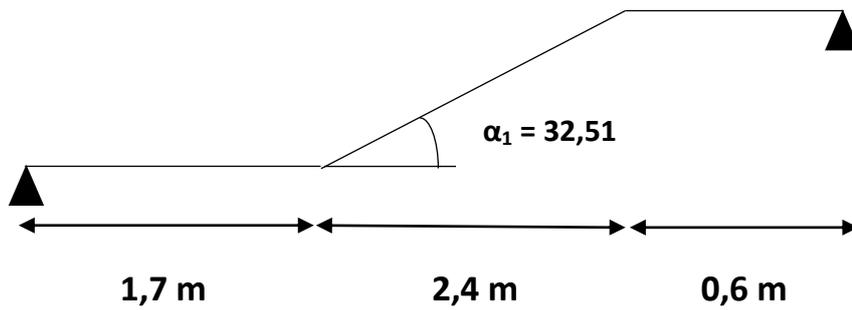


Figure II-16 : Schéma statique de volée 2 et paliers d'escalier type 1.

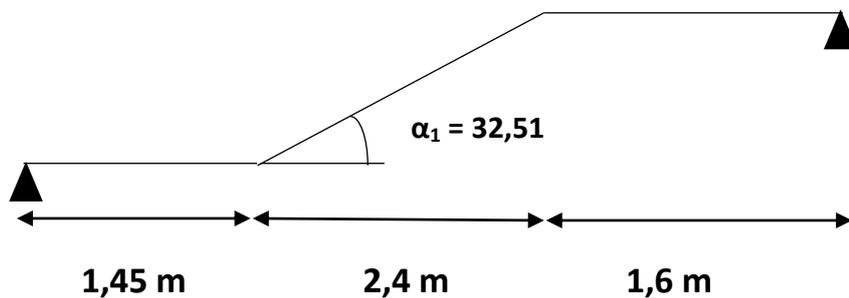


Figure II-17 : Schéma statique de volée (1 et 2) et paliers d'escalier type 2.

c) Calcul des épaisseurs :

1)- Palier :

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

Tableau II-5 : Les différentes épaisseurs de palier d'escalier type 1 et 2.

Type d'escalier	Palier	L (m)	e choix (cm)
Type 1	Palier 1	1,70	12
	Palier 2	0,60	12
	Palier 3	0,30	12
Type 2	Palier 1	1,60	12
	Palier 2	1,45	12

2)- Volée :

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

Avec, L : La longueur de la volée.

Tableau II-6 : Les différentes épaisseurs de volée d'escalier type 1 et 2.

Type d'escalier	Volée	α	L (cm)	Epaisseur (cm)
Type 1	Volée 1	32,19°	270	17
	Volée 2	32,51°	240	17
Type 2	Volée 1 et 2	32,51°	240	17

II.2.7.2 Escalier Type 3 :

Cet escalier se trouve, entre l'entre sol et le RDC, le RDC et le 1^{er} étage.

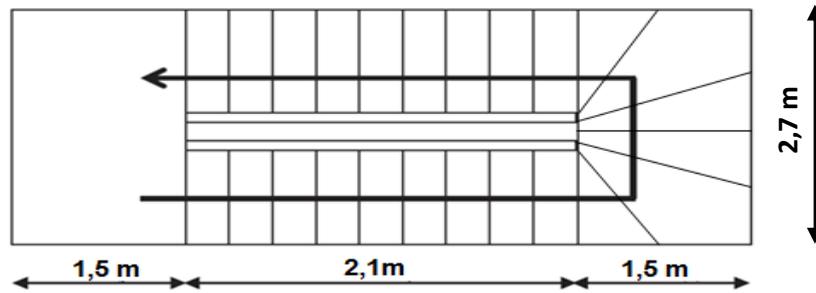


Figure II-18 : Dimension de l'escalier type 3.

a) Le nombre de contre marche :

La hauteur d'étage = 357 cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{357}{17} = 21$$

On a 21 contre marche pour les 2 volées

b) Le nombre de marche : (n - 1)

✓ Pour la première volée on a 11 contre marches et (11-1)=10 marches.

✓ Pour la deuxième volée on a 10 contre marches et (10-1)=9 marches.

c) La longueur de la ligne de foulée :

$$L = g (n - 1)$$

L : longueur de la ligne de foulée.

g : giron.

(n - 1) : nombre de marche.

Tableau II-7 : La longueur de la ligne de foulée escalier type 3.

Volée	g (cm)	(n-1)	L (cm)
Volée 1	30	10	360
Volée 2	30	9	360

d) Les différents angles d'inclinaisons :

Type 1 : $\tan \alpha_1 = \frac{H}{L} = \frac{1,87}{3,6}$ $\alpha_1 = 27,45^\circ$

Type 2 : $\tan \alpha_2 = \frac{H}{L} = \frac{1,7}{3,6}$ $\alpha_1 = 25,28^\circ$

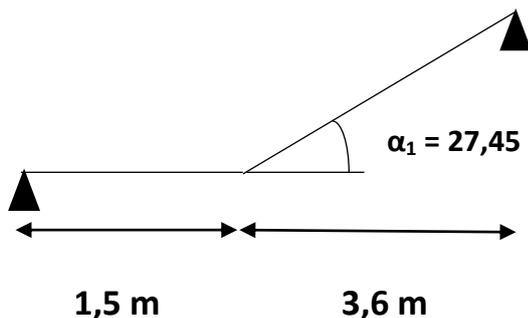
e) Les schémas d'escaliers type 3 :

Figure II-19 : Schéma statique du palier et la volée 1.

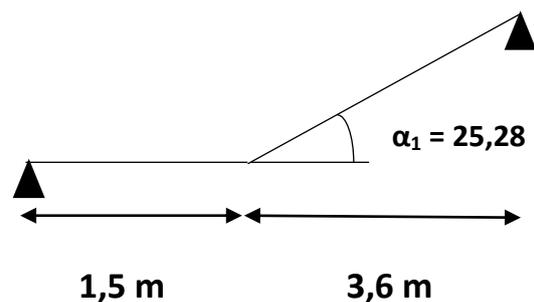


Figure II-20 : Schéma statique du palier la volée 2.

f) Calcul des épaisseurs :

1)- Palier :

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

$$150/20 \leq e \leq 150/15 \rightarrow 7,5 \leq e \leq 10 \rightarrow \text{donc on adopte } e = 12 \text{ cm}$$

2)- Volée :

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

✓ **Volée1 :** $20,28 < 21 < 27,04$

✓ **Volée2 :** $19,91 < 21 < 26,54$

Tableau II-8 : Epaisseur d'escalier type 3.

Volée	α	L (cm)	Epaisseur (cm)
Volée 1	27,45°	360	21
Volée 2	25,28°	360	21

II.3 Descente des charges :

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

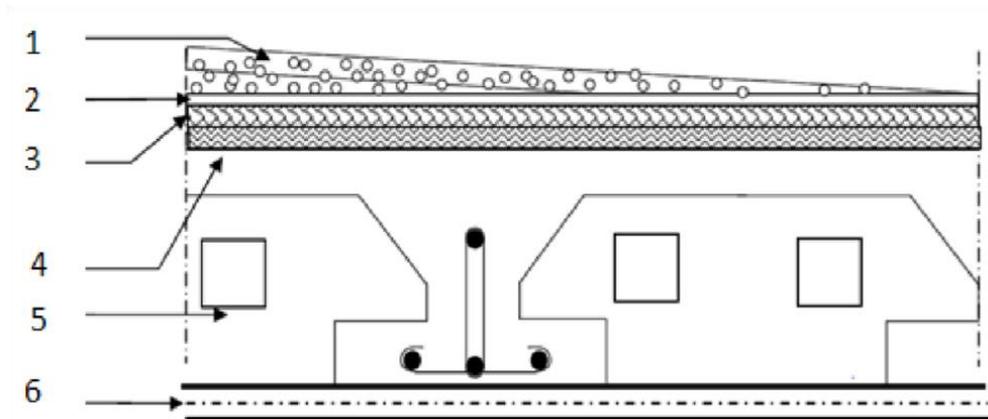


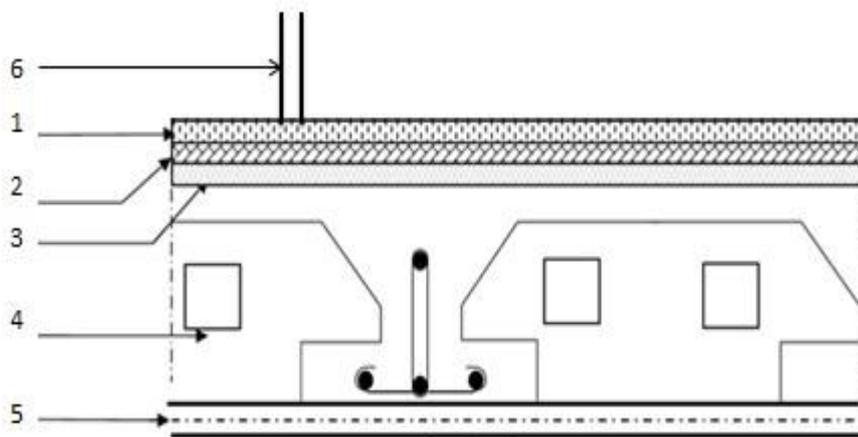
Figure II-21 : Coupe plancher terrasse inaccessible.

Tableau II-9 : Plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle en corps creux (20+5)	0.25	/	3.5
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
	G (KN/m²)			7.03
	Q (KN/m²)			1

II.3.2 Plancher terrasse accessible**Tableau II-10 : Plancher terrasse accessible**

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle en corps creux (20+5)	0.25	/	3.5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G (KN/m²)			5.02
Q (KN/m²)			1.5

II.3.3 Plancher 2^{ème} étage au 12^{ème} étage:**Figure II-22 : Coupe plancher étage****Tableau II-11 : Plancher étage.**

N°	Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux (20+5)	0.25	/	3.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons intérieures	0.1	10	1
	G (KN/m²)			5.86
	Q (KN/m²)			1.5

II.3.4 La dalle pleine :**II.3.4.1 Plancher sous-sol :****Tableau II-12 : Plancher sous-sol.**

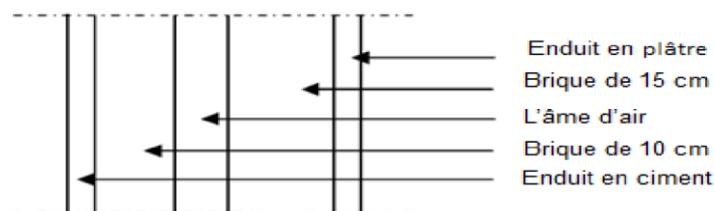
Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Chappe en béton	0,03	20	0,6
Dalle en BA	0,2	25	5
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Cloisons légère	/	/	1
G (KN/m²)			6,96
Q (KN/m²)			2.5

II.3.4.2 Plancher RDC et étage 1 :**Tableau II-13 : Plancher charges permanent de RDC et étage 1.**

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.2	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons intérieures	0.1	10	1
G (KN/m²)			7,36

Tableau II-14 : Plancher charges d'exploitations de RDC et étage 1.

niveau	Q (KN/m ²)
RDC (commerce)	5
1er étage (bureaux)	2,5

II.3.5 Murs extérieurs (double parois) :**Figure II-23 : Coupe transversale des murs extérieurs****Tableau II-15 : Murs extérieurs (double parois)**

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit intérieur (en plâtre)	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.1	9	0.9
L'âme d'air	0.05	/	/
Brique creuse	0.15	9	1.35
Enduit extérieur (en ciment)	0.02	18	0.36
G (KN/m²)			2.81

II.3.6 Murs intérieurs (simple parois) :**Tableau II-16 : Murs intérieurs (simple parois)**

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit intérieur (en plâtre)	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit extérieur (en plâtre)	0.02	10	0.2
G (KN/m²)			1.3

Remarque

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

- ✓ Murs avec portes (90% G).
- ✓ Murs avec fenêtres (80% G).
- ✓ Murs avec portes et fenêtres (70% G).

II.3.7 L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un petit garde-corps. Il est considéré comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse inaccessible.

IL a pour rôle de :

- ✓ Empêche l'écoulement de l'eau.
- ✓ A un aspect esthétique.
- ✓ Protection des personnes.

Les dimensions de l'acrotère sont représentées sur la figure suivante :

II.3.7.1 Type 1 (60 cm) :

Charge permanente : $G = \rho \times S$

Avec :

S : surface de l'acrotère

ρ : poids volumique de béton

$$S = ((0,1 \times 0,07) / 2) + 0,1 \times 0,03 + 0,1 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6 = 0,0765 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,0765 = 1,9125 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

D'après le **RPA 99 V 2003** :

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

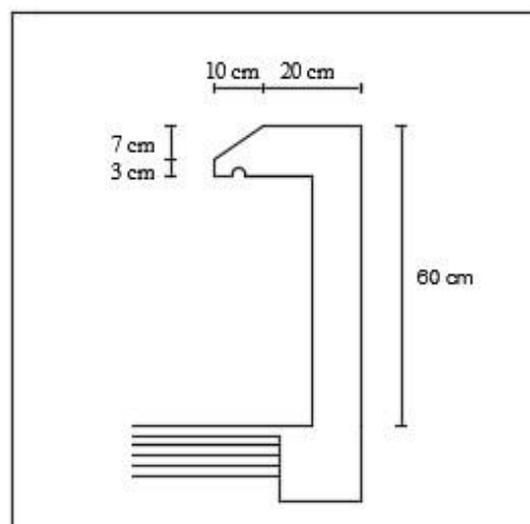
$$A = 0,12 \text{ (coefficient d'accélération de la zone).}$$

$$W_p = 1,9125 \text{ KN/ml (poids de l'acrotère).}$$

$$C_p = 0,8 \text{ KN (facteur de la force horizontale).}$$

$$F_p = 4 \times 0,12 \times 0,8 \times 1,9125 = 0,7344 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,7344 \text{ KN/ml.}$$

**Figure II-24 : Schéma de l'acrotère type 1**

II.3.7.2 Type 2 (100 cm) :**Charge permanente :** $G = \rho \times S$

Avec :

S : surface de l'acrotère

 ρ : poids volumique de béton

$$S = ((0,1 \times 0,07)/2) + 0,1 \times 0,03 + 0,1 \times 0,1 + 0,1 \times 1$$

$$= 0,1165 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,1165 = 2,9125 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :D'après le **RPA 99 V 2003**

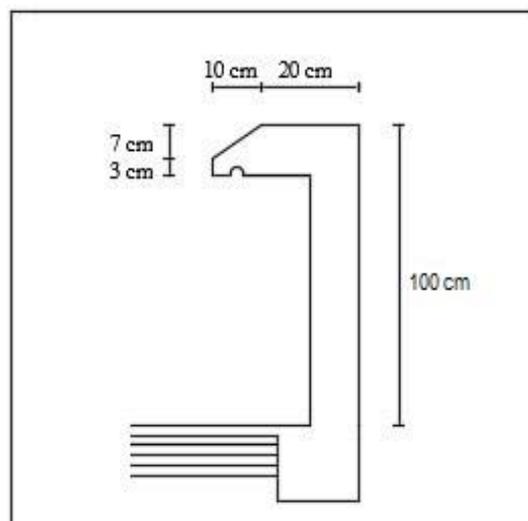
$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A = 0,12 (coefficient d'accélération de la zone).

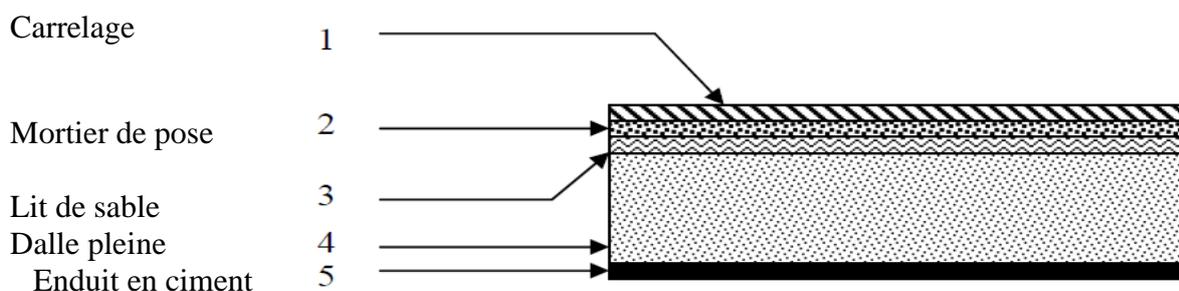
W_p = 2,9125 KN/ml (poids de l'acrotère).C_p = 0,8 KN (facteur de la force horizontale).

$$F_p = 4 \times 0,12 \times 0,8 \times 2,9125 = 1,1184 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,1184 \text{ KN/ml.}$$

**Figure II-25 :** Schéma de l'acrotère type 2**II.3.8 Balcon :**

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

On adopte une épaisseur $h = 15 \text{ cm}$.**Figure II-26 :** Coupe transversale de balcon.**Tableau II-17 :** Charge permanent et d'exploitation de balcon

N°	Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
	Cloisons intérieures	0.1	10	1
	G (KN/m²)			6.27
	Q (KN/m²)			3.5

II.3.9 les escaliers :**II.3.9.1 Volée 1 de l'escalier type 1 :****Tableau II-18 : Charge permanent et d'exploitation de volée 1 type 1.**

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,02	18/cos(32,19)	0,43
Garde-corps	/	/	0,1
Poids propre de la paillasse	0,17	25/cos(32,19)	5,02
Poids propre des marches	0,17/2	22	1,87
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Mortier de pose vertical	0,02	20*0,17/0,3	0,22
Lit de sable	0,02	19	0,38
Carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Carrelage vertical	0,02	22*0,17/0,3	0,24
G (KN/m²)	9,10		
Q (KN/m²)	2,5		

II.3.9.2 Volée 2 de l'escalier type 1 et volée (1, 2) de l'escalier type 2 :**Tableau II-19 : Charge permanent et d'exploitation de volée 2 type 1 et 2.**

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,02	18/cos(32,51)	0,43
Garde-corps	/	/	0,1
Poids propre de la paillasse	0,17	25/cos(32,51)	5,03
Poids propre des marches	0,17/2	22	1,87
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Mortier de pose vertical	0,02	20*0,17/0,3	0,22
Lit de sable	0,02	19	0,38
Carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Carrelage vertical	0,02	22*0,17/0,3	0,24
G (KN/m²)	9,11		
Q (KN/m²)	2,5		

II.3.9.3 Type 3 : Volée 1:**Tableau II-20 : Charge permanent et d'exploitation de volée 1 type 3.**

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,02	18/cos(27,45)	0,41
Garde-corps	/	/	0,1
Poids propre de la paillasse	0,21	25/cos(27,45)	5,92
Poids propre des marches	0,21/2	22	2,31
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Mortier de pose vertical	0,02	20*0,21/0,3	0,28
Lit de sable	0,02	19	0,38
Carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Carrelage vertical	0,02	22*0,21/0,3	0,31
G (KN/m²)	10,55		
Q (KN/m²)	2,5		

II.3.9.4 Volée 2 :**Tableau II-21 : Charge permanent et d'exploitation de volée 2 type 3.**

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,02	18/cos(25,28)	0,40
Garde-corps	/	/	0,1
Poids propre de la paillasse	0,21	25/cos(25,28)	5,81
Poids propre des marches	0,21/2	22	2,31
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Mortier de pose vertical	0,02	20*0,21/0,3	0,28
Lit de sable	0,02	19	0,38
Carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Carrelage vertical	0,02	22*0,21/0,3	0,31
G (KN/m²)			10,43
Q (KN/m²)			2,5

II.3.9.5 Palier de l'escalier type 1,2 et 3 :**Tableau II-22: Charge permanent et d'exploitation de palier type 1,2 et 3.**

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	19	0,38
Poids propre de palier	0,12	25	3
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (KN/m²)			4,58
Q (KN/m²)			2,5

II.4 Conclusion :

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire, pour déterminer une épaisseur économique, afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans les chapitres suivants.

La descente des charges nous a aidé à évaluer, niveau par niveau les charges et les surcharges des différents éléments de la structure.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires ce sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure, où son étude ne prend pas en considération l’action sismique.

Parmi ces éléments on peut citer : les planchers, les balcons, les escaliers et les acrotères.

III.2 Etude des planchers à corps creux:

La hauteur du plancher a été déterminée précédemment dans le chapitre II. On a trouvé une hauteur de 25 cm pour le corps creux 20 cm et pour la dalle de 5 cm compression.

Pour déterminée l’effort tranchant et le moment fléchissant appliqué sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

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

III.2.1 Type des poutrelles :

Les poutrelles varient en fonction de la longueur, et aussi en fonction des charges qu'elles supportent.

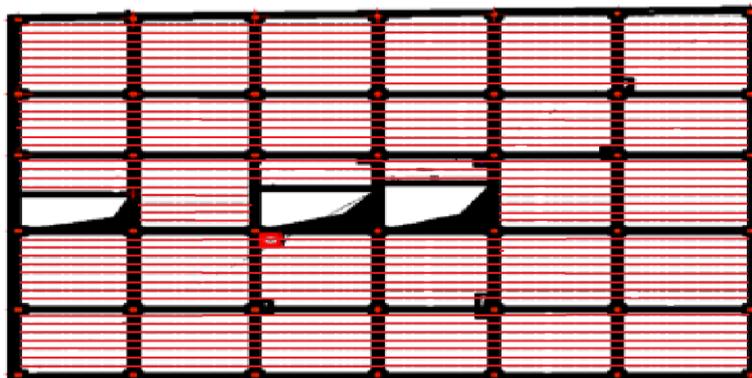


Fig.III-1 : Disposition des poutrelles.

Pour notre bâtiment les différents types de poutrelles sont illustrées cette figure

Tableau III-1: Types des poutrelles.

niveau	types	SCHEMAS
RDC	Type 1	▲ 5.10 ▲ 5.40 ▲ 5.50 ▲ 5.10 ▲ 5.50 ▲ 5.90 ▲
	Type 2	▲ 5.50 ▲ 5.90 ▲
	Type 3	▲ 5.40 ▲
	Type 4	▲ 5.10 ▲ 5.40 ▲
	Type 5	▲ 1.90 ▲ 5.50 ▲ 5.90 ▲
	Type 6	▲ 5.10 ▲ 5.40 ▲ 5.50 ▲
Etagé 1	Type 7	▲ 5.10 ▲ 5.40 ▲ 5.50 ▲ 5.10 ▲ 5.50 ▲ 5.90 ▲
	Type 8	▲ 5.50 ▲ 5.90 ▲
	Type 9	▲ 5.40 ▲
	Type 10	▲ 5.10 ▲ 5.40 ▲

Etage courant	Type 11	
	Type 12	
	Type 13	
	Type 14	
	Type 15	
	Type 16	
	Type 17	
Terrasse accessible	Type 18	
	Type 19	
	Type 20	
T inac	Type 21	
	Type 22	

III.2.2 Charges et surcharges supportées par les poutrelles :

Les charges et les surcharges supportées par les poutrelles de notre structure à (ELU) et à (ELS) sont résumées dans le tableau suivant :

Avec

b= 0,65 : la longueur d’hourdis

			ELU (1,35G + 1,5Q) ×0,65	ELS (G + Q) × 0,65
Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
RDC	5,86	5	10,01	7,06
R+1	5,86	2,5	7,57	5,43
R+2	5,86	1,5	6,60	4,78
T accessible	5,02	1,5	5,87	4,24
T inaccessible	7,03	1	7,14	5,21

Tableau III-2: Charges et surcharge des poutrelles.

III.2.3 Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

III.2.3.1 Méthode forfaitaire : D’après C.B.A.93 :

La méthode forfaitaire de calcul des planchers à charge d’exploitation modérée s’applique dans le cas ou :

- 1) La charge d’exploitation doit vérifier la condition suivante : $Q \leq [2G ; 5 \text{ KN/m}^2]$.
- 2) Les moments d’inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité : (I = constant).
- 3) Le rapport des travées successives doit vérifier la condition : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$.

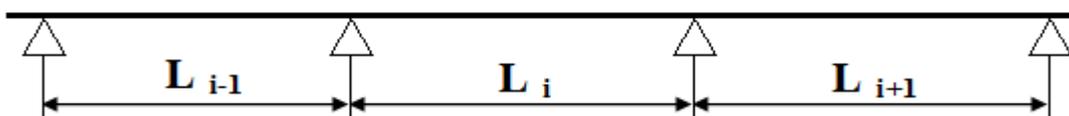


Fig.III-2 : Poutre continue

4) La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Si une de ces conditions ne vérifie pas, il faut passer à la méthode de Caquot ou bien les méthodes de calcul RDM (Méthode des Trois moments).

Justification :

✓ **1 ère condition :** Il faut vérifier la condition : $Q \leq [2G ; 5 \text{ KN/m}^2]$.

Tableau III-3: Vérification de la 1 ère condition de la méthode forfaitaire.

Niveaux	Q (KN/m ²)	≤2G (KN/m ²)	≤ 5 (KN/m ²)	
RDC	5	11,72	5	C.V
R+1	2,5	11,72	5	C.V
R+2	1,5	11,72	5	C.V
T accessible	1,5	10,04	5	C.V
T inaccessible	1	14,02	5	C.V

✓ **2 ème Condition :** La section des poutrelles est constante dans tous les types et tous les niveaux de notre structure.

Les inerties sont constantes, Donc Condition vérifiée

✓ **3 ème Condition :**

Le rapport des travées successives doit vérifier. $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$.

Les types des poutrelles qui vérifient cette condition sont : 1 , 2 , 4 , 6 , 7 , 8 , 10 , 11 , 14 et 26 .

✓ **4 ème Condition :** La fissuration est considérée comme peu nuisible dans ce type des éléments.

Tableau III-4: Choix des méthodes pour le calcul des poutrelles.

Types de Poutrelles	Cause	Conditions d'application De la méthode forfaitaire	Méthode adoptée
Types 1,2,4,6,7,8,10,11,14, 21	$Q \leq [2G ; 5 \text{ KN/m}^2]$. F.P.N $0,8 (L_i/L_{i+1}) 1,25$ I = constant	Vérifiées	Méthode forfaitaire
Types 5,12,13,15,17, 18,19,20	$L_i/L_{i+1} [0,8 ; 1,25]$	Non Vérifiées	Méthode 3 moments
Types 3,9,16,22	Poutrelle isostatique		Méthode de la RDM

III.2.4 Exemple de calcul :

III.2.4.1 Méthode forfaitaire :

On va prendre comme des exemples de calcul : (Poutrelle type 6 de RDC)

$G = 5,86 \text{ KN/m}^2$ $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ $P_u = 10,01 \text{ KN/ml}$ $P_s = 7,06 \text{ KN/ml}$

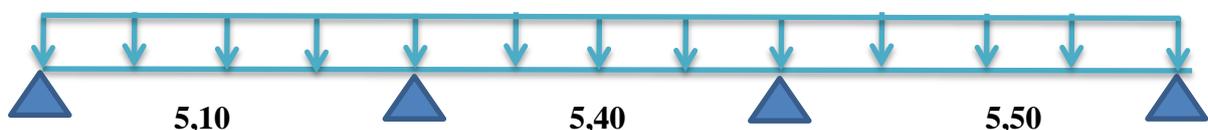


Fig.III-3 : Chargement d'une poutre continue.

D'après l'annexe (E) du C.B.A.93 :

$$\text{Calcul du rapport } (\alpha) : \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5,86} = 0,46$$

Il faut vérifier : $(1 + 0,3\alpha) \geq 1,05 \rightarrow (1 + 0,3 \times 0,46) = 1,138 > 1,05 \rightarrow \text{C.V}$

Les moments en appui et en travées doivent vérifier les conditions suivantes :

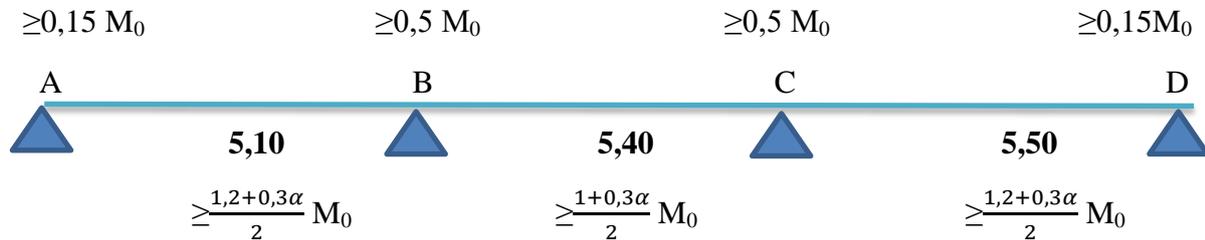


Fig.III-4 : Les moments en travées et en appui pour une poutre continue

Moment isostatique :

A ELU :

$$M_0 (AB) = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{10,01 \times 5,10^2}{8} = 32,55 \text{ KN.m}$$

$$M_0 (BC) = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{10,01 \times 5,40^2}{8} = 36,49 \text{ KN.m}$$

$$M_0 (CD) = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{10,01 \times 5,50^2}{8} = 37,85 \text{ KN.m}$$

A ELS :

$$M_0 (AB) = \frac{Q_s L^2}{8} = \frac{7,06 \times 5,10^2}{8} = 22,95 \text{ KN.m}$$

$$M_0 (BC) = \frac{Q_s L^2}{8} = \frac{7,06 \times 5,40^2}{8} = 25,73 \text{ KN.m}$$

$$M_0 (CD) = \frac{Q_s L^2}{8} = \frac{7,06 \times 5,50^2}{8} = 26,69 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

A ELU :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 M_0$.

$$M_A = -0,15 \times 32,55 = -4,88 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,15 \times 37,85 = -5,67 \text{ KN.m}$$

A ELS :

$$M_A = -0,15 \times 22,95 = -3,44 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,15 \times 26,69 = -4,00 \text{ KN.m}$$

✓ Appuis intermédiaires

A ELU :

$$M_B = -0,5 \max \{ M_0 (AB) , M_0 (BC) \} = -0,5 \max \{ 32,55 ; 36,49 \} = -0,5 \times 36,49 = -18,25 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \max \{ M_0 (BC) , M_0 (CD) \} = -0,5 \max \{ 36,49 ; 37,85 \} = -0,5 \times 37,85 = -18,92 \text{ KN.m}$$

A ELS :

$$M_B = -0,5 \max \{ M_0 (AB) , M_0 (BC) \} = -0,5 \max \{ 22,95 ; 25,73 \} = -0,5 \times 25,73 = -12,86 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \max \{ M_0 (BC) , M_0 (CD) \} = -0,5 \max \{ 25,73 ; 26,69 \} = -0,5 \times 30,72 = -13,35 \text{ KN.m}$$

✚ Moment en travée :

$$M_{t1} + \frac{|M_d| + |M_g|}{2} \geq \max [(1+0,3\alpha) M_0 ; 1,05M_0]$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0$$

A ELU :

Travée (AB)

$$M_{t1} + \frac{4,88+18,25}{2} \geq \max [(1+0,3 \times 0,46) \times 32,55 ; 1,05 \times 32,55]$$

$$M_{t1} + 11,56 \geq 37,04$$

$$M_{t1} \geq 37,04 - 11,56$$

$$M_{t1} \geq 25,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1,2+0,3 \times 0,46)}{2} 32,55$$

$$M_{t2} \geq 21,77 \text{ KN.m}$$

$$M_t (\text{AB}) = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = \max (25,48 ; 21,77) = 25,48 \text{ KN.m}$$

Travée (BC)

$$M_{t1} + \frac{18,25+18,92}{2} \geq \max [(1+0,3 \times 0,46) \times 36,49 ; 1,05 \times 36,49]$$

$$M_{t1} + 18,58 \geq 41,52$$

$$M_{t1} \geq 41,52 - 18,58$$

$$M_{t1} \geq 22,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1+0,3 \times 0,46)}{2} \times 36,49$$

$$M_{t2} \geq 20,76 \text{ KN.m}$$

$$M_t (\text{BC}) = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = \max (22,94 ; 20,76) = 22,94 \text{ KN.m}$$

Travée (CD)

$$M_{t1} + \frac{18,92+5,67}{2} \geq \max [(1+0,3 \times 0,46) \times 37,85 ; 1,05 \times 37,85]$$

$$M_{t1} + 12,29 \geq 43,07$$

$$M_{t1} \geq 43,07 - 12,29$$

$$M_{t1} \geq 30,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1,2+0,3 \times 0,46)}{2} 37,85$$

$$M_{t2} \geq 25,32 \text{ KN.m}$$

$$M_t (\text{CD}) = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = \max (30,78 ; 25,32) = 30,78 \text{ KN.m}$$

A ELS :

Travée (AB)

$$M_{t1} + \frac{3,44+12,86}{2} \geq \max [(1+0,3 \times 0,46) \times 22,95 ; 1,05 \times 22,95]$$

$$M_{t1} + 8,15 \geq 26,12$$

$$M_{t1} \geq 26,12 - 8,15$$

$$M_{t1} \geq 17,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1,2+0,3 \times 0,46)}{2} 22,95$$

$$M_{t2} \geq 15,35 \text{ KN.m}$$

$$M_t (\text{AB}) = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = \max (17,97 ; 15,35) = 17,97 \text{ KN.m}$$

Travée (BC)

$$M_{t1} + \frac{12,86+13,35}{2} \geq \max [(1+0,3 \times 0,46) \times 25,73 ; 1,05 \times 25,73]$$

$$M_{t1} + 13,11 \geq 29,28$$

$$M_{t1} \geq 29,28 - 13,11$$

$$M_{t1} \geq 16,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1+0,3 \times 0,46)}{2} \times 25,73$$

$$M_{t2} \geq 14,64 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{BC}) = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = \max (16,17 ; 14,64) = 16,17 \text{ KN.m}$$

Travée (CD)

$$M_{t1} + \frac{13,35+4,00}{2} \geq \max [(1+0,3 \times 0,46) \times 26,69 ; 1,05 \times 26,69]$$

$$M_{t1} + 8,67 \geq 30,37$$

$$M_{t1} \geq 30,37 - 8,67$$

$$M_{t1} \geq 21,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1,2+0,3 \times 0,46)}{2} \times 26,69$$

$$M_{t2} \geq 17,85 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{CD}) = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = \max (21,70 ; 17,85) = 21,70 \text{ KN.m}$$

✚ Effort tranchant :

$$V(x) = \pm \frac{ql}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{|M_G| - |M_D|}{L}$$

A ELU :**Travée (AB)**

$$\Delta T = \frac{-18,25 - (-4,88)}{5,10} = -4,53$$

$$V(x) = \frac{10,01 \times 5,10}{2} - 4,53 = 20,99 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{10,01 \times 5,10}{2} - 4,53 = -30,05 \text{ KN}$$

Travée (BC)

$$\Delta T = \frac{-18,92 - (-18,25)}{5,40} = -0,12$$

$$V(x) = \frac{10,01 \times 5,40}{2} - 0,12 = 26,9 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{10,01 \times 5,40}{2} - 0,12 = -27,14 \text{ KN}$$

Travée (CD)

$$\Delta T = \frac{-5,67 - (-18,92)}{5,50} = 2,40$$

$$V(x) = \frac{10,01 \times 5,50}{2} + 2,40 = 29,92 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{10,01 \times 5,50}{2} + 2,40 = -25,13 \text{ KN}$$

A ELS :**Travée (AB)**

$$\Delta T = \frac{-12,86 - (-3,44)}{5,10} = -1,85$$

$$V(x) = \frac{7,06 \times 5,10}{2} - 1,85 = 16,15 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{7,06 \times 5,10}{2} - 1,85 = -19,85 \text{ KN}$$

Travée (BC)

$$\Delta T = \frac{-13,35 - (-12,86)}{5,40} = -0,09$$

$$V(x) = \frac{7,06 \times 5,40}{2} - 0,09 = 18,97 \text{ KN}$$

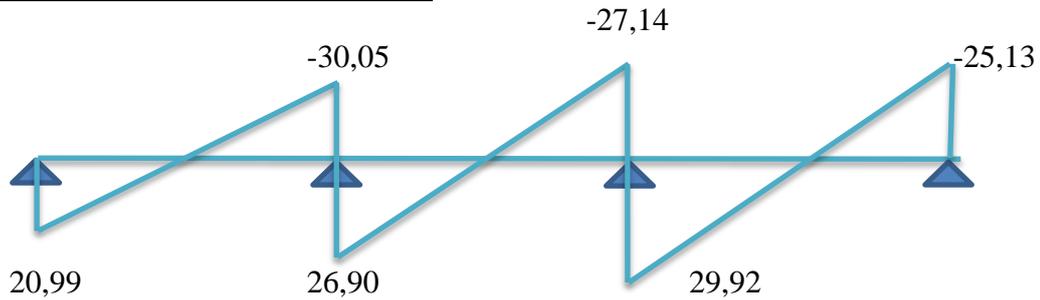
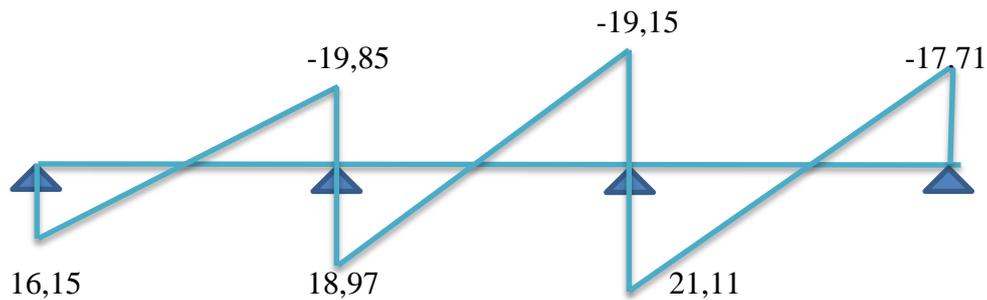
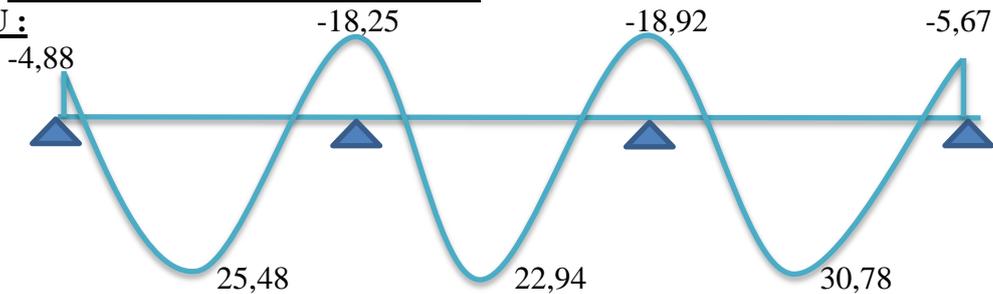
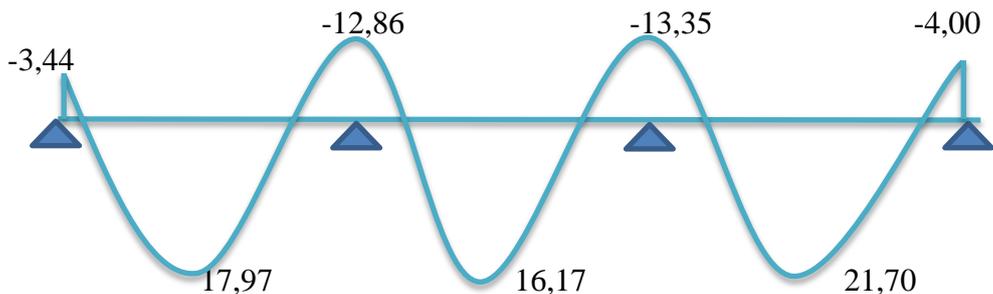
$$V(x) = -\frac{7,06 \times 5,40}{2} - 0,09 = -19,15 \text{ KN}$$

Travée (CD)

$$\Delta T = \frac{-4,00 - (-13,35)}{5,50} = 1,70$$

$$V(x) = \frac{7,06 \times 5,50}{2} + 1,70 = 21,11 \text{ KN}$$

$$V(x) = -\frac{7,06 \times 5,50}{2} + 1,70 = -17,71 \text{ KN}$$

Diagramme de l'effort tranchant :**A ELU :****A ELS :****Diagramme de moment fléchissant :****A ELU :****A ELS :****Fig.III-5** : Les diagrammes des moments et des efforts tranchants (forfaitaires).

III.2.4.2 Méthode 3 moment :

On va prendre comme des exemples de calcul : (Poutrelle type 21 de terrasse inaccessible)

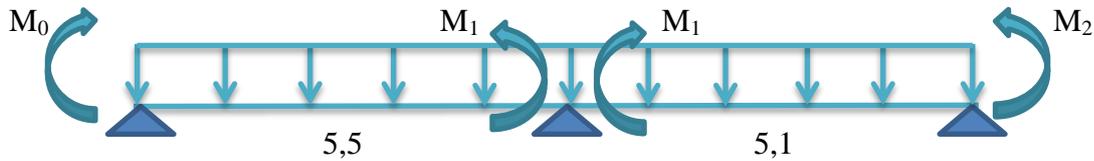


Fig.III-6 : Sollicitation de poutrelle type 21 de terrasse inaccessible

$$G = 7,03 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2 \quad P_u = 7,14 \text{ KN/ml} \quad P_s = 5,21 \text{ KN/ml}$$

$$L_{i-1} M_{i-1} + 2 (l_{i-1} + l_i) M_i + l_i M_{i+1} = -6A_i$$

$$L_0 M_0 + 2 (l_0 + l_1) M_1 + l_1 M_2 = -6A_i$$

Avec : $A_i = R_{ig} + R_{id}$ et $M_0 = M_2 = 0$

$$2(5,5 + 5,1) M_1 = -6A_i$$

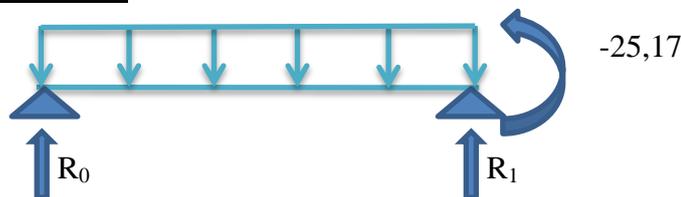
$$21,2 M_1 = -6A_i$$

$$R_{1g} = \frac{P_u L_0^3}{24} = \frac{7,14 \times 5,5^3}{24} = 49,49 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = \frac{P_u L_1^3}{24} = \frac{7,14 \times 5,1^3}{24} = 39,46 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d} = 49,49 + 39,46 = 88,95 \text{ KN}$$

$$M_1 = \frac{-6 \times 88,95}{21,2} = -25,17 \text{ KN.m}$$

A ELU :**Calcul les sollicitations :**

$$\sum M/O = R_1 \times 5,5 - \frac{7,14 \times 5,5^2}{2} + M_1 = 0$$

$$R_1 = \frac{\frac{7,14 \times 5,5^2}{2} + 25,17}{5,5} = 24,21 \text{ KN}$$

$$R_0 = \frac{\frac{7,14 \times 5,5^2}{2} - 25,17}{5,5} = 15,05 \text{ KN}$$

$$\checkmark 0 \leq x \leq 5,5$$

Effort tranchant :

$$T(x) = R_0 - P_u x = \begin{cases} (0) = 15,05 \text{ KN} \\ (5,5) = -24,22 \text{ KN} \end{cases}$$

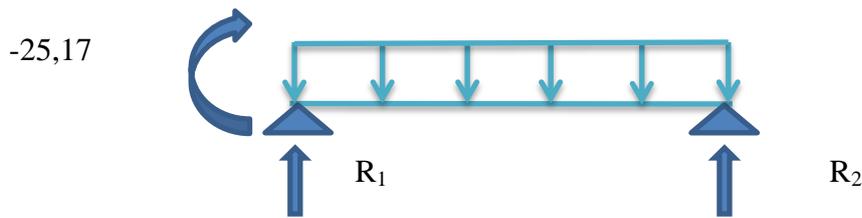
Moment fléchissant :

$$M(x) = R_0 x - P_u \frac{x^2}{2} = 15,05x - 7,14 \frac{x^2}{2} = \begin{cases} (0) = 0 \text{ KN.m} \\ (5,5) = -25,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \implies R_0 - P_u x = 0 \implies x = \frac{R_0}{P_u} = \frac{15,05}{7,14} = 2,10 \text{ m}$$

$$M(2,10) = 15,86 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark 0 \leq x \leq 5,1$$



$$\sum M/2 = R_1 \times 5,1 - \frac{7,14 \times 5,1^2}{2} + M_1 = 0$$

$$\checkmark R_1 = \frac{\frac{7,14 \times 5,1^2}{2} + 25,17}{5,1} = 23,14 \text{ KN}$$

$$\checkmark R_2 = \frac{\frac{7,14 \times 5,1^2}{2} - 25,17}{5,1} = 13,27 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

$$T(x) = R_1 - P_u x = \begin{cases} (0) = 23,14 \text{ KN} \\ (5,1) = -13,27 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = R_1 x - P_u \frac{x^2}{2} + M_1 = 23,14 - 7,14 \frac{x^2}{2} + 25,17 = \begin{cases} (0) = 25,17 \text{ KN.m} \\ (5,1) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \implies R_1 - P_u x = 0 \implies x = \frac{R_1}{P_u} = \frac{23,14}{7,14} = 3,24 \text{ m}$$

$$M(3,24) = 12,32 \text{ KN.m}$$

Diagramme de l'effort tranchant :

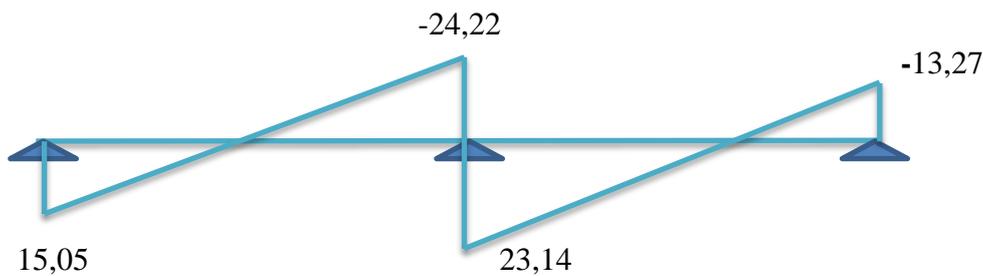


Diagramme de moment fléchissant :

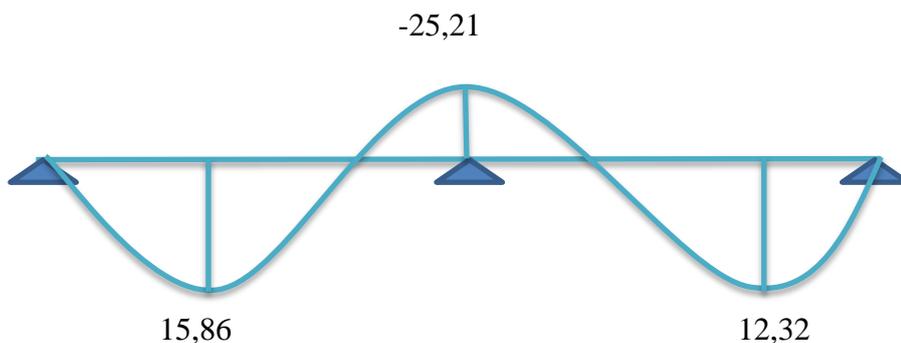


Fig.III-7 : Les diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELU (3 moment).

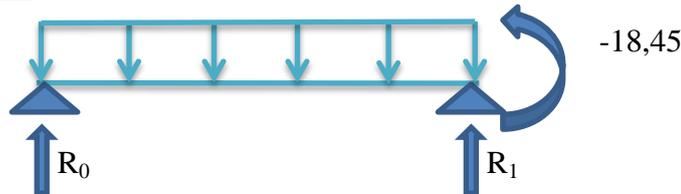
A ELS :

$$R_{1g} = \frac{P_S L_0^3}{24} = \frac{5,21 \times 5,5^3}{24} = 36,12 \text{ KN}$$

$$R_{1g} = \frac{P_S L_1^3}{24} = \frac{5,21 \times 5,1^3}{24} = 28,79 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d} = 36,12 + 28,79 = 64,91 \text{ KN}$$

$$M_1 = \frac{-6 \times 64,91}{21,2} = -18,45 \text{ KN.m}$$

Calcul les sollicitations :

$$\sum M/0 = R_1 \times 5,5 - \frac{5,21 \times 5,5^2}{2} + M_1 = 0$$

$$R_1 = \frac{5,21 + 18,45}{5,5} = 17,68 \text{ KN}$$

$$R_0 = \frac{\frac{5,21 \times 5,5^2}{2} - 18,45}{5,5} = 10,97 \text{ KN}$$

$$\checkmark 0 \leq x \leq 5,5$$

Effort tranchant :

$$T(x) = R_0 - P_S x = \begin{cases} (0) = 10,97 \text{ KN} \\ (5,5) = -17,68 \text{ KN} \end{cases}$$

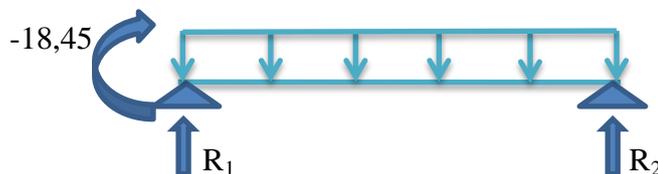
Moment fléchissant :

$$M(x) = R_0 x - P_S \frac{x^2}{2} = 10,97 - 5,21 \frac{x^2}{2} = \begin{cases} (0) = 0 \text{ KN.m} \\ (5,5) = -18,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \implies R_0 - P_U x = 0 \implies x = \frac{R_0}{P_U} = \frac{10,97}{5,21} = 2,10 \text{ m}$$

$$M(2,10) = 11,54 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark 0 \leq x \leq 5,1$$



$$\sum M/2 = R_1 \times 5,1 - \frac{5,21 \times 5,1^2}{2} + M_1 = 0$$

$$\checkmark R_1 = \frac{\frac{5,21 \times 5,1^2}{2} + 18,45}{5,1} = 16,90 \text{ KN}$$

$$\checkmark R_2 = \frac{\frac{5,21 \times 5,1^2}{2} - 18,45}{5,1} = 9,66 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

$$T(x) = R_1 - P_s x = \begin{cases} (0) = 16,90 \text{ KN} \\ (5,1) = -9,67 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = R_1 x - P_s \frac{x^2}{2} + M_1 = 16,90 - 5,21 \frac{x^2}{2} + 18,45 = \begin{cases} (0) = 18,45 \text{ KN.m} \\ (5,1) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \implies R_1 - P_s x = 0 \implies x = \frac{R_1}{P_s} = \frac{16,90}{5,21} = 3,24 \text{ m}$$

$$M(3,24) = 8,95 \text{ KN.m}$$

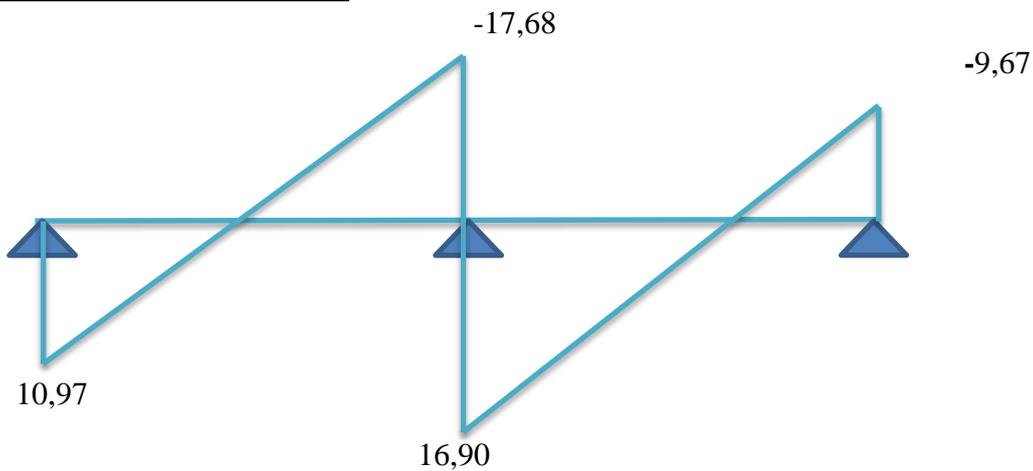
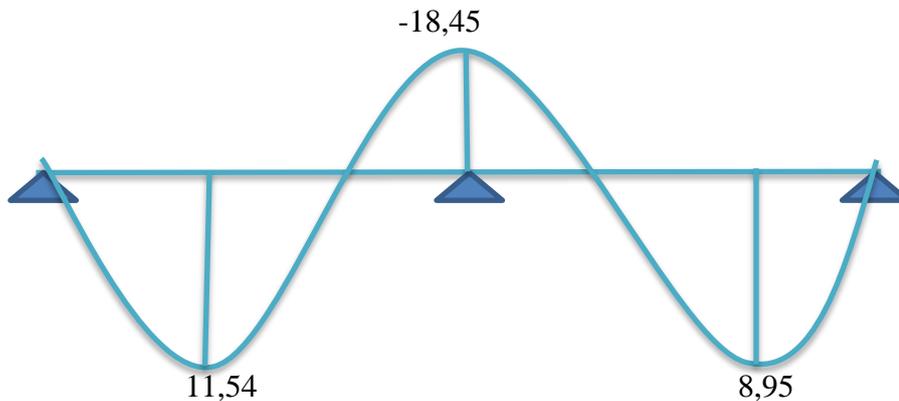
Diagramme de l'effort tranchant :**Diagramme de moment fléchissant :**

Fig.III-8 : Les diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELS (3 moment).

III.2.5 Moments fléchissant et l'efforts tranchants :

Le reste des moments fléchissant et des efforts tranchant sont retirés à partir de SAP2000 et sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau III-5: Moments fléchissant et efforts tranchants.

		M max appui		M max travée		T max	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
RDC	1	-35,68	-25,14	27,46	19,35	-35,56	-25,06
	2	-40,45	-28,50	25,47	17,95	-36,37	-25,63
	3	-18,05	-12,74	28,93	20,38	27,01	19,04
	4	-34,23	-24,12	21,31	15,02	-33,39	-23,50
	5	-36,82	-25,95	26,98	19,01	-35,76	-25,20
	6	-30,41	-21,43	23,96	15,88	-33,04	-23,28
Etage 1	7	-26,66	-19,11	20,91	14,99	-26,84	-19,24
	8	-30,60	-21,93	19,26	13,81	-27,51	-19,72
	9	-13,68	-9,80	21,88	15,69	20,43	14,65
	10	-25,89	-18,56	16,12	11,55	-25,23	-18,08
Etage 2	11	-23,51	-17,05	18,09	13,11	-23,43	-16,97
	12	-23,58	-17,08	18,10	13,11	-23,43	-16,97
	13	-24,78	-17,95	14,06	10,19	22,63	16,39
	14	-22,55	-16,33	14,04	10,17	-21,98	-15,92
	15	-21,50	-15,57	14,60	10,50	-21,84	-15,82
	16	-12,14	-8,79	19,41	14,06	17,96	13,01
	17	-20,80	-15,07	14,68	10,63	-21,65	-15,68
ACC T	18	-19,14	-13,82	13,00	9,39	-19,43	-14,04
	19	-22,06	-15,93	12,52	9,04	20,15	14,55
	20	-18,52	13,37	13,06	9,44	-19,27	-13,92
INAC T	21	-24,86	-18,16	15,87	11,59	-23,02	-16,82
	22	-13,34	-9,75	21,35	15,60	19,57	14,30

Remarque :

Les moments et les efforts tranchants trouvés par logiciel SAP2000 version14, sont les mêmes valeurs trouvés par la méthode forfaitaire et la méthode de 3 moments.

III.2.6 Calculs de ferrailage :**III.2.6.1 Armatures longitudinales :** D'après le C.B.A.93 :

Les poutrelles sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, On détermine par le moment fléchissant les sections des armatures longitudinales comme on détermine aussi les sections des armatures transversales par l'effort tranchant.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutrelle est donné par le (C.B.A.93) sous forme d'une condition de non fragilité :

$$A_{st} (\text{Travée}) \geq 0,23 \times b \times d \times ft28 / fe$$

$$A_{st} (\text{Appui}) \geq 0,23 \times b_0 \times d \times ft28 / fe$$

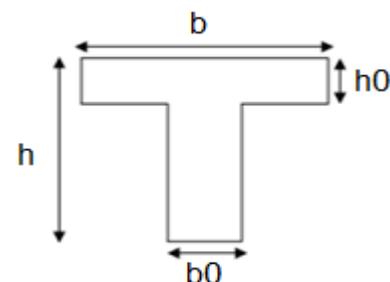


Figure III-9 : Section de poutrelle

On va prendre comme exemple de calcul la poutrelle de type (21) de la terrasse inaccessible

Sous les sollicitations suivantes :

Avec :

$$b = 0,65 \text{ m} ; b_0 = 0,12 \text{ m}$$

$$h = 0,25 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,25 = 0,225 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,50 ; \mu_R = 0,392$$

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

Tableau III-6 : Moment fléchissant à ELU.

Terrasse inaccessible		ELU
type	Position	M(KN.m)
	travée	15,87
	appui	-24,86

Ferraillage en Travée :

$$M_u = 15,87 \text{ KN.m} = 0,01587 \text{ MN.m}$$

Calcule le moment dans la table :

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_T = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,225 - 0,025)$$

$$M_T = 0,0921 \text{ MN.m} > M_u = 0,01587 \text{ MN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table, donc le calcul du ferraillage se fait avec une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15,87 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,225^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,034 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,034})$$

$$\alpha = 0,043$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,043)$$

$$Z = 0,221 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z A_{st}} = \frac{0,01587}{0,221 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 2,06 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,06 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité (en travée) :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \min} \geq 1,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{st \min}$$

Donc, on adopte $A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Ferraillage en appui :

$$M_u = 24,86 \text{ KN.m} = 0,02486 \text{ MN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{24,86 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,225^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,288 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1-2\mu_u)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1-2 \times 0,288)})$$

$$\alpha = 0,43$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,43)$$

$$Z = 0,185 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z A_{st}} = \frac{0,02486}{0,185 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 3,86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,86 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité (en appui) :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{st \text{ min}}$$

Donc, on adopte $A_{st} = 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$

III.2.6.2 Vérification à l'ELS :

D'après (C.B.A.93)

Les poutrelles sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III-7 : Moment fléchissant à ELS.

Terrasse inaccessible		ELS
type	Position	M(KN.m)
	travée	11,59
	appui	-18,16

En travée :

Avec :

$$b = 0,65 \text{ m} ; b_0 = 0,12 \text{ m}$$

$$h = 0,25 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$d = 0,225 \text{ m} ; d' = 0,025 \text{ m}$$

$$n = 15 \text{ (coefficient d'équivalence) ;}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_{sc} = 0 ; A_{st} \text{ (Travée)} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - \frac{(b - b_0)}{2} (x - h_0)^2 + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{65}{2} x^2 - \frac{(65 - 12)}{2} (x - 5)^2 - 15 \times 3,39 \times (22,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 389 \text{ cm}$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = 5,20 \text{ cm} > h_0 = 5 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{65}{3} \times 5,20^3 + 15 \times 3,39 \times (22,5 - 5,20)^2$$

$$I = 18265 \text{ cm}^4 \longrightarrow I = 1,82 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{11,59 \times 10^{-3} \times 0,052}{1,82 \times 10^{-4}} = 3,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

✚ **En appui :** $M_s = 0,01816 \text{ MN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$A_{sc} = 0 ; A_{st} (\text{Appui}) = 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{12}{2} x^2 - 15 \times 4,02 \times (22,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 190,25 \text{ cm}$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = 10,83 \text{ cm} > h_0 = 5 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{12}{3} \times 10,83^3 + 15 \times 4,02 \times (22,5 - 10,83)^2$$

$$I = 13293 \text{ cm}^4 \longrightarrow I = 1,33 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{18,16 \times 10^{-3} \times 0,1083}{1,33 \times 10^{-4}} = 14,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

Tableau III-8 : Ferrailage des poutrelles

types	travée							appui						
	α	A_{st}	choix	x	I	σ_b	$\alpha_{t,ra}$	α	A_{st}	choix	x	I	σ_b	α_{app}
1	0,076	3,62	4,21 2T14+1T12	5,71	21836	5,06	0,4 6		0,28	2,26 2T12	11,26	20213	14,01	
									6,16	6,28 2T20				
2	0,07	3,35	3,39 3T12	5,20	18265	5,11	0,4 59		0,97	2,26 2T12	13,09	25817	14,45	
									6,85	9,82 2T25				
3	0,080	3,82	4,21 2T14+1T12	5,71	21836	5,33	0,4 6	0,298	2,62	3,08 2T14	9,86	11216	11,20	0,458
4	0,059	2,79	3,39 3T12	5,20	18265	4,27	0,4 6		0,08	2,26 2T12	11,26	20213	13,44	
									5,95	6,28 2T20				
5	0,075	3,55	4,21 2T14+1T12	5,71	21836	4,97	0,4 6		0,45	2,26 2T12	11,66	21382	14,15	
									6,33	6,92 1T25+1T16				
6	0,066	3,14	3,39 3T12	5,20	18265	4,52	0,5 04			1,13 1T12	11,08	16763	14,17	
									5,04	5,15 1T20+1T16				
7	0,057	2,73	3,39 3T12	5,20	18265	4,27	0,4 47		4,21	5,15 1T20+1T16	11,76	15416	14,58	
8	0,053	2,51	3,39 3T12	5,20	18265	3,93	0,4 47			1,13 1T12	11,08	16763	14,50	
									5,09	5,15 1T20+1T16				
9	0,060	2,86	3,08 2T14	4,99	18857	4,64	0,4 47	0,218	1,91	2,26 2T12	8,80	9089	9,49	0,448
10	0,044	2,10	2,26 2T12	4,35	12951	3,88	0,4 48		4,06	5,15 1T20+1T16	11,76	15416	14,16	
11	0,049	2,36	3,39 3T12	5,20	18265	3,73	0,4 40	0,408	3,59	4,02 2T16	10,83	13293	13,89	0,439
12	0,049	2,36	3,39 3T12	5,20	18265	3,73	0,4 40	0,41	3,60	4,02 2T16	10,83	13293	13,91	0,440
13	0,038	1,82	2,26 2T12	4,35	12951	3,42	0,4 40	0,436	3,84	4,02 2T16	10,83	13293	14,62	0,440
14	0,038	1,82	2,26 2T12	4,35	12951	3,42	0,4 40	0,388	3,41	3,55 1T16+1T14	10,37	12296	13,78	0,440
15	0,038	1,90	2,26 2T12	4,35	12951	3,53	0,4 45	0,366	3,22	3,55 1T16+1T14	10,37	12296	13,14	0,440
16	0,053	2,53	3,08 2T14	9,86	11216	4,16	0,4 40	0,191	1,68	2,26 2T12	8,80	9089	8,51	0,441
17	0,040	1,91	2,26 2T12	4,35	12951	3,57	0,4 40	0,352	3,09	3,55 1T16+1T14	10,37	12296	12,71	0,440
18	0,035	1,68	2,26 2T12	4,35	12951	3,15	0,4 42	0,319	2,80	3,08 2T14	9,86	11216	11,82	0,442
19	0,034	1,62	2,26 2T12	4,35	12951	3,04	0,4 42	0,377	3,32	3,55 1T16+1T14	10,37	12296	13,44	0,442
20	0,036	1,69	2,26 2T12	4,35	12951	3,17	0,4 42	0,307	2,70	3,08 2T14	9,86	11216	11,76	0,443
21	0,043	2,06	2,26 2T12	4,35	12951	3,89	0,4 35	0,438	3,85	4,02 2T16	10,83	13293	14,79	0,442
22	0,059	2,79	3,39 3T12	5,20	18265	4,44	0,4 34	0,212	1,86	2,26 2T12	8,80	9089	9,44	0,434

Tableau III-9 : Ferrailage longitudinale.

	types	Travée		appui		remarque	
		A _{st}	Choix	A _{st}	choix		
RDC	1	3,62	4,21 2T14+1T12	0,28	2,26 2T12	Ferrailage important, surtout en appui Car les surcharges et les portées sont très grandes on change la conception en dalle pleine	
				6,16	6,28 2T20		
	2	3,35	3,39 3T12	0,97	2,26 2T12		
				6,85	9,82 2T25		
	3	3,82	4,21 2T14+1T12	2,62	3,08 2T14		
	4	2,79	3,39 3T12	0,08	2,26 2T12		
5,95				6,28 2T20			
5	3,55	4,21 2T14+1T12	0,45	2,26 2T12			
			6,33	6,92 1T25+1T16			
6	3,14	3,39 3T12		1,13 1T12			
			5,04	5,15 1T20+1T16			
Etage 1	7	2,73	3,39 3T12	4,21	5,15 1T20+1T16	Ferrailage important, surtout en appui Car les surcharges et les portées sont très importantes on change la conception en dalle pleine	
	8	2,51	3,39 3T12		1,13 1T12		
				5,09	5,15 1T20+1T16		
	9	2,86	3,08 2T14	1,91	2,26 2T12		
10	2,10	2,26 2T12	4,06	5,15 1T20+1T16			
Etage 2	11	2,36	3,39 3T12	3,59	4,02 2T16	Ferrailage acceptable	
	12	2,36	3,39 3T12	3,60	4,02 2T16		
	13	1,82	2,26 2T12	3,84	4,02 2T16		
	14	1,82	2,26 2T12	3,41	3,55		1T16+1T14
					3,22		3,55 1T16+1T14
	16	1,16	2,26 2T12	0,71	2,26 2T12		
	17	1,91	2,26 2T12	3,09	3,55 1T16+1T14		
T ACC	18	1,68	2,26 2T12	2,80	3,08 2T14	Ferrailage acceptable	
	19	1,62	2,26 2T12	3,32	3,55 1T16+1T14		
	20	1,69	2,26 2T12	2,70	3,08 2T14		
T INAC	21	2,06	2,26 2T12	3,85	4,02 2T16	Ferrailage acceptable	
	22	2,79	3,39 3T12	1,86	2,26 2T12		

III.2.6.3 Armatures transversales :**a) Vérification au cisaillement :**

Le règlement (C.B.A.93) admet par simplification le principe de la tangente conventionnelle ultime et considère que seule l'âme résiste à l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

Avec τ_u : La contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \quad (b_0 = 0,12 \text{ m}) ; (d = 0,225 \text{ m}) ; (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \text{Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Tableau III-10 : Vérification la contrainte de cisaillement.

types	T_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	types	T_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$
1	0,03556	1,317	3,33	12	0,02343	0,867	3,33
2	0,03637	1,347	3,33	13	0,02263	0,974	3,33
3	0,02701	1,000	3,33	14	0,02198	0,814	3,33
4	0,03339	1,236	3,33	15	0,02184	0,808	3,33
5	0,03576	1,324	3,33	16	0,01796	0,665	3,33
6	0,03304	1,223	3,33	17	0,02165	0,801	3,33
7	0,02684	0,994	3,33	18	0,01943	0,719	3,33
8	0,02751	1,018	3,33	19	0,02015	0,746	3,33
9	0,02043	0,756	3,33	20	0,01927	0,713	3,33
10	0,02523	0,934	3,33	21	0,02302	0,852	3,33
11	0,02343	0,867	3,33	22	0,01957	0,724	3,33

Conclusion : La contrainte tangentielle satisfait la condition: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

b) Choix des armatures transversales :

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les poutrelles donnée par :

$$\phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi 1 \text{ min} \right)$$

$$\phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{250}{35} ; \frac{120}{10} ; 12 \right)$$

$$\phi_T \leq \text{Min} (7,17 ; 12 ; 12)$$

On prend : ($\phi_T = 6 \text{ mm}$) \rightarrow Même choix pour tous les types des poutrelles.

$A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2 \rightarrow$ (Un cadre pour toutes les poutrelles).

c) Calcul des espacements des cadres :

D'après **RPA99 V 2003**

✓ La zone Nodale :

$$St \leq \text{min} (h/4 ; 12\phi 1 ; 30)$$

$$St \leq \text{min} (25/4 ; 12 \times 1,2 ; 30)$$

$$St \leq 6,25 \text{ cm}$$

$$St_0 = 6 \text{ cm.}$$

Zone nodale $\rightarrow L = 2 \times h = 2 \times 25 = 50 \text{ cm}$

✓ La Zone courante :

$$St \leq h/2 = 25 / 2$$

$$St = 12 \text{ cm}$$

d) Vérification des contraintes dans le béton :

D'après C.B.A.93 :

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, au niveau des travées, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2 Tu}{b_0 a} \leq \frac{0,8 \times F_{cj}}{\gamma b}$$

Avec :

Tu : Effort tranchant à ELU

b₀ : L'épaisseur de la nervure de la poutre.

a : Bras de levier de la poutre évalué à 0,9d

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,50$$

On va vérifier la condition sous l'effort tranchant maximal Tu (max) = 0,03556MN

$$\frac{2 \times 0,03556}{0,12 \times 0,9 \times 0,225} \leq \frac{0,8 \times 25}{1,5} \rightarrow 2,926 < 13,33 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : La section du béton résiste à l'effort tranchant maximal

e) Vérification des poutrelles au niveau des appuis :

D'après (C.B.A.93) :

✓ Appui intermédiaire :

Si $|Mu| > 0,9 \times d \times Tu \rightarrow$ Il y a aucun risque de glissement, si non, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$Vu + \frac{Mu}{0,9d}$$

Avec :

Mu : Moment fléchissant en appui intermédiaire vis-à-vis l'état ultime.

Vu : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

0,9 × d : Bras de levier.

Tableau III-11 : Vérification des poutrelles aux niveaux des appuis intermédiaires.

types	Mu (MN.m)	0,9.d.Tu (MN.m)	types	Mu (MN.m)	0,9.d.Tu (MN.m)
1	0,03568	0,0072	12	0,02358	0,0047
2	0,04045	0,0073	13	0,02478	0,0045
3	0,01868	0,0054	14	0,02255	0,0044
4	0,03423	0,0067	15	0,02150	0,0044
5	0,03682	0,0054	16	0,01214	0,0036
6	0,03041	0,0066	17	0,02080	0,0043
7	0,02666	0,0054	18	0,01914	0,0039
8	0,03060	0,0055	19	0,02206	0,0040
9	0,01368	0,0041	20	0,01852	0,0039
10	0,02589	0,0051	21	0,02486	0,0046
11	0,02351	0,0047	22	0,01334	0,0039

Conclusion : Il y a aucun risque de glissement en appui intermédiaire.

✓ **Appui de rive :**

Si $A_s(Tu) = \frac{Tu \times \gamma_s}{f_e} < A_{st}$ (appui de rive) \rightarrow La section des armatures (A_{st} (appui de rive)) est suffisante.

Avec :

A_{st} (appui de rive) : Armatures choisis dans les appuis de rives.

$A_s(Vu)$: Armatures nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant (Vu).

($F_e = 400$ MPa) ; ($\gamma_s = 1,15$).

Tableau III-12 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.

types	As(Tu) (cm ²)	Ast (a. rive) (cm ²)	types	As(Tu) (cm ²)	Ast (a. rive) (cm ²)
1	1,0223	6,28	12	0,6736	4,02
2	1,0456	9,82	13	0,6506	4,02
3	0,7765	2,26	14	0,6319	3,55
4	0,9599	6,28	15	0,6279	3,55
5	1,0276	6,92	16	0,5163	2,26
6	0,9499	5,15	17	0,6224	3,55
7	0,7716	5,15	18	0,5586	3,08
8	0,7909	5,15	19	0,5793	3,55
9	0,5873	2,26	20	0,5540	3,08
10	0,7253	5,15	21	0,6618	4,02
11	0,6736	4,02	22	0,5626	2,26

Conclusion : La quantité des armatures choisis et placée au niveau des appuis de rive est suffisante.

f) **Vérification de la flèche :**

D'après (C.B.A.93) :

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{590} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,0423 < 0,0625 \rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, La vérification de la flèche devient nécessaire.

L'ANNEXE-D du C.B.A.93 simplifie le calcul de la flèche comme suite :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f_i \leq f$ admissible

Avec : f admissible = $\frac{L}{1000} + 0,5$ Si la portée (L) est ou plus égale à 5 m.

$$f_i : \text{Flèche sous chargement instantané} \rightarrow f_i = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_f)}$$

$$f_v : \text{Flèche sous chargement de longue durée} \rightarrow f_v = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fv})}$$

$$\text{Avec : } Ifi = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda i \times \mu)} \quad \text{et} \quad Ifv = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda v \times \mu)}$$

$$\lambda i = \frac{(0,05 \times ft28)}{\varphi \times (2 + (3 \times b_0 b))} \quad \text{et} \quad \lambda v = \frac{(0,02 \times ft28)}{\varphi \times (2 + (3 \times b_0 b))}$$

La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre se trouve dans la table de compression. Donc on calcule la flèche avec une section rectangulaire (b × h).

$$I_0 = \frac{b \times (h)^3}{12} + n A_{st} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d}$$

$$\mu = 1 - \frac{(1,75 \times ft28)}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + ft28}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $n = 15$

$E_i 28 = 32164,2 \text{ MPa}$ et $E_v 28 = 10818,9 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$

Tableau III-13 : Les valeurs des flèches des poutrelles

Types	$f_i (cm)$	$f_v (cm)$	$\bar{f}(cm)$	Types	$f_i (cm)$	$f_v (cm)$	$\bar{f}(cm)$
1	0,669	1,18	1,09	12	0,527	0,882	1,09
2	0,722	1,20	1,09	13	0,527	0,830	1,09
3	0,429	0,71	1,04	14	0,441	0,693	1,04
4	0,506	0,846	1,04	15	0,543	0,855	1,09
5	0,657	1,16	1,09	16	0,381	0,599	1,04
6	0,555	0,895	1,05	17	0,461	0,725	1,04
7	0,603	1,00	1,09	18	0,486	0,764	1,09
8	0,555	1,12	1,09	19	0,468	0,736	1,09
9	0,425	0,668	1,04	20	0,409	0,644	1,04
10	0,501	0,788	1,04	21	0,521	0,820	1,05
11	0,527	0,882	1,09	22	0,545	0,912	1,05

Conclusion : Les valeurs des flèches ne dépassent pas les flèches admissibles qui sont exigées par le C.B.A.93.

III.2.6.4 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement C.B.A.93 :

a) Armatures perpendiculaires aux nervures : (A1)

$$A1 \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec : L : distance entre -axe- des poutrelles (L=65 cm)

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rightarrow A1 \geq \frac{4 \times 0,65}{400}$$

$$\rightarrow A1 \geq 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Armatures parallèles aux nervures :(A2)

$$A2 = \frac{A1}{2} \rightarrow A2 = \frac{65}{2} \rightarrow A2 = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé de $\varnothing 5$ et un espacement $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

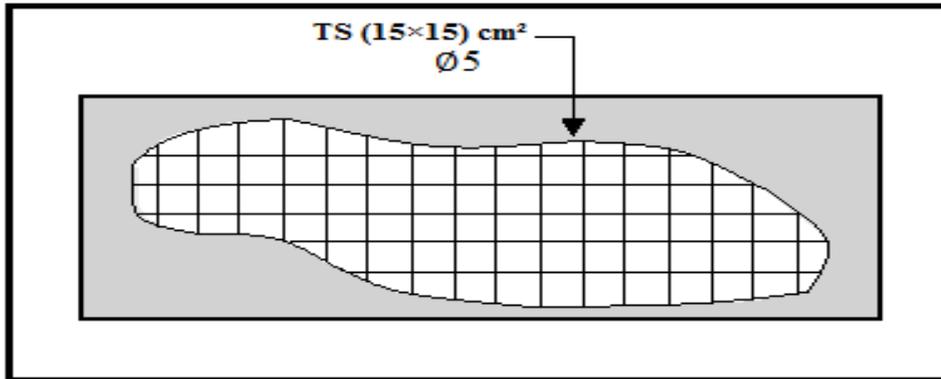


Figure III-10: Ferrailage de la dalle de compression.

III.2.6.5 L'ancrage des armatures :

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \zeta_s}$$

$$\zeta_s = 0,6 \times T_s^2 \times F_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

L_s : Longueur de scellement

T_s : Coefficient de scellement égale à 1,5 pour les armatures (HA)

On adopte un crochet à $135^\circ \rightarrow \alpha = 2,57$ et $B = 3,92$

$$r = 5,5 \varnothing$$

$$L_1 = 6 \varnothing$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - B r$$

$$\text{Donc } L = L_2 + r + \frac{\varnothing}{2}$$

Tableau III-14 : L'ancrage des armatures des poutrelles

\varnothing	ζ_s	$L_s \text{ (cm)}$	$L_1 \text{ (cm)}$	$r \text{ (cm)}$	$L_2 \text{ (cm)}$	$L \text{ (cm)}$
12	2,84	42,26	7,2	6,6	-2,1 $\rightarrow 0$	10
14	2,84	49,30	8,4	7,7	-2,47 $\rightarrow 0$	10
16	2,84	56,34	9,6	8,8	-2,82 $\rightarrow 0$	10

III.2.6.6 Calculer le recouvrement :

D'après RPA99.2003

$$L_r = 40 \varnothing$$

$$L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

\rightarrow On prend $L_r = 50 \text{ cm}$

III.3 Plancher dalle pleine :

III.3.1 Introduction :

Une dalle pleine est un élément horizontal en béton armé constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

Le calcul d'une dalle pleine dépend essentiellement du rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

l_x : La plus petite dimension du panneau.

l_y : La plus grande dimension du panneau.

e : épaisseur de la dalle.

- Si $\alpha < 0,4$: La dalle travail suivant un seul sens
- Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$: La dalle travail suivant les deux sens.

Dans notre cas on a : $l_x = 5,10\text{m}$; $l_y = 6,31\text{ m}$

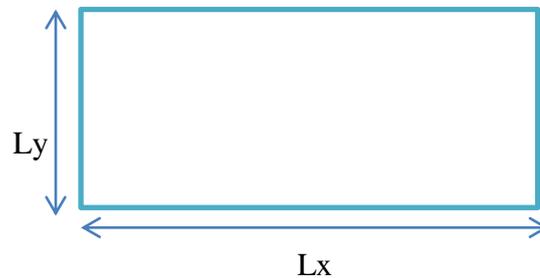


Figure III-11: Section en dalle pleine

$$\alpha = \frac{5,90}{6,31} = 0,93 \Rightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1 : \text{ dalle portante dans deux sens}$$

$$\text{Donc : } e \geq \frac{590}{40} = 14,75 \text{ cm}$$

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

III.3.2 Calcul du Planchers sous-sol :

III.3.2.1 Chargement :

Charge permanente $G = 6,96 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

III.3.2.2 Combinaison :

ELU : $P_u = 1,35 \times 6,96 + 1,5 \times 2,5 = 13,15 \text{ KN/ml}$

ELS : $P_s = 9,46 \text{ KN/ml}$

III.3.2.3 Détermination du sens de portée de la dalle :

$$\alpha = \frac{5,90}{6,31} = 0,93 > 0,4 \text{ la dalle porte dans les deux sens}$$

III.3.2.4 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

$$M_x = \mu_x \times P \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

Coefficients μ_x et μ_y à l'ELU ($v = 0$)

$$\mu_x = 0,043 ; \mu_y = 0,8434$$

Coefficients μ_x et μ_y à l'ELS ($v = 0,2$)

$$\mu_x = 0,05 ; \mu_y = 0,8922$$

ELU : $M_x = 0,0430 \times 13,15 \times 5,90^2 = 19,68 \text{ KN.m}$

$M_y = 0,8434 \times 19,68 = 16,59 \text{ KN.m}$

ELS : $M_x = 0,05 \times 9,46 \times 5,90^2 = 16,46 \text{ KN.m}$

$M_y = 0,8922 \times 16,46 = 14,68 \text{ KN.m}$

III.3.2.5 Les moments totaux appliqués sur la dalle :

Pour Mx :

ELU :

$M_x = 19,68 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,8 M_x = 15,744 \text{ KN.m}$

$M_g = 0,3 M_x = 5,904 \text{ KN.m}$ (Appuis de rive)

$M_d = 0,5 M_x = 9,840 \text{ KN.m}$ (Les autres appuis)

✓ Condition de B.A.E.L : $M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1,25 M_x$

$15,744 + \frac{5,904 + 9,840}{2} \geq 1,25 \times 19,68$

$23,616 \geq 24,6 \quad \text{CNV}$

✓ On augment $M_t = 0,85 M_x = 16,728 \text{ KN.m}$

$16,728 + \frac{5,904 + 9,840}{2} \geq 1,25 \times 19,68$

$24,6 \geq 24,6 \quad \text{CV}$

ELS :

$M_x = 16,46 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,8 M_x = 13,168 \text{ KN.m}$

$M_g = 0,3 M_x = 4,938 \text{ KN.m}$ (Appuis de rive)

$M_d = 0,5 M_x = 8,23 \text{ KN.m}$ (Les autres appuis)

✓ Condition de B.A.E.L : $M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1,25 M_x$

$13,168 + \frac{4,938 + 8,23}{2} \geq 1,25 \times 16,46$

$19,652 \geq 20,575 \quad \text{CNV}$

✓ On augment $M_t = 0,85 M_x = 13,991 \text{ KN.m}$

$13,991 + \frac{4,938 + 8,23}{2} \geq 1,25 \times 16,46$

$20,575 \geq 20,575 \quad \text{CV}$

Pour My :

ELU :

$M_x = 16,59 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,8 M_x = 13,272 \text{ KN.m}$

$M_g = 0,3 M_x = 4,977 \text{ KN.m}$ (Appuis de rive)

$M_d = 0,5 M_x = 8,295 \text{ KN.m}$ (Les autres appuis)

✓ Condition de B.A.E.L : $M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1,25 M_x$

$13,272 + \frac{4,977 + 8,295}{2} \geq 1,25 \times 16,59$

$19,908 \geq 20,7375 \quad \text{CNV}$

$$\checkmark \text{ On augment } M_t = 0.85M_x = 14,1015 \text{ KN.m}$$

$$14,1015 + \frac{4,977+8,295}{2} \geq 1,25 \times 16,59$$

$$20,7375 \geq 20,7375 \quad \text{CV}$$

ELS :

$$M_x = 14,68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_x = 11,744 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_x = 4,404 \text{ KN.m} \quad (\text{Appuis de rive})$$

$$M_d = 0.5 M_x = 7,340 \text{ KN.m} \quad (\text{Les autres appuis})$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L : } M_t + \frac{M_d+M_g}{2} \geq 1,25 M_x$$

$$11,744 + \frac{4,404+7,340}{2} \geq 1,25 \times 14,68$$

$$17,616 \geq 18,35 \quad \text{CNV}$$

$$\checkmark \text{ On augment } M_t = 0.85M_x = 12,478 \text{ KN.m}$$

$$12,478 + \frac{4,404+7,340}{2} \geq 1,25 \times 14,68$$

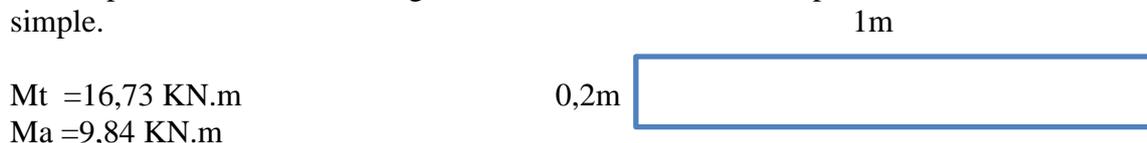
$$18,35 \geq 18,35 \quad \text{CV}$$

Tableau III-15 : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle sous-sol.

	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_a MAX(KN.m)	M_t MAX(KN.m)
ELU	19,68	16,59	9,84	16,73
ELS	16,46	14,68	8,23	13,99

III.3.2.6 Calcul du ferrailage de la dalle :

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions pour une bande 1 m en flexion simple.



$$M_t = 16,73 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 9,84 \text{ KN.m}$$

Figure III-12: Une bande de 1m pour le calcul de ferrailage**ELU :****Travée :**

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,73 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,2)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0364 < \mu_R = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0364})$$

$$\alpha = 0,046$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,046)$$

$$Z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z A_{st}} = \frac{16,73 \times 10^{-3}}{0,176 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 2,72 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc, on adopte } A_{st} = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

✚ **Appui :**

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,84 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,2)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0214 < \mu_R = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0214)})$$

$$\alpha = 0,027$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,027)$$

$$Z = 0,179 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z A_{st}} = \frac{9,84 \times 10^{-3}}{0,179 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 1,59 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,59 \text{ cm}^2$$

Donc, on adopte $A_{st} = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$

✚ **Condition de non-fragilité:**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{st \text{ min}}$$

III.3.2.7 Armature de répartition :

✚ **En travée :** $A_r = A_{st} / 4 = 4,71 / 4 = 1,17 \text{ cm}^2$

En prend : 5T10=3.93 cm²

✚ **En appui :** $A_r = A_{st} / 4 = 3,93 / 4 = 0,98 \text{ cm}^2$

En prend : 5T10=3.93 cm²

III.3.2.6.8 Espacement :

$St < \text{mini} (3h ; 33 \text{ cm})$ Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)

✚ **En travée :**

$$St = 100 / 5 = 20 \text{ cm} < \text{min} (60 ; 33 \text{ cm}) \text{ CV}$$

✚ **En appui :**

$$St = 100 / 4 = 25 \text{ cm} < \text{min} (60 ; 33 \text{ cm}) \text{ CV}$$

III.3.2.6.9 Vérification à l'ELS :

1)- $\alpha < \frac{\lambda - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\lambda = \frac{Mu}{Ms}$

✚ **Travée :** $\lambda = \frac{Mu}{Ms} = \frac{16,73}{13,99} = 1,20 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,061 < \frac{1,20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 \text{ CV}$

✚ **Appui:** $\lambda = \frac{Mu}{Ms} = \frac{9,84}{8,23} = 1,20 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,035 < \frac{1,20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 \text{ CV}$

2)-

✚ **Travée :**

Position de l'axe neutre :

$$A_{st} (\text{Travée}) = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 4,71 \times (18 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 509,25 \text{ cm}$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = 4,39 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 4,39^3 + 15 \times 4,71 \times (18 - 4,39)^2$$

$$I = 15907 \text{ cm}^4 \longrightarrow I = 1,5907 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes:

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{13,99 \times 10^{-3} \times 0,0439}{1,5907 \times 10^{-4}} = 3,86 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 13,99 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0439)}{1,5907 \times 10^{-4}} = 179,60 \text{ MPa}$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = 3,86 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ CV

Acier : $\sigma_{st} = 179,60 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ CV

Appui :**Position de l'axe neutre :**

$$A_{st} (\text{Travée}) = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 3,93 \times (18 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 464,42 \text{ cm}$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = 4,05 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 4,05^3 + 15 \times 3,93 \times (18 - 4,05)^2$$

$$I = 13686 \text{ cm}^4 \longrightarrow I = 1,3686 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes:

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{8,23 \times 10^{-3} \times 0,0405}{1,3686 \times 10^{-4}} = 2,44 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 8,23 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0405)}{1,3686 \times 10^{-4}} = 125,79 \text{ MPa}$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = 2,44 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ CV

Acier : $\sigma_{st} = 125,79 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ CV

III.3.2.10 Vérification la contrainte de cisaillement :

Le règlement (C.B.A.93) admet par simplification le principe de la tangente conventionnelle ultime et considère que seule l'âme résiste à l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\overline{\tau u} > \tau u$

Avec τu : La contrainte de cisaillement.

$$\tau u = \frac{T_u}{bd} \quad (b = 1 \text{ m}) ; (d = 0,18 \text{ m}) ; (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$\overline{\tau u}$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\overline{\tau u} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau u} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \overline{\tau u} = \text{Min}(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \overline{\tau u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_{ux} = \frac{q_u l_x l_y}{2l_x + l_y} = \frac{13,15 \times 5,90 \times 6,31}{2 \times 5,90 + 6,31} = 27,03 \text{ KN}$$

$$T_{uy} = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{13,15 \times 5,90}{3} = 25,86 \text{ KN}$$

$$T_U = \max(T_{ux} ; T_{uy}) = \max(27,03 ; 25,86) = 27,03 \text{ KN}$$

$$\tau u = \frac{T_U}{bd} = \frac{27,03 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,2} = 0,15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

III.3.2.11 Vérification de flèche :

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,20}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \quad \frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \text{Travée} \frac{4,71 \times 10^{-4}}{1 \times 0,9 \times 0,2} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,0026 \leq 0,0625 \quad \text{CV}$$

$$\rightarrow \text{Appui} \frac{3,93 \times 10^{-4}}{1 \times 0,9 \times 0,2} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,0021 \leq 0,0625 \quad \text{CV}$$

$$3) \quad \frac{h}{b} \geq \frac{Mt}{10 M_x} \rightarrow \frac{0,20}{1} \geq \frac{13,99}{10 \times 16,46} \rightarrow 0,20 \geq 0,085 \quad \text{CV}$$

Conclusion : Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III-16 : Récapitulation de ferrailage de la dalle sous-sol.

	Ast (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Ast choisit (cm ² /ml)	Ar (cm ² /ml)	Ar choisit (cm ² /ml)	St (cm)
travée	2,72	2,17	6T10=4,71	1,17	5T10=3,93	20
appui	1,59	2,17	5T10=3,93	0,98	5T10=3,93	25

III.3.3 Calcul du Planchers RDC :**III.3.3.1 Chargement :**Charge permanente $G=7.36 \text{ KN/m}^2$ Charge d'exploitation $Q= 5 \text{ KN/m}^2$ ELU : $P_u = 1,35 \times 7,36 + 1,5 \times 5 = 17,44 \text{ KN/ml}$ ELS : $P_s = 12,36 \text{ KN/ml}$ **Tableau III-17** : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle RDC.

	Mx (KN.m)	My (KN.m)	M _a MAX(KN.m)	M _t MAX(KN.m)
ELU	26,09	22,004	13,045	22,17
ELS	21,51	19,19	10,75	18,28

Tableau III-18 : Synthèse du calcul des aciers pour plancher du RDC.

Moments (KN.m)		Appui	travée
	ELU	13,045	22,17
ELS	10,75	18,28	
Sections minimales (cm ² /ml)		2,17	2,17
Sections d'aciers (cm ² /ml)	Ast	2,11	3,63
	Ar	0,98	1,41
Sections adoptés (cm ² /ml)	Ast	5T10=3,93	5T12=5,65
	Ar	5T10=3,93	5T10=3,93
Espacements (cm)	Ast	25	25
	Ar	25	25
Contrainte de béton (MPa)		3,18	4,70
Contrainte de l'acier (MPa)		164,30	197,04
Contrainte de cisaillement (MPa)		0,2183	
Contrainte de cisaillement admissible(MPa)		2,5	

III.3.4 Calcul du Planchers 1^{ère} étage :**III.3.4.1 Chargement :**Charge permanente $G=7.36 \text{ KN/m}^2$ Charge d'exploitation $Q= 2,5 \text{ KN/m}^2$ ELU : $P_u = 1,35 \times 7,36 + 1,5 \times 2,5 = 13,686 \text{ KN/ml}$ ELS : $P_s = 9,86 \text{ KN/ml}$

Tableau III-19 : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle 1 ère étage.

	Mx (KN.m)	My (KN.m)	M _a MAX(KN.m)	M _t MAX(KN.m)
ELU	20,48	17,27	10,24	17,41
ELS	17,16	15,31	8,58	14,59

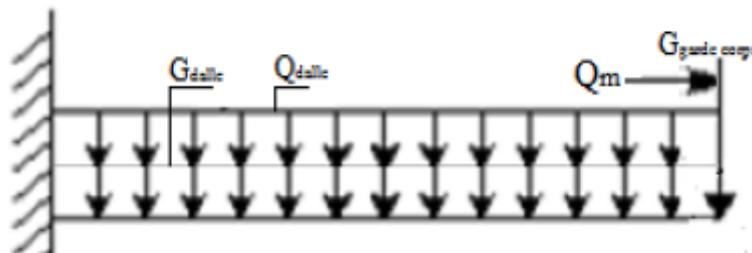
Tableau III-20 : Synthèse du calcul des aciers pour plancher de 1 ère étage.

		Appui	travée
Moments (KN.m)	ELU	10,24	17,41
	ELS	8,58	14,59
Sections minimales (cm ² /ml)		2,17	2,17
Sections d'aciers (cm ² /ml)	Ast	1,65	2,84
	Ar	0,98	1,17
Sections adoptés (cm ² /ml)	Ast	5T10=3,93	6T10=4,71
	Ar	5T10=3,93	5T10=3,93
Espacements (cm)	Ast	25	20
	Ar	25	20
Contrainte de béton (MPa)		2,54	4,02
Contrainte de l'acier (MPa)		131,14	187,31
Contrainte de cisaillement (MPa)		0,156	
Contrainte de cisaillement admissible(MPa)		2,5	

III.4 Etude du balcon :

III.4.1 Introduction :

Les balcons sont constitués de dalle pleine rectangulaire de 15 cm d'épaisseur. Ils sont calculés comme des consoles encastrées, soumise à son poids propre G, la charge d'exploitation Q et le poids propre du mur P. Le calcul se fera pour une bande de 1ml à la flexion simple.

**Figure III-13**: Coupe transversale d'un balcon.

III.4.2 Evaluation et combinaisons des charges :

✓ Chargements et sollicitations :

- Charge permanente : $G=6,27 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$
- La charge des murs : c'est une force concentrée $P=1,30\text{KN}$
- Hauteur de mur : $h = 1,10 \text{ m}$

$$P = 1,30 * 1,10 * 1 \text{ ml} = 1.43 \text{ KN}$$

✓ Les combinaisons d'action :À l'ELU :

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,35G + 1,5Q & \rightarrow & Q_u = 13,71 \text{ KN/ml} \\ P_u &= 1,35P & \rightarrow & P_u = 1,93 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

À l'ELS :

$$\begin{aligned} Q_s &= G + Q & \rightarrow & Q_s = 9,77 \text{ KN/ml} \\ P_s &= P & \rightarrow & P_s = 1,43 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

III.4.3 Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant :ELU :Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,50 \text{ m}$

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

$$M(x) = -1,93 x - 13,71 \frac{x^2}{2} = \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,50) = -18,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = P_u + q_u x$$

$$T(x) = 1,93 + 13,71 x = \begin{cases} T(0) = 1,93 \text{ KN} \\ T(1,50) = 22,50 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS :Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,50 \text{ m}$

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

$$M(x) = -1,43 x - 9,77 \frac{x^2}{2} = \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,50) = -13,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

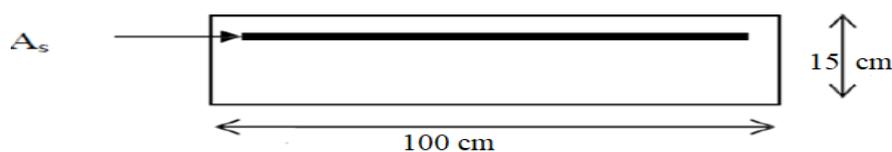
$$T(x) = 1,43 + 9,77 x = \begin{cases} T(0) = 1,43 \text{ KN} \\ T(1,50) = 16,09 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III-21: Récapitulation des moments et effort tranchant totaux appliqués sur le balcon

X	ELU		ELS	
	M (KN.m)	T(KN)	M (KN.m)	T(KN)
0	0	1,93	0	1,43
1,5	-18,32	22,50	-13,14	16,09

III.4.4 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 III-14:** Section d'une poutre console (balcon)

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 1 \text{ ml} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18,32 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,15)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0710 < \mu_R = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0710)})$$

$$\alpha = 0,092$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,092)$$

$$Z = 0,130 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z A_{st}} = \frac{18,32 \times 10^{-3}}{0,130 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 4,05 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,05 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \min} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max (A_{\min} ; A) = 4,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc, on adopte } A_{st} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

III.4.5 Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 5,65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{En prend : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

III.4.6 Espacement :

$$St < \min (3h ; 33 \text{ cm}) \text{ Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)}$$

$$St = 100 / 4 = 25 \text{ cm} < \min (60 ; 33 \text{ cm}) \quad \text{CV}$$

III.4.7 Vérification à l'ELS :

$$1)\text{-} \quad \alpha < \frac{\lambda - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec :} \quad \lambda = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\lambda = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18,32}{13,14} = 1,39 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,092 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad \text{CV}$$

2)-

Position de l'axe neutre :

$$A_{st} (\text{Travée}) = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 5,65 \times (13,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 485,8 \text{ cm}$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = 4,01 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 4,01^3 + 15 \times 5,65 \times (13,5 - 4,39)^2$$

$$I = 9782 \text{ cm}^4 \quad \longrightarrow \quad I = 0,9782 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes:

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{13,14 \times 10^{-3} \times 0,0401}{0,9782 \times 10^{-4}} = 5,39 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 13,14 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,0401)}{0,9782 \times 10^{-4}} = 191,21 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \text{fissuration préjudiciable} \quad \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 5,39 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = 191,21 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

III.4.8 Vérification la contrainte de cisaillement :

Le règlement (C.B.A.93) admet par simplification le principe de la tangente conventionnelle ultime et considère que seule l'âme résiste à l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

Avec τ_u : La contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad (b = 1 \text{ m}) ; (d = 0,135 \text{ m}) ; (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{22,50 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,15} = 0,166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

III.4.9 Vérification de flèche :

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{1} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,15 \geq 0,0625 \quad \text{CV}$$

$$2) \quad \frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \frac{5,65 \times 10^{-4}}{1 \times 0,9 \times 0,15} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 4,18 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \quad \text{CV}$$

Conclusion : Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III-22: Récapitulation de ferrailage de balcon.

ferrailage	Ast (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Ast choisit (cm ² /ml)	Ar (cm ² /ml)	Ar choisit (cm ² /ml)	St (cm)
	4,05	1,63	5T12=5,65	1,41	4T10=3,14	25

III.4.5 Zone de recouvrement :

D'après RPA99.2003, la zone de recouvrement est égale à :

$$L_r = 40 \varnothing$$

$$L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

➔ On prend $L_r = 50 \text{ cm}$

III.4.6 Calcul de contre poids :

Le contre poids est le moyen d'assurer l'équilibre pour le balcon en console, pour cela il faudra que le poids du contre poids soit égal à celui de la console. Ce contre poids peut se faire de la manière suivante :

Créer une bande pleine qui porte la même épaisseur que le plancher et non pas le balcon, dont le poids sera équivalent à celui du balcon.

$$P_{(\text{Balcon})} = e_{(\text{Balcon})} \times L_{(\text{Balcon})} \times \gamma b = 0,15 \times 1,50 \times 25 = 5,625 \text{ KN/ml}$$

$$P_{(\text{Contrepoids})} = e_{(\text{Plancher})} \times L_{(\text{Plancher})} \times \gamma b$$

$$= 0,25 \times 25 \times L_{(\text{Plancher})}$$

$$= 6,25 L_{(\text{Plancher})}$$

$$P_{(\text{Balcon})} = P_{(\text{Contrepoids})} \rightarrow 5,625 \text{ KN/ml} = 6,25 L_{(\text{Plancher})}$$

$$L_{(\text{Plancher})} = \frac{5,625}{6,25} = 0,90 \text{ m} \rightarrow \text{On adopte un contre poids de 1 m}$$

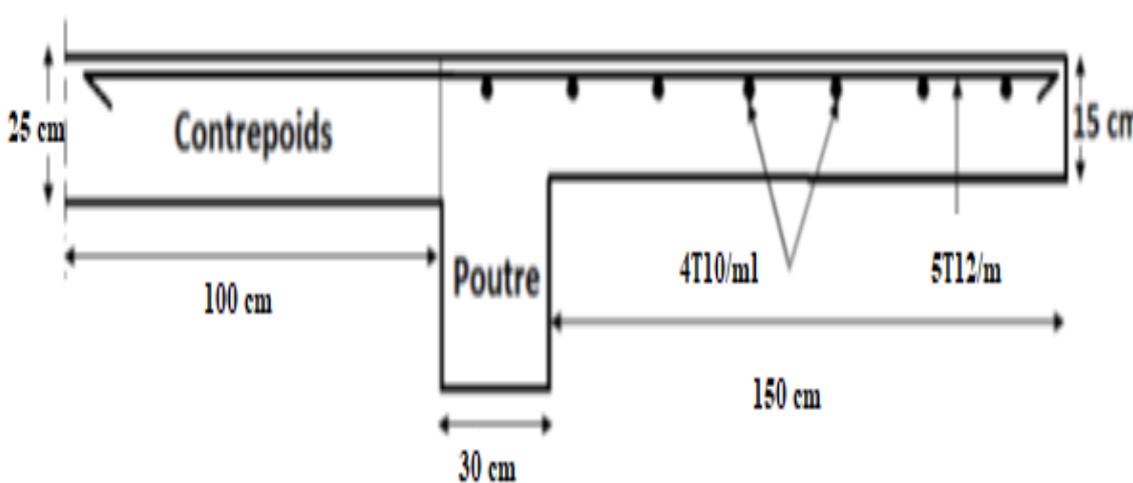
III.4.7 Schéma de ferrailage :

Figure III-15: Ferrailage du balcon.

III.5 Etude d'escalier :

Les escaliers sont calculés pour supporter toutes les charges d'exploitations et permanents.

Le calcul se fait en flexion simple.

III.5.1 Combinaison d'action :**III.5.1.1 Type 1 :**❖ **Volée 1 :**

✓ La charge permanente est égale à : $G = 9,10 \text{ KN/m}^2$

✓ La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$\underline{ELU} : q_u = (1,35 * 9,10 + 1,5 * 2,5) * 1 = 16,04 \text{ KN/ml}$$

$$\underline{ELS} : q_s = (9,10 + 2,5) * 1 = 11,6 \text{ KN/ml}$$

❖ Volée 2 :

- ✓ La charge permanente est égale à : $G = 9,11 \text{ KN/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1,35 * 9,11 + 1,5 * 2,5) * 1 = 16,05 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (9,11 + 2,5) * 1 = 11,61 \text{ KN/ml}$

❖ Palier :

- ✓ La charge permanente est égale à : $G = 4,58 \text{ KN/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1,35 * 4,58 + 1,5 * 2,5) * 1 = 9,93 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (4,58 + 2,5) * 1 = 7,08 \text{ KN/ml}$

Les schémas ci-dessous, montrent les charges supportées par le palier et la volée 1 de l'escalier type 1 :

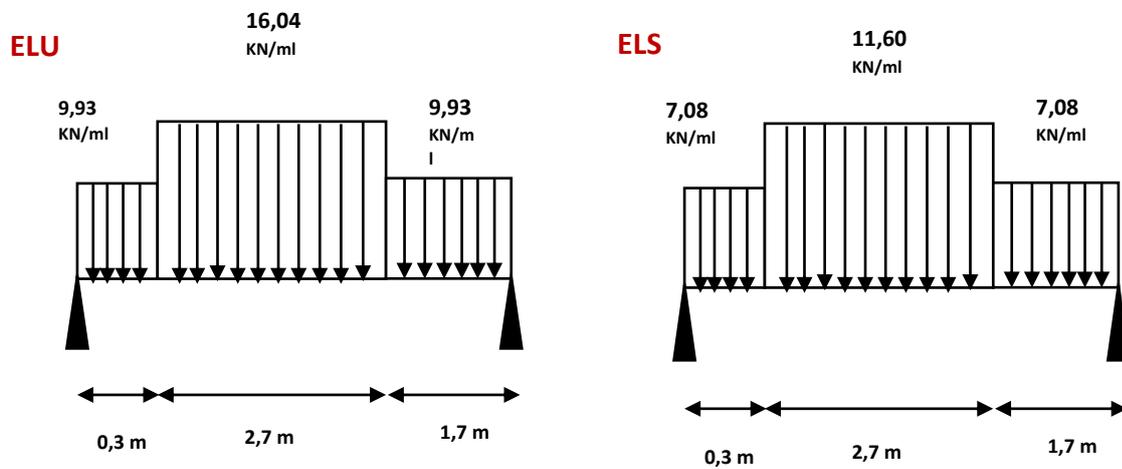


Figure III-16: Chargement supporter par le palier et la volée 1 de l'escalier type 1.

Les schémas ci-dessous, montrent les charges supportées par le palier et la volée 2 de l'escalier type 1 :

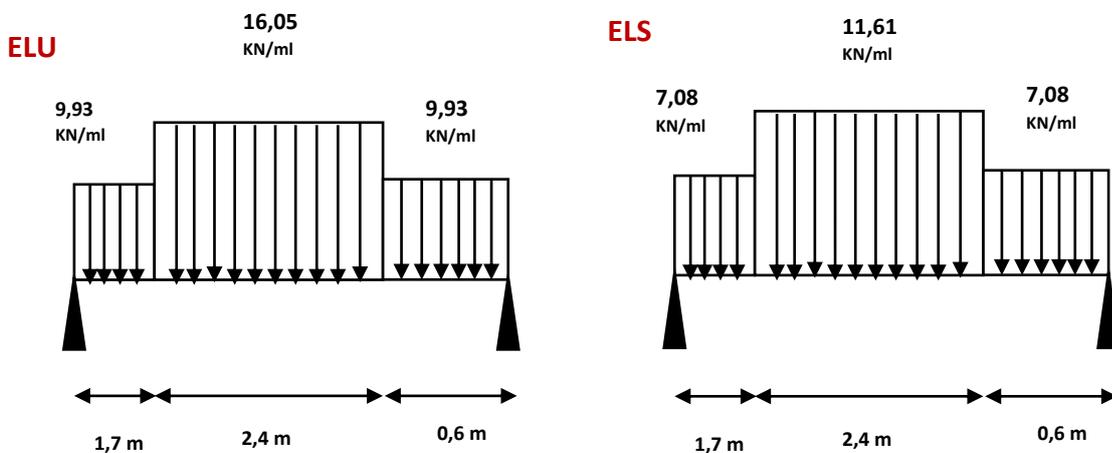


Figure III-17: Chargement supporter par le palier et la volée 2 de l'escalier type 1.

III.5.1.2 Type 2 :❖ **Volée :**

- ✓ La charge permanente est égale à : $G = 9,11 \text{ KN/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1,35 * 9,11 + 1,5 * 2,5) * 1 = 16,05 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (9,11 + 2,5) * 1 = 11,61 \text{ KN/ml}$

❖ **Palier :**

- ✓ La charge permanente est égale à : $G = 4,58 \text{ KN/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1,35 * 4,58 + 1,5 * 2,5) * 1 = 9,93 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (4,58 + 2,5) * 1 = 7,08 \text{ KN/ml}$

Les schémas ci-dessous, montrent les charges supportées par le palier et la volée de l'escalier type 2 :

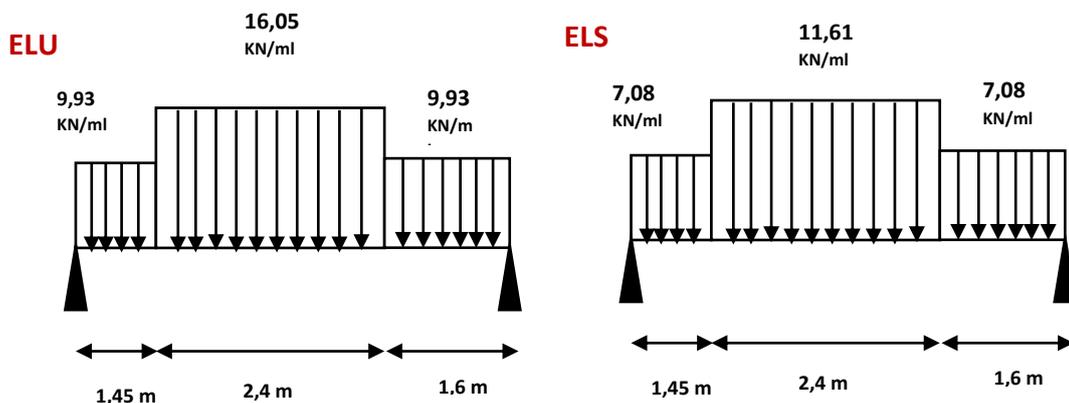


Figure III-18: Chargement supporter par le palier et la volée de l'escalier type 2.

III.5.1.3 Type 3 :❖ **Volée 1 :**

- ✓ La charge permanente est égale à : $G = 10,55 \text{ KN/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1,35 * 10,55 + 1,5 * 2,5) * 1 = 17,99 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (10,55 + 2,5) * 1 = 13,05 \text{ KN/ml}$

❖ **Volée 2 :**

- ✓ La charge permanente est égale à : $G = 10,43 \text{ KN/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1,35 * 10,43 + 1,5 * 2,5) * 1 = 17,83 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (10,43 + 2,5) * 1 = 12,93 \text{ KN/ml}$

❖ **Palier :**

- ✓ La charge permanente est égale à : $G = 4,58 \text{ KN/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1,35 * 4,58 + 1,5 * 2,5) * 1 = 9,93 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (4,58 + 2,5) * 1 = 7,08 \text{ KN/ml}$

Les schémas ci-dessous, montrent les charges supportées par le palier et la volée 1 de l'escalier type 3 :

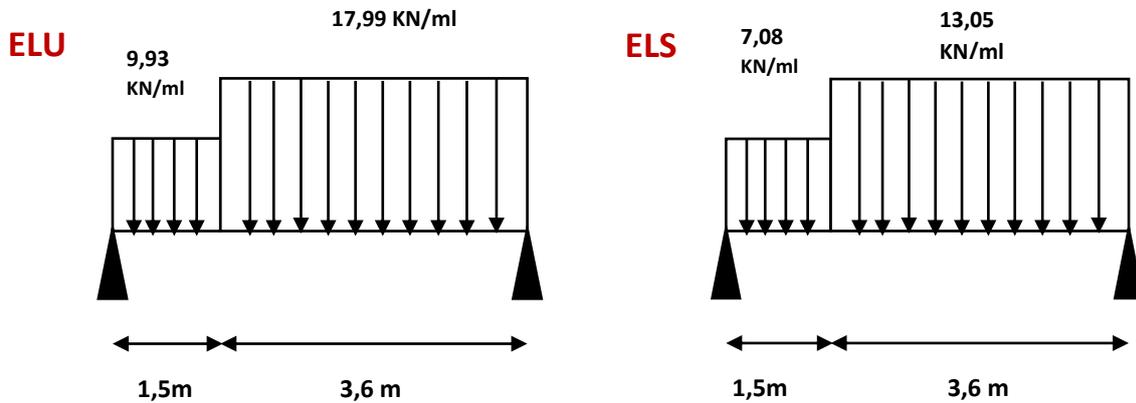


Figure III-19: Chargement supporté par le palier et la volée 1 de l'escalier type 3.

Les schémas ci-dessous, montrent les charges supportées par la volée 2 de l'escalier type 3 :

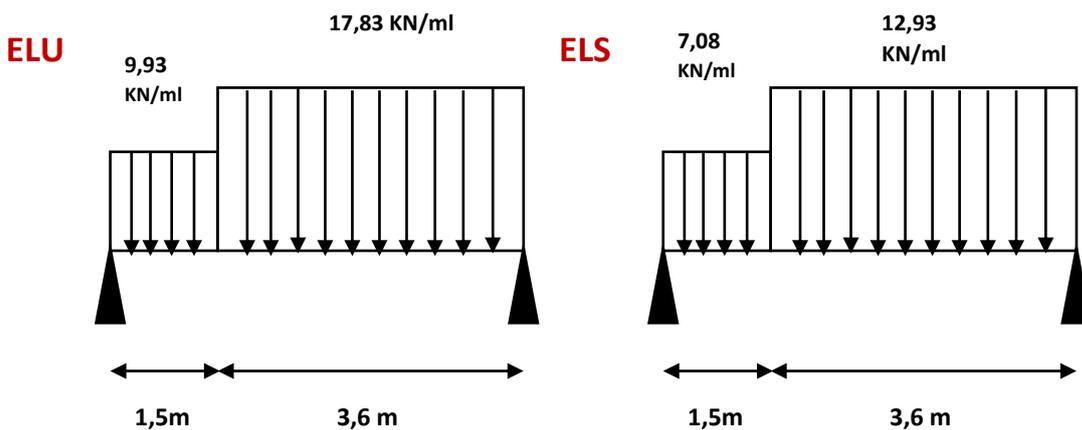


Figure III-20 : Chargement supporté par le palier et la volée 2 de l'escalier type 3.

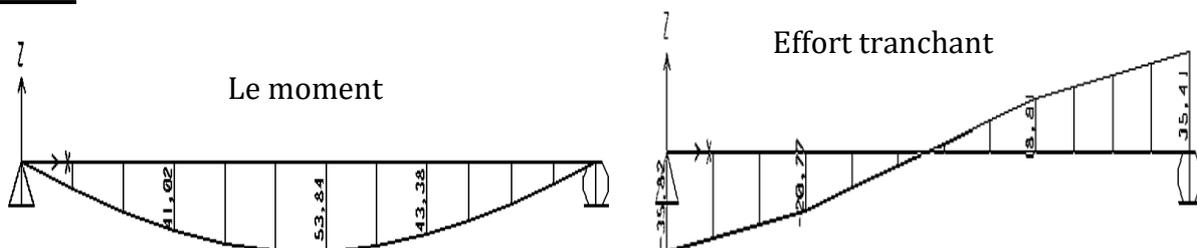
III.5.2 Calculs des escaliers :

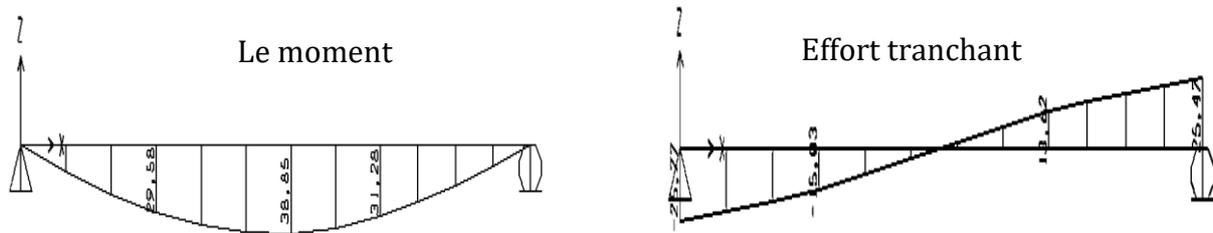
On étudiera le type 02, car c'est le type le plus dominant dans notre bâtiment. Cet escalier se trouve, entre le RDC et le 1^{er} étage, et aussi entre les différents étages courants.

III.5.2.1 Diagrammes des moments et l'effort tranchant :

Les diagrammes des sollicitations, tirés à partir de SAP2000, sont illustrés sur les figures suivantes.

ELU :



ELS :**Figure III-21:** Les diagrammes des sollicitations

Donc nous avons :

ELU :

$$M_{tu} = 0,85 * M_{tu \max} \rightarrow M_{tu} = 0,85 * 53,84 = 45,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{app u} = 0,5 * M_{tu \max} \rightarrow M_{app u} = 0,5 * 53,84 = 26,92 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{ts} = 0,85 * M_{ts \max} \rightarrow M_{ts} = 0,85 * 38,85 = 33,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{app s} = 0,5 * M_{ts \max} \rightarrow M_{app s} = 0,5 * 38,85 = 19,43 \text{ KN.m}$$

III.5.2.2 Calcul du ferrailage des escaliers :

Les efforts appliqués sur les escaliers (type 01, type 02, type 03), sont illustrées sur le tableau récapitulatif suivant :

Tableau III-23: Les efforts appliqués sur les escaliers.

	Type 1				Type 2		Type 3			
	Volée 1		Volée 2				Volée 1		Volée 2	
	ELU	ELS	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU	ELS
M_{trav} (KN.m)	34,76	25,10	34,25	24,73	45,76	33,02	46,84	33,94	46,47	33,67
M_{app} (KN.m)	20,45	14,77	20,15	14,55	26,92	19,43	27,56	19,96	27,34	19,81
T (KN)	35,08	25,33	33,44	24,12	35,82	25,77	45,23	32,80	44,86	32,52

Nous avons :

$$\begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ h_e = 0,17 \text{ m} \\ l_x = 1,5 \text{ m} \\ l_y = 5,45 \text{ m} \end{cases}$$

Pour savoir si elle est portante dans un seul ou deux sens, on calcule α par cette formule :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{5,45} = 0,27 < 0,4$$

Donc, la dalle est portante dans un seul sens.

✚ Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa} \\ M_{tu} = 45,76 \text{ KN.m} = 0,04576 \text{ MN.m} \\ h_e = 17 \text{ cm} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{1,5} \rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 * 0,17 \rightarrow d = 0,9 * 0,17 = 0,153 \text{ m}$$

• **calcul de** $\ll \mu_u \gg$:

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0,04576}{1 * (0,153)^2 * 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,138$$

$$\mu_u < 0,392 \rightarrow \text{section simple armature (S. S. A)} \rightarrow A_{sc} = 0$$

• **calcul de** $\ll A_{st} \gg$:

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,138}) \rightarrow \alpha = 0,186$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) \rightarrow z = 0,153(1 - 0,4 * 0,186) \rightarrow z = 0,142 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z * \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,04576}{0,142 * 347,82} \rightarrow A_{st} = 9,26 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 9,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Alors on a choisi $A_{st} = 9\text{T}12 = 10,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✚ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(51\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$S_t = \frac{100}{9} = 12 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ C.V}$$

✚ **Calcul du ferrailage en appuis :**

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa} \\ M_{tu} = 26,92 \text{ KN.m} = 0,02692 \text{ MN.m} \\ h_e = 17 \text{ cm} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

• **calcul de** $\ll \mu_u \gg$:

$$\mu_u = \frac{M_{app u}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0,02692}{1 * (0,153)^2 * 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,0812$$

$$\mu_u < 0,392 \rightarrow \text{section simple armature (S. S. A)} \rightarrow A_{sc} = 0$$

• **calcul de** $\ll A_{st} \gg$:

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0812}) \rightarrow \alpha = 0,106$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) \rightarrow z = 0,153(1 - 0,4 * 0,106) \rightarrow z = 0,147 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app u}}{z * \sigma_{st}} \rightarrow A_{sa} = \frac{0,02692}{0,147 * 347,82} \rightarrow A_{sa} = 5,27 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_{sa} = 5,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Alors on a choisi $A_{sa} = 7\text{T}10 = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✚ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(51\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$S_t = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} > 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st \min} > 0,23 * 100 * 15,3 * \frac{2,1}{400}$$

$$\rightarrow A_{st \min} > 1,85 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée :** $10,18 \text{ cm}^2 > 1,85 \text{ cm}^2$, **condition est vérifiée.**

✓ **En appuis :** $5,50 \text{ cm}^2 > 1,85 \text{ cm}^2$, **condition est vérifiée.**

✚ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10,18}{4} = 2,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a choisi $A_r = 6T8 = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✚ **Vérification à ELS :**

➤ **Vérification des contraintes en travée :**

$$\alpha_{trav} < \frac{\lambda-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{trav} = 0,190$$

$$\lambda = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{45,76}{33,02} \rightarrow \lambda = 1,39$$

$$\alpha_{trav} < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha_{trav} < 0,445$, **alors la condition est vérifiée.**

➤ **Vérification des contraintes en appuis :**

$$\alpha_{app} < \frac{\lambda-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{app} = 0,108$$

$$\lambda = \frac{M_{app u}}{M_{app s}} = \frac{26,92}{19,43} \rightarrow \lambda = 1,39$$

$$\alpha_{app} < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha_{app} < 0,445$, **alors la condition est vérifiée.**

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b*d} = \frac{35,82*10^{-3}}{1*0,153} \rightarrow \tau_u = 0,23$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{y_b}, 5\text{Mpa}\right) = \min\left(\frac{0,2*25}{1,5}, 5\text{Mpa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

Donc, il n'a pas un risque de cisaillement.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{17}{240} = 0,071 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{10,18}{100 \cdot 15,3} \leq \frac{4,2}{400}$$

$$6,65 \cdot 10^{-3} < 1,05 \cdot 10^{-2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$\frac{A_{sa}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,50}{100 \cdot 15,3} \leq \frac{4,2}{400}$$

$$3,59 \cdot 10^{-3} < 1,05 \cdot 10^{-2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Puisque les conditions sont vérifiées, donc on a pas besoin de vérifier la flèche.

Le ferrailage des escaliers des trois types est récapitulé dans le tableau.

Tableau III-24: Le ferrailage des (03) trois types des escaliers.

	Type 1		Type 2		Type 3	
	Volée 1 et 2				Volée 1 et 2	
ferrailage (cm ² /ml)	calculé	choisi	calculé	choisi	calculé	choisi
travée	6,94	7T12	9,26	9T12	7,52	7T12
appui	3,95	6T10	5,27	7T10	4,33	7T10
Ar (répartition)	1,98	5T8	2,55	6T8	1,98	6T8
Espacement en travée	15 cm		12 cm		15 cm	
Espacement en appui	17 cm		15 cm		15 cm	

III.5.3 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre réalisée à mi-hauteur (généralement), pour supporter la charge des escaliers, et elle est calculée en flexion simple.

Cette poutre palière sera utilisée seulement pour l'escalier de type 3. En revanche, pour l'escalier de type 1 et 2, on va les fixées directement dans le mur voile de contreventement, donc la poutre palière n'est pas nécessaire dans ce cas.

III.5.3.1 Angle d'inclinaison de la poutre palière :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{0,17 \cdot 7}{2,7}$$

$$\alpha = 23,79$$

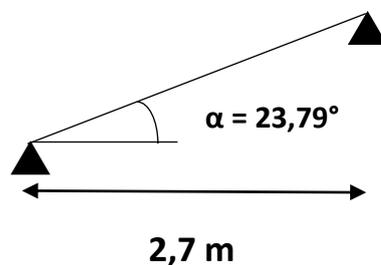


Figure III-22: Schéma statique de la poutre palière.

III.5.3.2 Charge supportée par la poutre palière :

❖ Poids propre de la poutre : $p_p = 0,3 \cdot 0,2 \cdot 25 \rightarrow p_p = 1,5 \text{ KN/ml}$

❖ Poids propre de mur : $p_m = 1,3 \cdot \left(\frac{3,57}{2} - 0,55\right) \rightarrow p_p = 1,61 \text{ KN/ml}$

- ❖ Réaction d'escalier sur la poutre : $R_u = 44,86 \text{ KN/ml}$
 $R_s = 32,52 \text{ KN/ml}$
- ❖ La charge totale ultime : $G + R_u = \frac{1,5+1,61}{\cos(23,79^\circ)} + 44,86$
 $G + R_u = 3,39 + 44,86 \text{ KN/ml}$
- ❖ La charge totale service : $G + R_s = \frac{1,5+1,61}{\cos(23,79^\circ)} + 32,52$
 $G + R_s = 3,39 + 32,52 \text{ KN/ml}$

III.5.3.3 Combinaison d'action :

❖ ELU :

$$q_u = 1,35 * G + R_u \quad (Q = 0)$$

$$q_u = 1,35 * (3,39) + 44,86$$

$$q_u = 49,44 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$q_s = G + R_s \quad (Q = 0)$$

$$q_s = 3,39 + 32,52$$

$$q_s = 35,91 \text{ KN/ml}$$

Les charges appliquées sur la poutre palière inclinée sont illustrées sur la figure suivante :

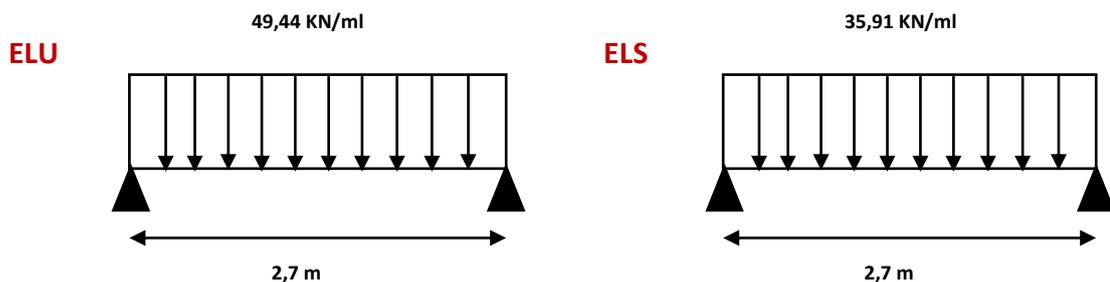


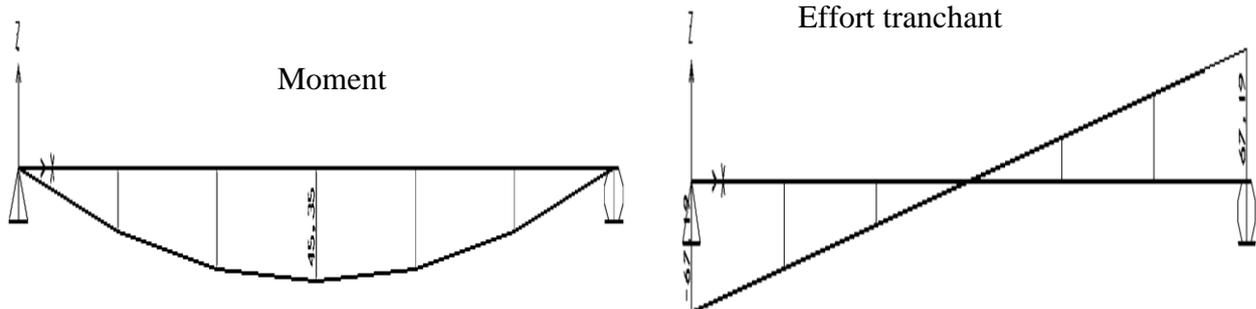
Figure III-23: Les charges appliquées sur la poutre palière inclinée.

III.5.3.4 Calcul de la poutre palière :

a) Diagrammes des moments et efforts tranchants :

D'après les résultats tirés du sap2000, les valeurs des sollicitations sont représentées sur la figure suivante :

❖ ELU



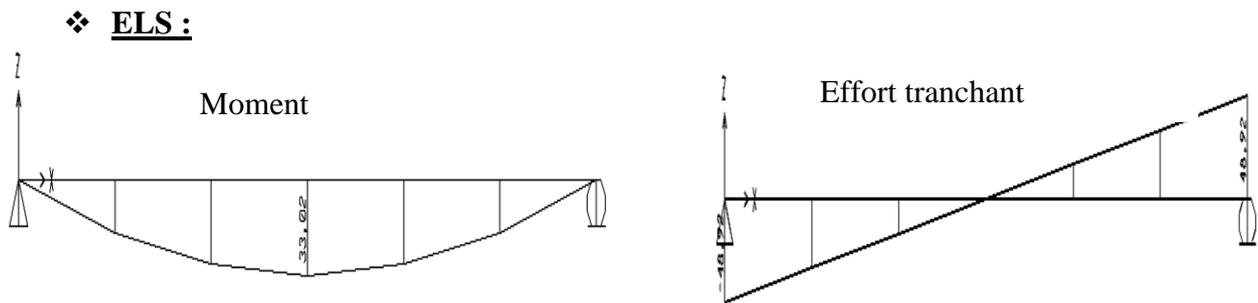


Figure III-24: Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant de poutre palière.

❖ **ELU :**

$$M_{tu} = 0,85 * M_{tu \max} \rightarrow M_{tu} = 0,85 * 45,35 = 38,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{app u} = 0,5 * M_{tu \max} \rightarrow M_{app u} = 0,5 * 45,35 = 22,68 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS :**

$$M_{ts} = 0,85 * M_{ts \max} \rightarrow M_{ts} = 0,85 * 33,02 = 28,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{app s} = 0,5 * M_{ts \max} \rightarrow M_{app s} = 0,5 * 33,02 = 16,51 \text{ KN.m}$$

b) Calcul du ferrailage longitudinal de la poutre palière :

Les valeurs des efforts appliqués sur la poutre palière, en ELU et en ELS sont représentées sur le tableau.

	travée	appui
M_u (KN. m)	38,55	22,68
M_s (KN. m)	28,07	16,51
T_{\max} (KN)	67,19	48,92

Tableau III-25: Efforts appliqués sur la poutre palière.

Le calcul sera fait en flexion simple.

ELU :

❖ **Calcul du ferrailage en travée :**

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0,20 \text{ m} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa} \\ M_{tu} = 38,55 \text{ KN. m} = 0,03855 \text{ MN. m} \\ h = 0,30 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{1,5} \rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 * 0,30 \rightarrow d = 0,9 * 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

• **calcul de μ_u :**

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0,03855}{0,2 * (0,27)^2 * 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,187$$

$$\mu_u < 0,392 \rightarrow \text{section simple armature (S. S. A)} \rightarrow A_{sc} = 0$$

• **calcul de $\ll A_{st} \gg$:**

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,187}) \rightarrow \alpha = 0,261$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) \rightarrow z = 0,27(1 - 0,4 * 0,261) \rightarrow z = 0,242 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z * \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,03855}{0,242 * 347,82} \rightarrow A_{st} = 4,58 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 4,58 \text{ cm}^2$$

Alors on a choisi $A_{st} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul du ferrailage en appuis :**

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0,20 \text{ m} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa} \\ M_{tu} = 22,68 \text{ KN.m} = 0,02268 \text{ MN.m} \\ h = 0,30 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

• **calcul de $\ll \mu_u \gg$:**

$$\mu_u = \frac{M_{app u}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0,02268}{0,2 * (0,27)^2 * 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,109$$

$$\mu_u < 0,392 \rightarrow \text{section simple armature (S.S.A)} \rightarrow A_{sc} = 0$$

• **calcul de $\ll A_{sa} \gg$:**

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,109}) \rightarrow \alpha = 0,145$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) \rightarrow z = 0,27(1 - 0,4 * 0,145) \rightarrow z = 0,254 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app u}}{z * \sigma_{st}} \rightarrow A_{sa} = \frac{0,02268}{0,254 * 347,82} \rightarrow A_{sa} = 2,57 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{sa} = 2,57 \text{ cm}^2$$

Alors on a choisi $A_{sa} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} > 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st \text{ min}} > 0,23 * 20 * 27 * \frac{2,1}{400}$$

$$\rightarrow A_{st \text{ min}} > 0,65 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée :** $4,62 \text{ cm}^2 > 0,65 \text{ cm}^2$, condition est vérifiée.

✓ **En appuis :** $3,39 \text{ cm}^2 > 0,65 \text{ cm}^2$, condition est vérifiée.

❖ **Ferrailage min du RPA :**

$$A_{\text{min}} = 0,5\% b * h$$

Où :

b et h : sont la largeur et la hauteur de la poutre.

$$A_{\text{min}} = 0,5\% * 20 * 30 = 3 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} + A_{sa} > A_{min} \rightarrow 4,62 + 3,39 > 3 \rightarrow 8,01 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2$

Puisque la condition est vérifiée, donc on va garder ces sections.

ELS :

a)- Vérification de la contrainte dans le béton :

✚ En travée :

✓ Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on doit résoudre cette équation :

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_{st}(d - x) = 0 \rightarrow \frac{20}{2}y^2 - 15 * 4,62 * (27 - y) = 0$$

$$10y^2 - 69,3 * (27 - y) = 0 \rightarrow 10y^2 - 1871,1 + 69,3y = 0$$

$$y = 10,65 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $y = 10,65 \text{ cm}$

✓ Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 \rightarrow I = \frac{20*10,65^3}{3} + 15 * 4,62 * (27 - 10,65)^2$$

$$I = 26578,45 \text{ cm}^4$$

✓ vérification :

$$M_{ts} = 28,07 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ts}}{I} y \rightarrow \sigma_b = \frac{28,07*10^{-3}}{2,657845*10^{-4}} * 10,65 * 10^{-2} \rightarrow \sigma_b = 11,25 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25 \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Puisque $\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$, la contrainte dans le béton est vérifiée.

✚ En appuis :

✓ Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on doit résoudre cette équation :

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_{sa}(d - x) = 0 \rightarrow \frac{20}{2}y^2 - 15 * 3,39 * (27 - y) = 0$$

$$10y^2 - 50,85 * (27 - y) = 0 \rightarrow 10y^2 - 1372,95 + 50,85y = 0$$

$$y = 9,45 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $y = 9,45 \text{ m}$

✓ Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_{sa}(d - y)^2 \rightarrow I = \frac{20*9,45^3}{3} + 15 * 3,39 * (27 - 9,45)^2$$

$$I = 21287,985 \text{ cm}^4$$

✓ vérification :

On a :

$$M_{apps} = 16,51 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{apps}}{I} y \rightarrow \sigma_b = \frac{16,51*10^{-3}}{2,1287985*10^{-4}} * 9,45 * 10^{-2} \rightarrow \sigma_b = 7,33 \text{ MPa}$$

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

Puisque $\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$, la contrainte dans le béton est vérifiée.

c) Détermination des armatures transversales :

Le ferrailage transversal de la poutre palière, doit être inférieur aux valeurs suivantes :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_{\min}\right) \quad , \text{ Avec :}$$

h: la hauteur de la poutre palière.

b: la largeur de la poutre palière.

\emptyset_{\min} : le diamètre minimum du ferrailage longitudinal

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{20}{10}; 1,2\right) \rightarrow \emptyset_t \leq \min(0,9; 2; 1,2)$$

On adopte un diamètre transversal égal à : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$.

d) Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99 V 2003, on a :

✓ Dans la zone nodale :

L'espacement doit être inférieur à :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 * \emptyset_{\min}; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 * 1,2; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(7,5; 14,4; 30 \text{ cm})$$

On adopte un espacement de 7 cm ($S_t = 7 \text{ cm}$).

✓ Dans la zone courante :

Dans cette zone, l'espacement est calculé comme suit :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

Avec : h étant la hauteur de la poutre

$$S' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S' \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 15 cm ($S' = 15 \text{ cm}$).

e) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b*d} = \frac{67,19*10^{-3}}{0,2*0,27} \rightarrow \tau_u = 1,24$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = \min\left(\frac{0,2*25}{1,5}, 5 \text{ Mpa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

Donc, il n'a pas un risque de cisaillement.

f) Vérification de la flèche :

On a ces conditions à vérifier :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{270} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{270} = 0,11 > \frac{M_{tu}}{10*M_{tu \max}} = \frac{38,55}{10*45,35} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ En travée :

$$\frac{A_{st}}{b*d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,62}{20*30*0,9} \leq \frac{4,2}{400}$$

$$8,6 * 10^{-3} < 1,05 * 10^{-2} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ En appuis :

$$\frac{A_{sa}}{b*d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,39}{20*30*0,9} \leq \frac{4,2}{400}$$

$$6,28 * 10^{-3} < 1,05 * 10^{-2} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

III.5.3.5 Ancrage des armatures :**a) Calcul de la contrainte d'adhérence τ_s :**

La contrainte d'adhérence est calculée comme suit :

$$\tau_s = 0,6 * \varphi_s^2 * f_{t28} \rightarrow \tau_s = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 \rightarrow \tau_s = 2,835 \text{ Mpa}$$

b) Longueur de scellement droit l_s :

La longueur l_s , doit être calculée de la manière suivante :

$$l_s = \frac{\varphi * f_e}{4 * \tau_s} \rightarrow l_s = \frac{1,2 * 400}{4 * 2,835} \rightarrow l_s = 42,33 \text{ cm.}$$

On adopte $l_s = 55 \text{ cm.}$

c) Ancrage par courbure :

On adopte un croché avec un angle égal à $135^\circ \rightarrow \alpha = 2,57$ et $\beta = 3,92$

d) Calcul du rayon de la fibre moyenne r :

Puisque les barres sont à hautes adhérence, le rayon doit être calculé comme suit :

$$r = 5,5 * \varphi \rightarrow r = 5,5 * 1,2 \rightarrow r = 6,6 \text{ cm}$$

On choisit un rayon de courbure égal à 7 cm.

e) Calcul des longueurs rectilignes L_1 et L_2 :

$$L_1 = 6 * \varphi \text{ (car l'angle égale à } 135^\circ) \rightarrow L_1 = 6 * 1,2 \rightarrow L_1 = 7,2 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_s - \alpha * L_1 - \beta * r \rightarrow L_2 = 55 - 2,57 * 7,2 - 3,92 * 7$$

$$\rightarrow L_2 = 9,06 \text{ cm}$$

f) Calcul de la longueur totale L :

$$L = L_2 + r + \frac{\varphi}{2} \rightarrow L = 9,06 + 7 + \frac{1,2}{2} \rightarrow L = 16,66 \text{ cm.}$$

On prend $L = 25 \text{ Cm}$

Le ferrailage est représenté dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau III-26: Ferrailage de poutre palière

	$A_{st} \text{ calculé (cm}^2)$	$A_{st} \text{ choisie (cm}^2)$		$\varphi_t(\text{mm})$	Min RPA (cm ²)
travée	4,58	3T14	4,62	$\varnothing 8$	3
appuis	2,57	3T12	3,39		

III.5.3.6 Schéma du ferrailage :

Le schéma du ferrailage de la poutre palière est représenté sur la figure suivante :

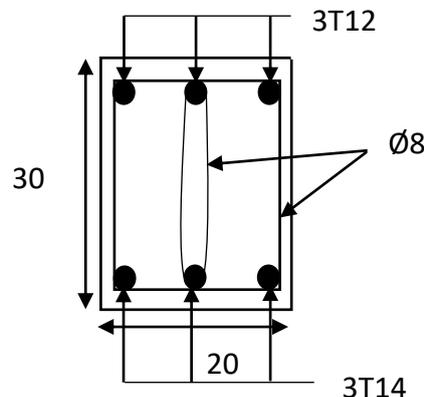


Figure III-25: Ferrailage de la poutre palière en appui et en travée.

III.6 Etude de l'acrotère :

III.6.1 Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée car elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale Q (vents, séisme), dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

III.6.2 Type 1 : l'acrotère de terrasse inaccessible :

- ✓ Charge permanente : $G = 1,9125 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 0,7344 \text{ KN/ml}$

III.6.2.1 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait par rapport l'encastrement.

Moments et efforts normaux :

$$\underline{ELU} : \begin{cases} N_u = 1,35 * G = 2,582 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 * Q * h = 0,661 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\underline{ELS} : \begin{cases} N_s = G = 1,913 \text{ KN} \\ M_s = Q * h = 0,441 \text{ KN.m} \end{cases}$$

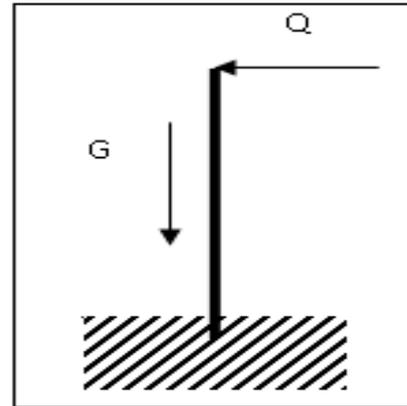


Figure III-26: Schéma statique

Tableau III-27: Sollicitations présent par l'acrotère type 1.

	N (KN)	M (KN.m)
ELU	2,582	0,661
ELS	1,913	0,441

III.6.2.2 Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,661}{2,582} \rightarrow e = 0,256 \text{ m} = 25,6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{6}$ Section partiellement comprimé car le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III.6.2.3 Détermination du Ferrailages :

ELU :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; \sigma_{st} = 347,82 \text{ Mpa}$$

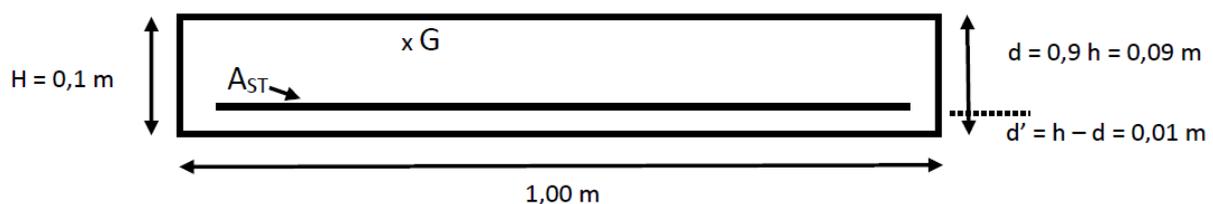


Figure III-27: La section de calcul de l'acrotère.

✚ **Moment de flexion fictif :**

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

$$M_A = 0,661 + 2,582 \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_A = 0,764 \text{ KN.m}$$

✚ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,764 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,1)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0067 < \mu_R = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0026} \right)$$

$$\alpha = 0,087$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

$$z = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,087)$$

$$z = 0,09 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \left(\frac{0,764 * 10^{-3}}{0,09} - 2,582 * 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 0,169 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(\text{choisi}) = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ **Condition non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(\text{choisi}) = 2,01 > A_{st \text{ min}} = 1,09 \quad \text{condition est vérifiée.}$$

✚ **Vérification à ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,441}{1,913} \rightarrow e = 0,231 \text{ m} = 23,1 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm} < e = 23,1 \text{ cm}$$

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

$$e_1: \text{ sera défini par l'équation du 3ème degré suivante : } e_1^3 + p * e_1 + q = 0$$

$$p = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 * n * A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -3 \left(23,1 - \frac{10}{2} \right)^2 + \frac{6 * 15 * 2,01}{100} \times \left(23,1 - \frac{10}{2} + 9 \right)$$

$$p = -933,8 \text{ cm}^2 = -0,09338 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 * n * A_{st}}{b} * \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left(23,1 - \frac{10}{2} \right)^3 - \frac{6 * 15 * 2,01}{100} * \left(23,1 - \frac{10}{2} + 9 \right)^2$$

$$q = 10530,9 \text{ cm}^3 = 0,0105 \text{ m}^3$$

✚ Méthode des interactions successives :

$$\text{On a : } e_1 = \sqrt[3]{(-pe_1 - q)}$$

On prend la valeur de $e_1 = 0,5 \text{ m}$

$e_1 = 0,5$	\rightarrow	0,331
0,331	\leftarrow	0,273
0,273	\rightarrow	0,247
0,247	\leftarrow	0,232
0,232	\rightarrow	0,223
0,223	\leftarrow	0,218
0,218	\rightarrow	0,214
0,214	\leftarrow	0,212
0,212	\rightarrow	0,210
0,210	\leftarrow	0,209
0,209	\rightarrow	0,208
0,208	\leftarrow	0,207
0,207	\rightarrow	0,207

Donc on prend $e_1 = 0,207 \text{ m} = 20,7 \text{ cm}$

$$x = \frac{10}{2} + 20,7 - 23,1 \rightarrow x = 2,6 \text{ cm}$$

✚ Calcul des contraintes :

Béton :

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

$$\text{Avec : } S = \frac{b x^2}{2} - n A_{st} (d - x)$$

$$S = \frac{100 \times 2,6^2}{2} - 15 \times 2,01 \times (9 - 2,6)$$

$$S = 145,04 \text{ cm}^3 = 1,45 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,913 \times 10^{-3} \times 0,026}{1,45 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,343 \text{ Mpa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n N_s (d-x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1,913 \times 10^{-3} (0,09 - 0,026)}{1,45 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 12,67 \text{ Mpa}$$

✚ Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

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

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} * 400 ; 110 \sqrt{1,6 * 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

✚ **Vérification :**

Béton : $\sigma_{bc} = 0,343 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Acier : $\sigma_{st} = 12,67 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$

III.6.2.4 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4}$$

$$A_r = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a choisi 4T6 = 1,13 cm²/ml

III.6.2.5 Espacement :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t = \frac{100}{4} \leq \min(30 ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Le ferrailage des acrotères des deux types est récapitulé dans le tableau.

Tableau III-28: Le ferrailage des acrotères des deux types.

ferrailage (cm ² /ml)	Type 1		Type 2	
	calculé	choisi	calculé	choisi
A _{st}	0,169	4T8	0,481	4T8
A _r (répartition)	0,5	4T6	0,5	4T6
Espacement	25 cm		25 cm	

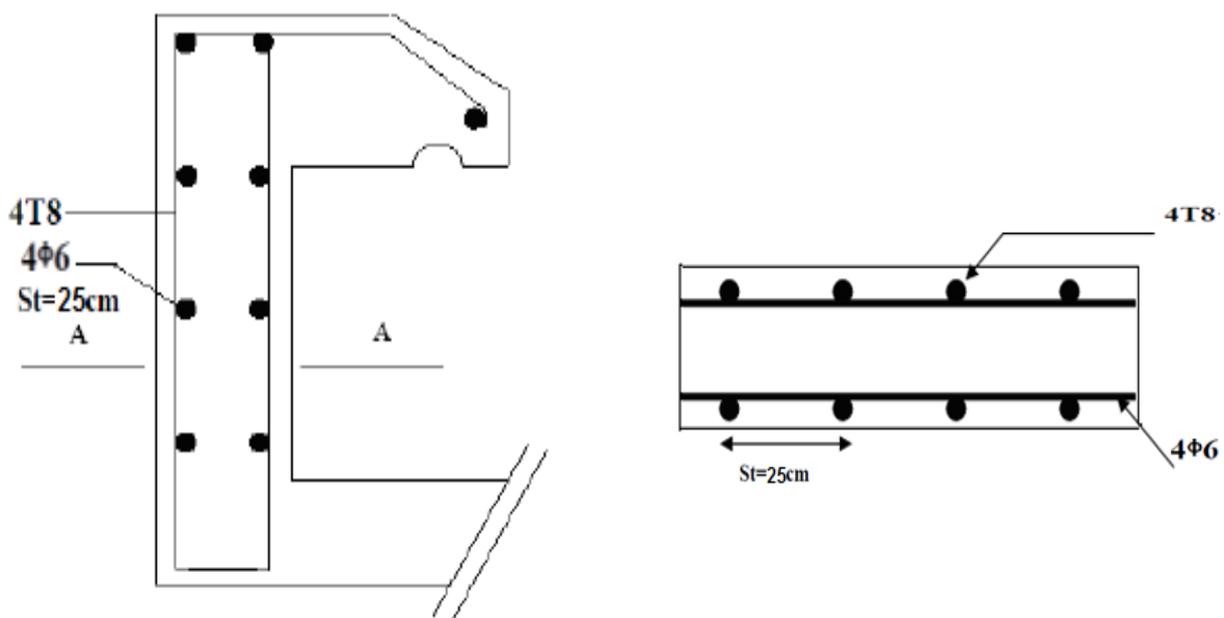


Figure III-28: Ferrailage de l'acrotère type 1 et 2.

III.7 Etude de la rampe d'accès :

Les dimensions de la rampe d'accès sont illustrées sur la figure suivante :

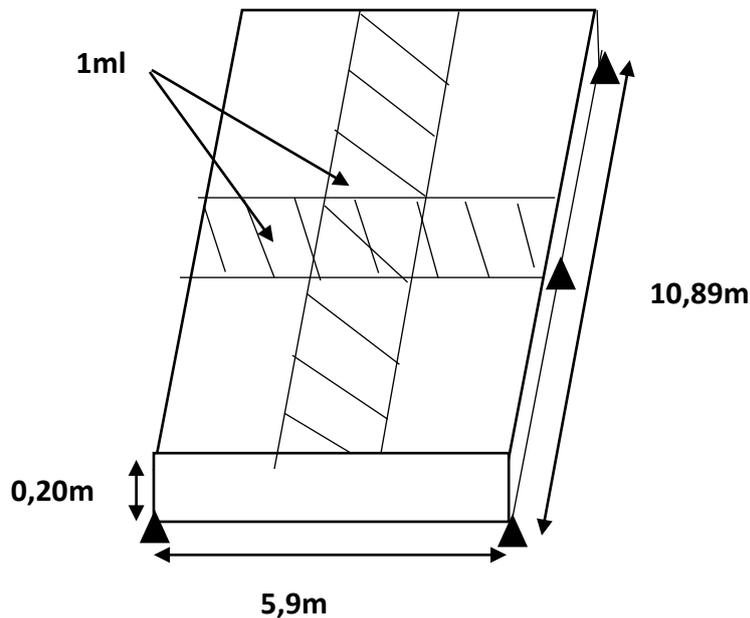


Figure III-29: Dimensions de la rampe d'accès

Les calculs se font sur une bande de 1m. La section de la rampe d'accès qu'on va utiliser pour les calculs, est représenté sur la Figure III-30 :



Figure III-30: Section de calcul de la rampe d'accès.

III.7.1 Les charges appliquées sur la rampe d'accès :

On a deux types de charges appliquées sur la rampe d'accès :

- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Charge permanente (poids propre) : $G = \frac{E_p \cdot \rho_{\text{béton}}}{\cos \alpha} = \frac{0,20 \cdot 25}{\cos 15,23} = 5,18 \text{ KN/m}^2$

III.7.2 Les combinaisons d'actions :

✚ ELS :

$$q_s = G + Q = 5,18 + 2,5 = 7,68 \text{ KN/m}^2$$

✚ ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \cdot 5,18) + (1,5 \cdot 2,5) = 10,74 \text{ KN/m}^2$$

III.7.3 Calcul du moment de flexion :

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc le calcul du moment fléchissant se fera par la méthode B.A.E.L, suivant les deux directions x et y.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot p \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

Où :

M_x : C'est le moment fléchissant suivant x.

M_y : C'est le moment fléchissant suivant y.

p : La charge uniformément répartie par unité d'aire.

L_x : La longueur de la rampe d'accès.

μ_x et μ_y : Coefficients obtenues à partir d'un tableau, en fonction de α .

ELU :

$$\begin{cases} M_{xu} = 0,0386 \cdot 10,74 \cdot 5,9^2 \rightarrow M_{xu} = 14,43 \text{ KN.m/ml} \\ M_{yu} = 0,9548 \cdot 14,43 \rightarrow M_{yu} = 13,78 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_{xs} = 0,0456 \cdot 7,68 \cdot 5,9^2 \rightarrow M_{xs} = 12,19 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ys} = 0,9692 \cdot 12,19 \rightarrow M_{ys} = 11,81 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

Pour déterminer les valeurs des moments en appuis ainsi qu'en travée, nous prendrons les coefficients suivants.

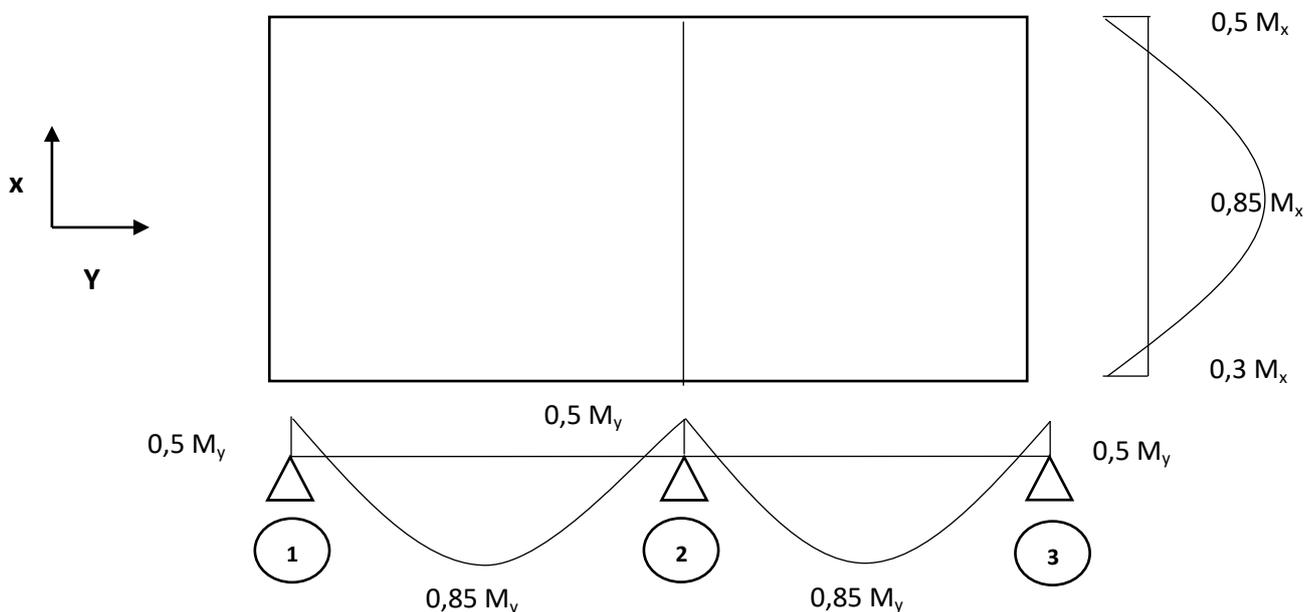


Figure III-31: Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS (J. PERCHAT et all, 2007).

✚ Dans le sens « y », les valeurs des moments sont déterminées comme suit :

• **Moment en appui :**

$$\begin{cases} M_{ayu} = 0,5 \cdot 13,78 \rightarrow M_{ayu} = 6,89 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ays} = 0,5 \cdot 11,81 \rightarrow M_{ays} = 5,91 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{ty\ u} = 0,85 * 13,78 \rightarrow M_{ty\ u} = 11,71 \text{ KN. m/ml}$$

$$M_{ty\ s} = 0,85 * 11,81 \rightarrow M_{ty\ s} = 10,04 \text{ KN. m/ml}$$

✚ Dans le sens « x », les valeurs des moments sont déterminées comme suit :

- **Moment en appui 1 :**

$$\begin{cases} M_{a1x\ u} = 0,3 * 14,43 & \rightarrow M_{a1x\ u} = 4,33 \text{ KN. m/ml} \\ M_{a1x\ s} = 0,3 * 12,19 & \rightarrow M_{a1x\ s} = 3,66 \text{ KN. m/ml} \end{cases}$$

- **Moment en appui 2 :**

$$\begin{cases} M_{a2x\ u} = 0,5 * 14,43 & \rightarrow M_{a2x\ u} = 7,22 \text{ KN. m/ml} \\ M_{a2x\ s} = 0,5 * 12,19 & \rightarrow M_{a2x\ s} = 6,10 \text{ KN. m/ml} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx\ u} = 0,85 * 14,43 & \rightarrow M_{tx\ u} = 12,27 \text{ KN. m/ml} \\ M_{tx\ s} = 0,85 * 12,19 & \rightarrow M_{tx\ s} = 10,36 \text{ KN. m/ml} \end{cases}$$

III.7.4 Vérification :

On doit vérifier que : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M$ (pour les deux sens)

Soit M_w et M_e les valeurs absolues prises respectivement en compte, pour les moments sur les appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e).

- **Suivant y :**

$$0,85M_y + \frac{0,5M_y + 0,5M_y}{2} \geq 1,25 M_y$$

$$0,85 * 13,78 + \frac{0,5 * 13,78 + 0,5 * 13,78}{2} \geq 1,25 * 13,78$$

$$18,60 > 17,23 \quad \text{condition est vérifiée}$$

- **Suivant x :**

$$0,85M_x + \frac{0,3M_x + 0,5M_x}{2} \geq 1,25 M_x$$

$$0,85 * 14,43 + \frac{0,3 * 14,43 + 0,5 * 14,43}{2} \geq 1,25 * 14,43$$

$$18,04 = 18,04 \quad \text{condition est vérifiée}$$

III.7.5 Détermination du ferrailage :

III.7.5.1 Ferrailage suivant y :

- **Ferrailage en travée :**

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{11,71 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 0,2)^2 * 14,17}$$

$$\mu_u = 0,026 < \mu_R = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,026} \right)$$

$$\alpha = 0,033$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

$$z = 0,18 * (1 - 0,4 * 0,033)$$

$$z = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{11,71 * 10^{-3}}{0,18 * 347,82}$$

$$A_{st} = 1,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Ferrailage en appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{6,89 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 0,2)^2 * 14,17}$$

$$\mu_u = 0,015 < \mu_R = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,015}\right)$$

$$\alpha = 0,019$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

$$z = 0,18 * (1 - 0,4 * 0,019)$$

$$z = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{6,89 * 10^{-3}}{0,18 * 347,82}$$

$$A_{sa} = 1,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.7.5.2 Ferrailage suivant x :

- **Ferrailage en travée :**

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{12,27 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 0,2)^2 * 14,17}$$

$$\mu_u = 0,027 < \mu_R = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,027}\right)$$

$$\alpha = 0,034$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

$$z = 0,18 * (1 - 0,4 * 0,034)$$

$$z = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{12,27 * 10^{-3}}{0,18 * 347,82}$$

$$A_{st} = 1,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Ferrailage en appui 1 :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{4,33 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 0,2)^2 * 14,17}$$

$$\mu_u = 0,009 < \mu_R = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{s1a} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,011})$$

$$\alpha = 0,011$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

$$z = 0,18 * (1 - 0,4 * 0,011)$$

$$z = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{s1a} = \frac{4,33 * 10^{-3}}{0,18 * 347,82}$$

$$A_{s1a} = 0,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Ferrailage en appui 2 :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{7,22 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 0,2)^2 * 14,17}$$

$$\mu_u = 0,016 < \mu_R = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{s2a} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,016})$$

$$\alpha = 0,02$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

$$z = 0,18 * (1 - 0,4 * 0,02)$$

$$z = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{s2a} = \frac{7,22 * 10^{-3}}{0,18 * 347,82}$$

$$A_{s2a} = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.7.6 Section minimale d'armatures :

La section minimale suivant les deux directions de calculs, est déterminée par cette formule :

III.7.6.1 Le sens de la plus grande portée y :

$$A_{ymin} = 0,08\%B (\text{CBA}, 93) \rightarrow A_{ymin} = 0,08\% * 20 * 100$$

$$\rightarrow A_{ymin} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Où : h_0 c'est l'épaisseur de la dalle

III.7.6.2 Le sens de la petite portée x :

$$A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} * A_{ymin} \rightarrow A_{xmin} = \frac{3-0,98}{2} * 1,6 \rightarrow A_{xmin} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.7.6.3 Choix de diamètre des barres :

$$\emptyset < \frac{h_0}{10} \rightarrow \emptyset < \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre des barres doit être inférieur à 20 mm

✓ **Sens x :**

✚ **En travée :**

On prend $A_{st}(x) = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{st}(\text{choisi}) = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x\text{min}} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **Condition vérifiée.**

✚ **En appui :**

On prend $A_{sa}(x) = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{st}(\text{choisi}) = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x\text{min}} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **Condition vérifiée.**

✚ **Longueur des chapeaux :**

$L_{1x} = 0,4 * L_x = 0,4 * 5,9 \rightarrow L_{1x} = 2,36 \text{ m}$

✓ **Sens y :**

✚ **En travée :**

On prend $A_{st}(y) = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{st}(\text{choisi}) = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x\text{min}} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **Condition vérifiée.**

✚ **En appui :**

On prend $A_{sa}(y) = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{st}(\text{choisi}) = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x\text{min}} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **Condition vérifiée.**

✚ **Longueur des chapeaux :**

• Appui intermédiaire 1 : $L_{1y} = 0,2 * L_y = 0,2 * 6,01 \rightarrow L_{1y} = 1,202 \text{ m}$

• Appui intermédiaire 3 : $L_{3y} = 0,2 * L_y = 0,2 * 4,88 \rightarrow L_{3y} = 0,976 \text{ m}$

• Appui intermédiaire 2 : $L_{2y} = L'_{1y} + L'_{3y} + L'_{by}$

$L'_{1y} = L_{1y} = 1,202 \text{ m}$

$L'_{3y} = L_{3y} = 0,976 \text{ m}$

$L'_{by} = 0,3 \text{ m}$ (largeur de la poutre)

$L_{2y} = 1,202 + 0,976 + 0,3 \rightarrow L_{2y} = 2,478 \text{ m}$

III.7.7 Disposition constructive :

L'espacement max des barres d'une même nappe, est calculé comme suit :

✚ **Suivant y :**

$S_{ty} \leq \min(3h_0, 33\text{cm})$ (BAEL, 91)

$S_{ty} = \frac{100}{4} \leq \min(60,33\text{cm}) \rightarrow 25 < 33 \rightarrow$ condition vérifiée.

L'espacement entre les barres sera pris égal à 25 cm.

✚ **Suivant x :**

$S_{tx} \leq \min(2h_0, 25\text{cm})$ (BAEL, 91)

$S_{tx} = \frac{100}{4} \leq \min(40,25\text{cm}) \rightarrow 25 = 25 \rightarrow$ condition vérifiée.

L'espacement entre les barres sera pris égal à 25 cm.

III.7.8 Vérification :

III.7.8.1 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{u\text{max}}}{b*d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \frac{0,07*f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ Mpa}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x + L_y} = \frac{10,74 \cdot 5,9 \cdot 6,01}{2 \cdot 5,9 + 6,01} \rightarrow T_x = 21,38 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{10,74 \cdot 5,9}{3} \rightarrow T_y = 21,12 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = \max(T_x, T_y) = 21,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21,38 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,9 \cdot 0,2} \rightarrow \tau_u = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.7.8.2 Vérification à l'ELS :

✚ Suivant « x » En travée :

Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2}x^2 + A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0 \text{ avec } A_{sc}(x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \cdot 3,14(18 - x) = 0 \rightarrow 50x^2 - 847,8 + 47,1x = 0$$

$$x = 3,67 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 3,67 \text{ cm}$

Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 1,65 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^2 = 6,45 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + nI_{st} = 1,65 \cdot 10^{-5} + 15 \cdot 6,45 \cdot 10^{-6} \rightarrow I = 1,1325 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes dans le béton :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{10,36 \cdot 10^{-3} \cdot 3,67 \cdot 10^{-2}}{1,1325 \cdot 10^{-4}} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,35 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \cdot 25 \end{cases}$$

$\rightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$, donc la condition est vérifiée.

Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 10,36 \cdot 10^{-3} (0,18 - 3,67 \cdot 10^{-2})}{1,1325 \cdot 10^{-4}} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_{st} = 196,63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\rightarrow \bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$, donc la condition est vérifiée.

✚ Suivant « y » En travée :

Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2}x^2 + A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0 \text{ avec } A_{sc}(x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \cdot 3,14(18 - x) = 0 \rightarrow 50x^2 - 847,8 + 47,1x = 0$$

$$x = 3,67 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 3,67 \text{ cm}$

Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 1,65 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d-x)^2 = 6,45 * 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + nI_{st} = 1,65 * 10^{-5} + 15 * 6,45 * 10^{-6} \rightarrow I = 1,1325 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes dans le béton :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{10,04 * 10^{-3} * 3,67 * 10^{-2}}{1,1325 * 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 3,25 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,25 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

→ $\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$, donc la condition est vérifiée.

Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 * 10,04 * 10^{-3} (0,18 - 3,67 * 10^{-2})}{1,1325 * 10^{-4}} \\ \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_{st} = 190,56 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \end{cases}$$

→ $\overline{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$, donc la condition est vérifiée.

Puisque les contraintes sont vérifiées dans le cas la plus défavorable (moment plus grand), donc ce n'est pas la peine de vérifier les autres moments

III.7.9 Schéma du ferrailage :

Le ferrailage de la rampe d'accès est constitué de deux nappes, une inférieure suivant y, et une autre supérieure suivant x.

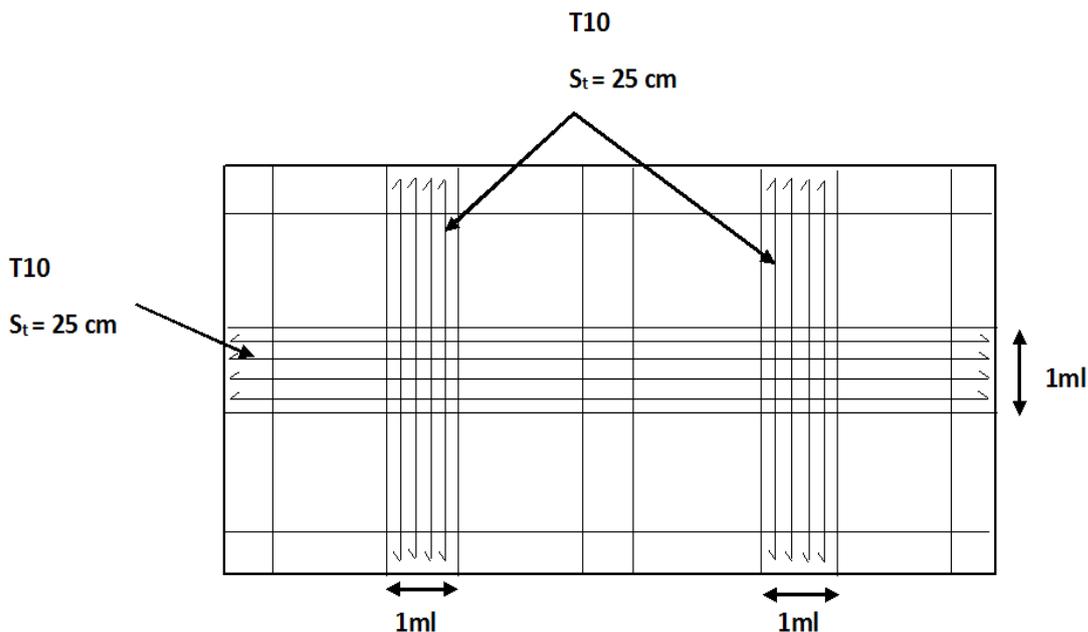


Figure III-32: Nappe inférieure du ferrailage de la rampe d'accès.

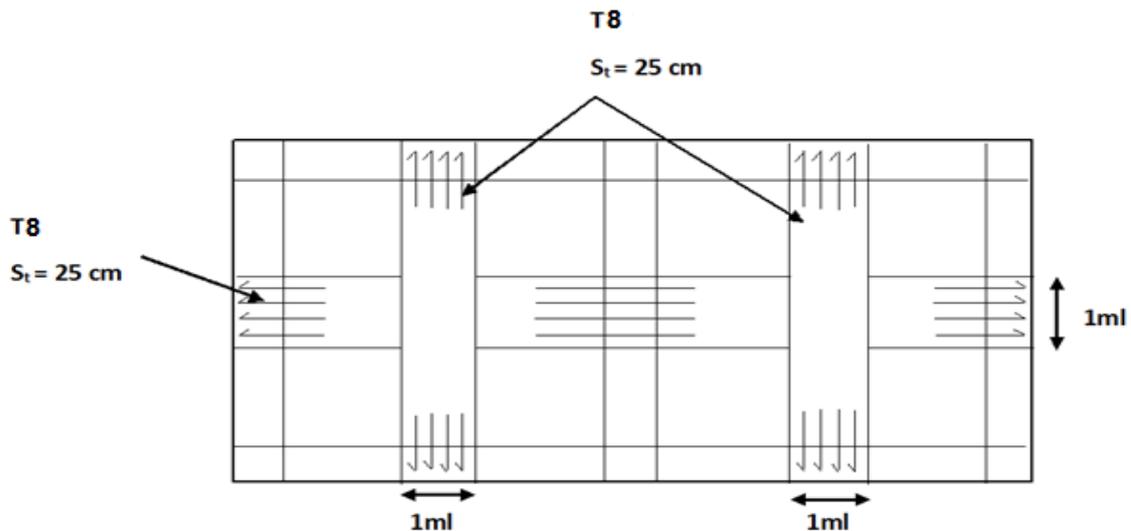


Figure III-33: Nappe supérieure du ferrailage de la rampe d'accès.

III.8 Étude de la dalle machine :

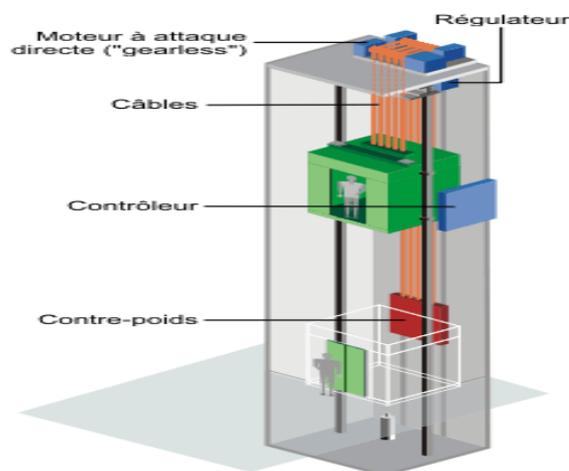
III.8.1 Introduction :

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

Un ascenseur est un appareil de plus en plus courant dans la vie quotidienne d'un bâtiment, car il offre une solution plus efficace et pratique pour enregistrer les différentes hauteurs et les planchers, il est pratiquement obligatoire pour les bâtiments de Cinq étages et plus. Bien qu'il existe de nombreux types, qui varient en fonction de la vitesse, l'éclairage ou le style de la cabine, ils offrent tout le même but. Il est un système de transport composé de divers composants électriques, mécaniques et électroniques permet la mobilité des personnes entre les différents niveaux d'un bâtiment.

III.8.2 Caractéristiques de la machine :

Dans notre structure, nous avons choisi un ascenseur à traction à câbles, il est disponible dans le marché algérien, et il est constitué de :



Ascenseur à moteur à attaque directe.

Figure III-34: Caractéristique de l'ascenseur.

III.8.3 Combinaisons des charges : D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

$$\underline{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\underline{ELS} : G + Q$$

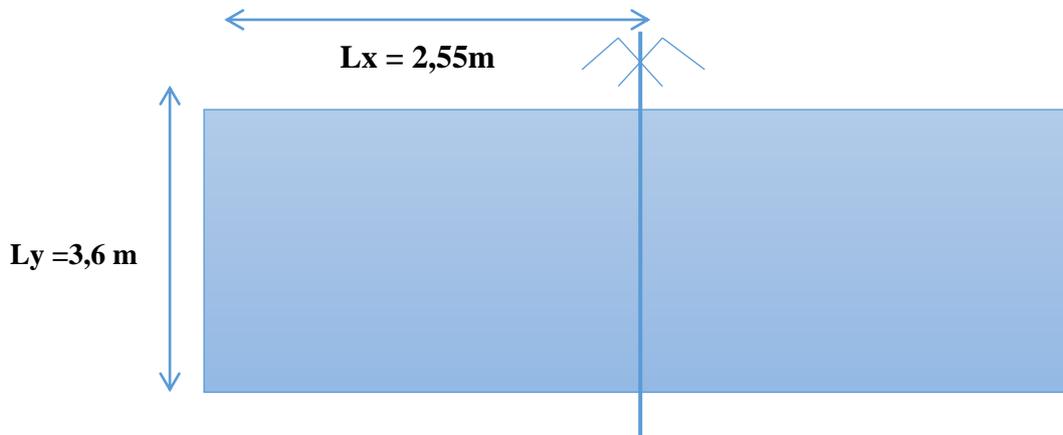
III.8.4 Dimensionnement de la dalle :

Figure III-35: Dimension de la dalle machine.

Puisque on a 2 ascenseurs, on va travailler qu'un seul parti car on a la symétrie
Donc, les dimensions seront comme se suit :

$$L_x = 2,55 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 3,6 \text{ m}$$

- Il y a deux conditions à vérifier :

- ✓ **Résistance à la flexion :**

$$L_x/50 \leq e \leq L_x/40 \rightarrow 2,55/50 \leq e \leq L_x/40 \rightarrow 5,1 \leq e \leq 6,375 \text{ (cm)}$$

- ✓ **Condition de l'entreprise nationale des ascenseurs(ENA) :**

Minimum exigé est de : $e \geq 25\text{cm}$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,55}{3,60} = 0,70 > 0,4 \rightarrow \text{(La dalle portant dans les deux sens).}$$

$$h \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow h \geq \frac{2,55}{40} \rightarrow h \geq 6,375 \text{ cm} \rightarrow \text{Selon la condition de résistance.}$$

Donc, on adopte une épaisseur de : $e = 25 \text{ cm}$

III.8.5 Charge et surcharge de la machine :

Dans notre projet, il y a 02 ascenseurs dédiée au déplacement des personnes, (09 personnes pour chaque ascenseur) ; chaque ascenseur à une surface de $1,96 \text{ cm}^2$

D'après les normes européennes (EN 81-20 et EN 81-50) et d'après la fiche technique de l'ascenseur qu'on a choisi (GEARLESS.maGO).

Voilà les charges et les surcharges de la machine :

- ✓ La cabine à une capacité de neuf personnes, donc la charge nominale (Q) donnée par une valeur de (675 KG), une moyenne de (75 KG) pour une personne.

- ✓ Le poids mort : $P_m = 23,425 \text{ KN} = 2342,5 \text{ Kg}$

- ✓ Le contrepoids est calculé comme suit : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

$$= 2342,5 + \frac{675}{2}$$

$$= 2680 \text{ Kg}$$

- ✓ P (Treuil, moteur) = 1200 Kg
- $Mg = m n L$
- Mg : le poids de câble
- m : masse linéaire de câble = 0,512
- n : nombre des câbles = 2
- L : longueur de câble

$$\begin{aligned} Mg &= 0,512 \times 2 \times 56,62 \\ &= 57,97 \text{ Kg} \\ &= 0,58 \text{ KN} \end{aligned}$$

Donc,

$$\begin{aligned} G_t &= P_m + P_p + P \text{ (Treuil, moteur) } + Mg \\ G_t &= 2342,5 + 2680 + 1200 + 57,97 \\ &= 6280,47 \text{ Kg} \\ &= 62,80 \text{ KN} \end{aligned}$$

- ✓ **Charge permanente** : $G_t = 62,80 \text{ KN}$
- ✓ **Charge d'exploitation** : $Q = 6,75 \text{ KN}$

III.8.6 Vérification au poinçonnement:

Selon **B.A.E.L 91** la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$\text{Avec : } Q_0 \leq 0,045 U_C h \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_0 : est la charge appliqué sur chaque appui

h : Epaisseur totale de la dalle = 25 cm

U_C : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

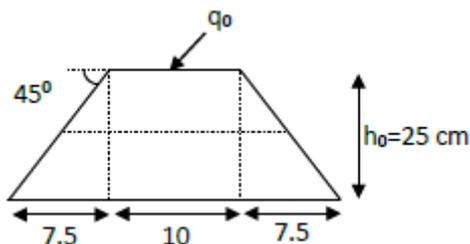


Figure III-36: Chargement appliqué

$$Q_u = 1,35 \times 62,8 + 1,5 \times 6,75 = 94,9 \text{ KN}$$

$$Q_s = 62,80 + 6,75 = 69,55 \text{ KN}$$

Pour chaque appui

$$\checkmark Q_{u0} = \frac{Q_u}{4} = \frac{94,9}{4} = 23,72 \text{ KN}$$

$$\checkmark Q_{s0} = \frac{Q_s}{4} = \frac{69,55}{4} = 14,38 \text{ KN}$$

La charge concentrée Q_{u0} est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$\text{Donc, } \begin{cases} U_0 = U + h \\ V_0 = V + h \end{cases}$$

U_0 et V_0 représentent les côtés de rectangle (U/L_x et V/L_y) sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans le béton.

U et V : les dimensions de la charge concentré.

h : épaisseur de la dalle.

$$U_0 = V_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$U_c = (U_0 + V_0) \times 2 = (35 + 35) \times 2 = 1,40 \text{ m}$$

$$Q_0 = 0,045 \times 1,40 \times 0,25 \frac{25000}{1,5} = 26250 \text{ Kg}$$

$$= 262,50 \text{ KN} > 23,72 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

Donc, il n'y a pas un risque de poinçonnement.

III.8.7 Evaluation des moments :

III.8.7.1 Les moments dus aux charges concentrées :

En absence d'une fiche technique concernant les deux moteurs mécaniques des deux ascenseurs, on a supposé que chaque moteur a une dimension de $(100 \times 90) \text{ cm}^2$ posée sur quatre appuis de 10 cm de chaque côté.

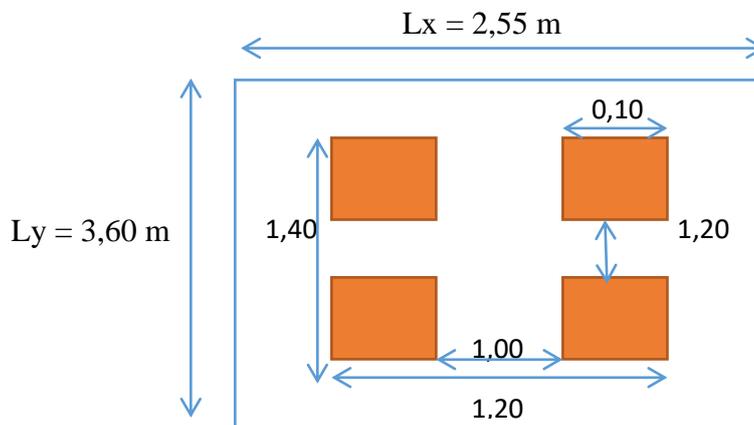


Figure III-37: Schéma statique de la dalle d'ascenseur ;

On calcule les moments dus aux charges concentrées, dans les huit rectangles de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$, en utilisant la méthode de Pigeaud.

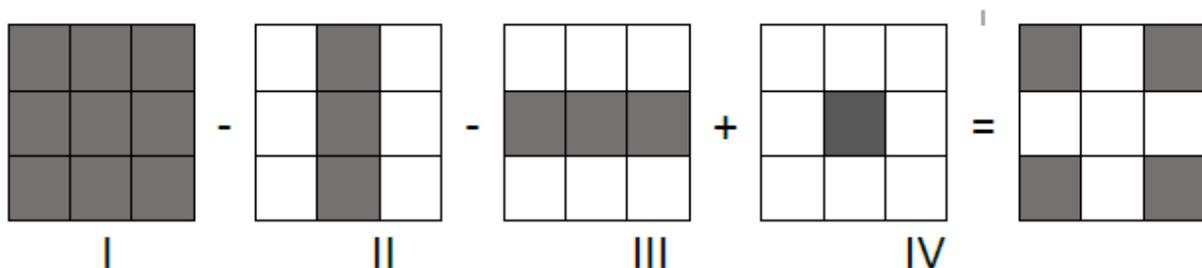


Figure III-38 : Calcul des moments par la méthode de Pigeaud.

$$M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4}$$

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_y = (\nu M_1 + M_2) P$$

$$P_u = P' \cdot u \cdot S$$

$$P_s = P' \cdot s \cdot S$$

La charge surfacique sur le rectangle (35*35) cm² est :

$$P'u = \frac{Q_u}{U \cdot V} = \frac{21,72}{0,35 \times 0,35} = 177,31 \text{ KN/m}^2$$

$$P's = \frac{Q_s}{U \cdot V} = \frac{17,38}{0,35 \times 0,35} = 141,88 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III-29: Les différentes surfaces et leurs charges.

N°	U (m)	V (m)	Uo (m)	Vo (m)	Uo/Lx	Vo/Ly	M1 (KN.m)	M2 (KN.m)	S (m ²)	P'u (KN/m ²)
I	1,2	1,4	1,45	1,65	0,569	0,458	0,108	0,062	2,3925	177,31
II	1,0	1,4	1,25	1,65	0,490	0,458	0,116	0,066	2,0625	177,31
III	1,2	1,2	1,45	1,45	0,569	0,403	0,110	0,067	2,1025	177,31
IV	1,0	1,2	1,25	1,45	0,490	0,403	0,120	0,073	1,8125	177,31

Tableau III-30: Les différentes valeurs de moment à ELU et ELS.

N°	ELU				ELS			
	P'u (KN/m ²)	Pu (KN/m ²)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	P's (KN/m ²)	Ps (KN/m ²)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
I	177,31	424,21	45,81	26,30	141,88	339,45	36,66	21,05
II	177,31	365,70	42,42	24,14	141,88	292,63	33,95	19,31
III	177,31	372,79	41,01	24,98	141,88	298,30	32,81	19,98
IV	177,31	321,37	38,56	23,46	141,88	257,16	30,86	18,77

$$\text{ELU: } M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4} = \frac{45,81 - 42,42 - 41,01 + 38,56}{4} = 0,235 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4} = \frac{26,30 - 24,14 - 24,98 + 23,46}{4} = 0,16 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4} = \frac{36,66 - 33,95 - 32,81 + 30,86}{4} = 0,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4} = \frac{21,05 - 19,31 - 19,98 + 18,77}{4} = 0,133 \text{ KN.m}$$

III.8.7.2 Descente des charges :

Dalle machine : (e_p = 25cm) → G = 0,25 × 25 = 6,25 KN/m²

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation Q = 1 KN/m²

III.8.7.3 Combinaison fondamentale :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 6,25 + 1.5 \times 1 = 9,93 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 9,93 \text{ KN/ml.}$$

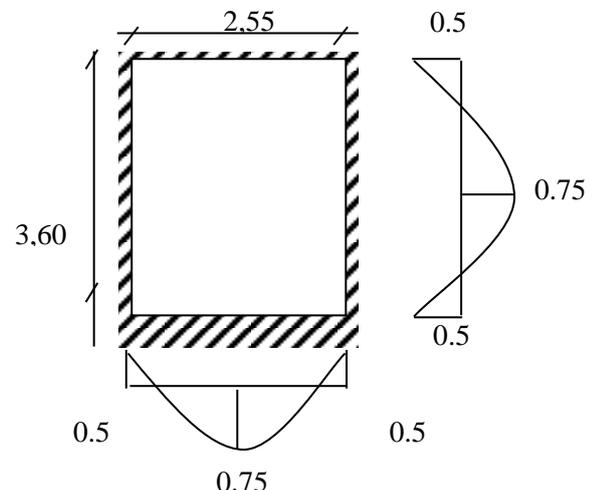


Figure III-39 : Dimensions de panneau de dalle

➤ **Etat limite de service (ELS):**

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 6,25 + 1 = 7,25 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_s = q_s \times 1.00 = 7,25 \text{ KN/ml}$$

III.8.7.4 Calcul des sollicitations :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x. \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (ELS.) :**

$$\begin{cases} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \bar{q}_{\text{ser}} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x. \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• **Coefficient de poisson :**

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré).} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

III.8.7.5 Calcul des moments dus aux charges réparties :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,55}{3,60} = 0,7 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \mu_x^u = 0,068 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 0,436$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 = 0,068 \times 9,93 \times 2,55^2 = 4,93 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0,436 \times 4,93 = 2,14 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,55}{3,60} = 0,7 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \mu_x^s = 0,074 \quad \text{et} \quad \mu_y^s = 0,585$$

$$M_x^s = \mu_x^s \times q_s \times L_x^2 = 0,074 \times 7,25 \times 2,55^2 = 3,49 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = \mu_y^s \times M_x^s = 0,585 \times 3,49 = 2,04 \text{ KN.m}$$

III.8.7.6 Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (0,235 + 4,93) \Rightarrow M_{xt}^u = 5,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (0,16 + 2,14) \Rightarrow M_{yt}^u = 2,3 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_{xt}^{\text{ser}} = (M_{xc}^{\text{ser}} + M_x^{\text{ser}}) = (0,19 + 3,49) \Rightarrow M_{xt}^{\text{ser}} = 3,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt}^{\text{ser}} = (M_{yc}^{\text{ser}} + M_y^{\text{ser}}) = (0,133 + 2,04) \Rightarrow M_{yt}^{\text{ser}} = 2,17 \text{ KN.m}$$

- Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{xt}$
- Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

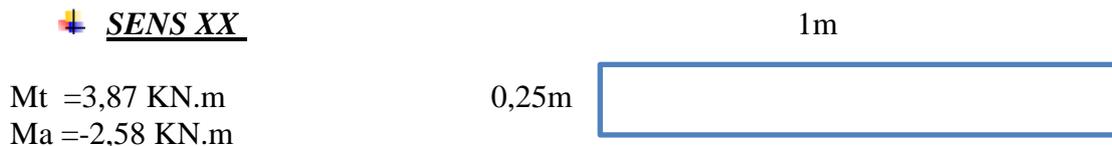
Tableau III-31: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

	M_{xt}^u (KN.m)	M_{ax}^u (KN.m)	M_{xt}^{ser} (KN.m)	M_{at}^{ser} (KN.m)	M_{yt}^u (KN.m)	M_{ay}^u (KN.m)	M_{yt}^{ser} (KN.m)	M_{ay}^{ser} (KN.m)
(1)	3,87	-2,58	2,76	-1,84	1,72	-1,15	1,62	-1,09

III.8.8 Calcul du ferrailage de la dalle :

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions pour une bande 1 m en flexion simple.

✚ **SENS XX**



$M_t = 3,87$ KN.m
 $M_a = -2,58$ KN.m

0,25m

Figure III-40 : Section de la dalle pleine.**ELU :**

- **Travée :**

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,87 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 14,17}$$

$\mu_u = 0,0054 < \mu_R = 0,392$ \longrightarrow Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0054})$$

$$\alpha = 0,007$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,007)$$

$$Z = 0,2187 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z A_{st}} = \frac{3,87 \times 10^{-3}}{0,2187 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 0,50 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non-fragilité:**

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \min} \geq 2,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} < A_{st \min}$$

Donc, on adopte $A_{st} = 4T10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Appui :**

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,84 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 14,17}$$

$\mu_u = 0,0036 < \mu_R = 0,392$ \longrightarrow Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0036})$$

$$\alpha = 0,005$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,005)$$

$$Z = 0,224 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z A_{st}} = \frac{1,84 \times 10^{-3}}{0,224 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 0,33 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non-fragilité:**

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \min} \geq 2,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} < A_{st \min} \text{ Donc, on adopte } A_{st} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.8.8.1 Armature de répartition :

➤ **En travée et en appui :** $A_r = A_{st} / 4 = 3,14 / 4 = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$
En prend : 4T10=3.14 cm²/ml

III.8.8.2 Espacement :

$S_t < \min(3h ; 33 \text{ cm})$ Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)

➤ **En travée et en appui :**

$$S_t = 100 / 4 = 25 \text{ cm} < \min(60 ; 33 \text{ cm}) \text{ CV}$$

III.8.8.3 Vérification à l'ELS :

1)- $\alpha < \frac{\lambda-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\lambda = \frac{Mu}{Ms}$

➤ **Travée :** $\lambda = \frac{Mu}{Ms} = \frac{3,87}{2,76} = 1,40 \rightarrow \alpha = 0,007 < \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \text{ CV}$

➤ **Appui:** $\lambda = \frac{Mu}{Ms} = \frac{2,58}{1,84} = 1,40 \rightarrow \alpha = 0,005 < \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \text{ CV}$

2)-

✚ **Travée :**

Position de l'axe neutre :

$$A_{st} (\text{Travée}) = 4T10 = 4,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 4,13 \times (22,5 - x) = 0$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} \quad 2a = 4,16 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 4,16^3 + 15 \times 4,71 \times (22,5 - 4,16)^2$$

$$I = 18242 \text{ cm}^4 \longrightarrow I = 1,8242 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes:

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{Ms x}{I} = \frac{2,76 \times 10^{-3} \times 0,0416}{1,8242 \times 10^{-4}} = 0,63 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n Ms (d-x)}{I} = \frac{15 \times 2,76 \times 10^{-3} \times (0,225 - 0,0416)}{1,8242 \times 10^{-4}} = 41,63 \text{ MPa}$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}) = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = 0,63 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ CV

Acier : $\sigma_{st} = 41,63 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ CV

Appui :**Position de l'axe neutre :**

$A_{st} \text{ (Travée)} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 3,14 \times (22,5 - x) = 0$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} \quad 2a = 4,16 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 4,16^3 + 15 \times 3,14 \times (22,5 - 4,16)^2$$

$$I = 18242 \text{ cm}^4 \longrightarrow I = 1,8242 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes:

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{1,84 \times 10^{-3} \times 0,0416}{1,8242 \times 10^{-4}} = 0,42 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 1,84 \times 10^{-3} \times (0,225 - 0,0416)}{1,8242 \times 10^{-4}} = 27,75 \text{ MPa}$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = 0,42 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ CV

Acier : $\sigma_{st} = 27,75 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ CV

SENS YY:

Les moments dans le sens XX et le sens YY sont faible et très proche, donc logiquement en vas trouver le même ferrailage.

III.8.9 Vérification des contraintes de cisaillement :• **Tu max :**

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{L_x}{2}$$

$$T_x^u = 23,72 + 9,93 \times \frac{2,55}{2} = 34,93 \text{ KN}$$

• **Calcul τ_u :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{0,03493}{(1 \times 0,225)} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales
ne sont pas nécessaires

III.8.9 Vérification de la flèche :

III.8.9.1 Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

III.8.9.2 Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{xt}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{0,25}{2,55} = 0,098 > \frac{2,76}{20 \times 5,16} = 0,0266 \quad \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 22,5} = 0,0013 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \dots \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Conclusion :** les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, ou toutes les exigences (RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93) sont respectées.

CHAPITRE IV : Etude dynamique.

IV.1 Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion...).

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique qui consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir l'analyser.

L'objectif initial de cette étude est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

IV.3 Modélisation de la structure étudiée :

Avec une modélisation adéquate de la structure, on peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **SAP2000 version 14.2.4** pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème.

La modélisation sur **SAP2000** consiste en les étapes suivant :

1. Entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
2. Spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.
3. Définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.
4. Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes, ...etc.).
5. Démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
6. Visualiser les résultats (à l'écran, sur fichier, etc. ...)

La modélisation 3D de notre structure est représentée sur la figure suivante :

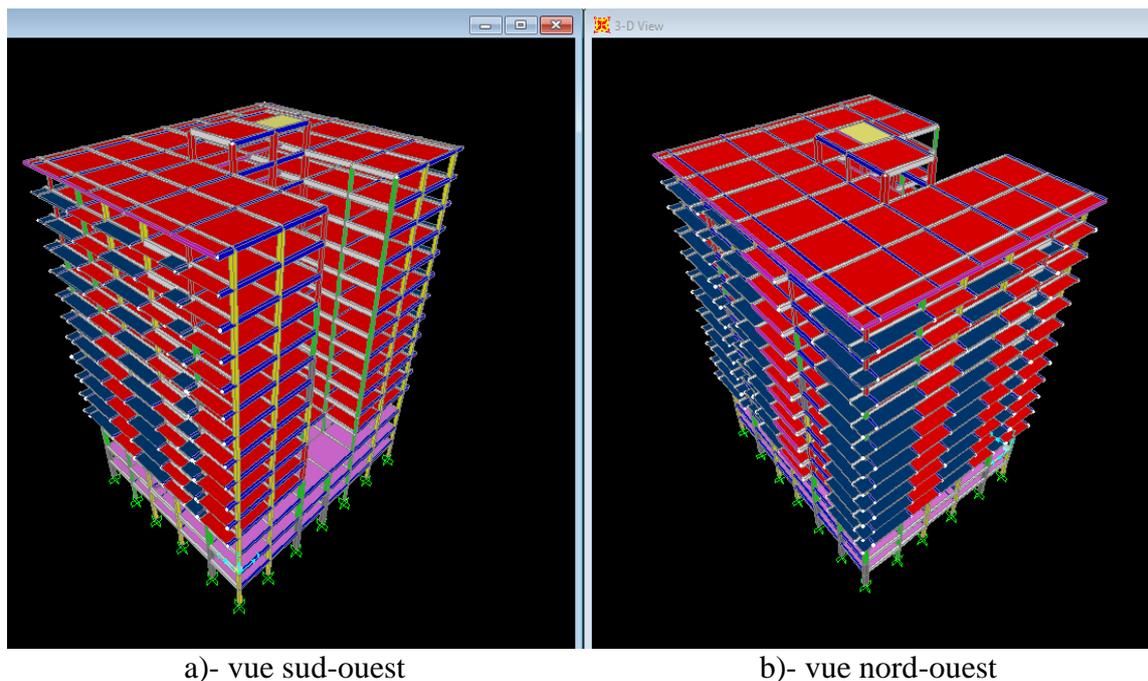


Figure VI-1 : La model 3D de notre structure sur SAP2000V14.

Tableau IV-1 : Périodes et participation massique du modèle initial :

Mode	période	Ux	Uy	Ux (%)	Uy (%)	
1	2,448477	0,67869	0,00017	0,67869	0,00017	translation
2	2,215089	0,01346	0,00657	0,69214	0,00674	rotation
3	2,093431	0,000004401	0,69413	0,69215	0,70087	translation
10	0,309863	0,08038	2,742E-07	0,94887	0,87325	
11	0,267483	1,036E-10	0,07198	0,94887	0,94522	

D'après ce tableau, on constate que :

- * La période fondamentale du premier mode est égale à ($T_{analytique} = 2,44$ s).
- * La participation massique dépasse le seuil des 90% avant la dernière mode.

IV.4 Disposition des voiles :

Pour choisir la bonne disposition des voiles, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes. On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

Dans le but de

- * atteindre les 90% des participations massiques de notre structure.
- * avoir la translation suivant x et y dans les 2 premiers modes.

IV.4.1 La disposition optimale des voiles :

Les règlements parasismiques et les experts du Génie civil préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventements pour éviter les phénomènes suivants :

➤ La torsion d'ensemble : La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. Sous l'action sismique, l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents.

➤ L'oscillation différentielle : Elle se produit lorsque deux ailes d'un bâtiment ont des inerties différentes, Leur périodes propres de vibration dans le même plan vertical sont alors différentes, Les angles rentrants vont subir des concentrations des contraintes et par la suite le bâtiment va s'effondre.

Il faut ajouter des voiles au niveau de la zone souple pour compenser la mauvaise distribution de rigidité en plan, et on renforce aussi l'angle rentrant.

➤ Dans notre structure la bonne disposition est celle au niveau de noyau central.

✓ Disposition 1 :

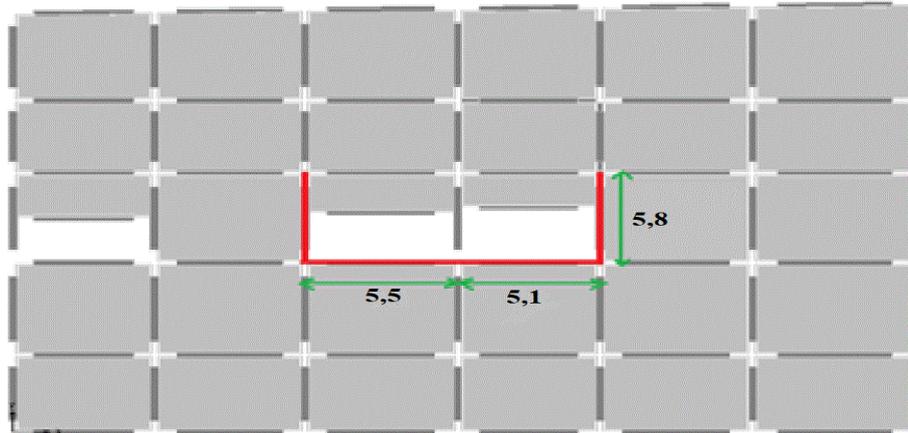


Figure VI-2 : La première disposition des voiles.

Tableau IV-2 : Périodes et participation massique de la première disposition des voiles

Mode	période	Ux	Uy	Ux (%)	Uy (%)	
1	2,067277	0,14079	0,00035	0,14079	0,00035	rotation
2	1,397565	0,0000752	0,62907	0,14087	0,62942	translation
3	0,987641	0,50417	0,000008193	0,64504	0,62943	rotation
10	0,136909	0,10057	0,0003	0,95053	0,79866	
11	0,168123	2,236E-08	0,12801	0,95053	0,92668	

✓ Disposition 2 :

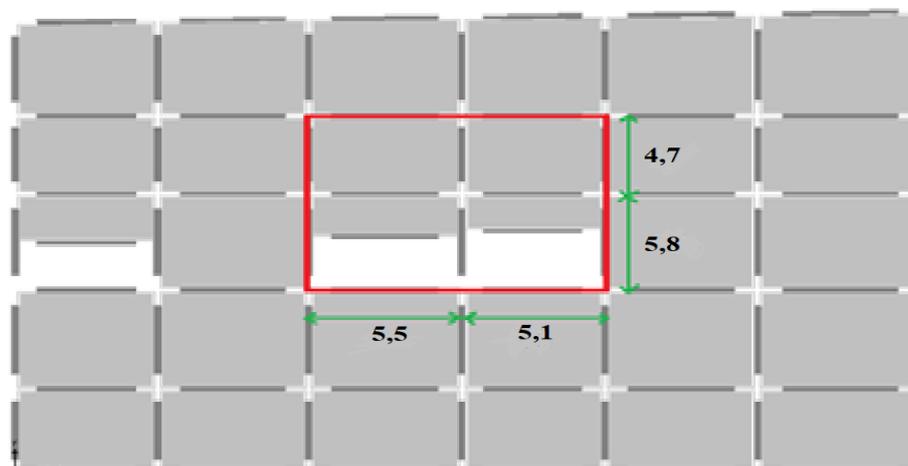


Figure VI-3 : La deuxième disposition des voiles.

Tableau IV-3 : Périodes et participation massique de la deuxième disposition des voiles

Mode	période	Ux	Uy	Ux (%)	Uy (%)	
1	0,904234	0,30083	0,00511	0,30083	0,00511	rotation
2	0,887745	0,02874	0,58928	0,32958	0,59439	translation
3	0,869125	0,30305	0,02882	0,63263	0,62321	rotation
10	0,120924	0,10691	0,00004955	0,94393	0,79594	
11	0,116748	2,97E-07	0,13988	0,94393	0,93582	

✓ Disposition 3 :**Figure VI-4** : La troisième disposition des voiles.**Tableau IV-4** : Périodes et participation massique de la troisième disposition des voiles

Mode	période	Ux	Uy	Ux (%)	Uy (%)	
1	0,90138	0,37319	0,01398	0,37319	0,01398	rotation
2	0,891673	0,01495	0,60763	0,38814	0,62161	translation
3	0,814828	0,24112	0,00256	0,62926	0,62417	rotation
10	0,117659	0,10024	0,00004093	0,93127	0,79677	
11	0,116502	3,72E-08	0,1408	0,93127	0,93758	

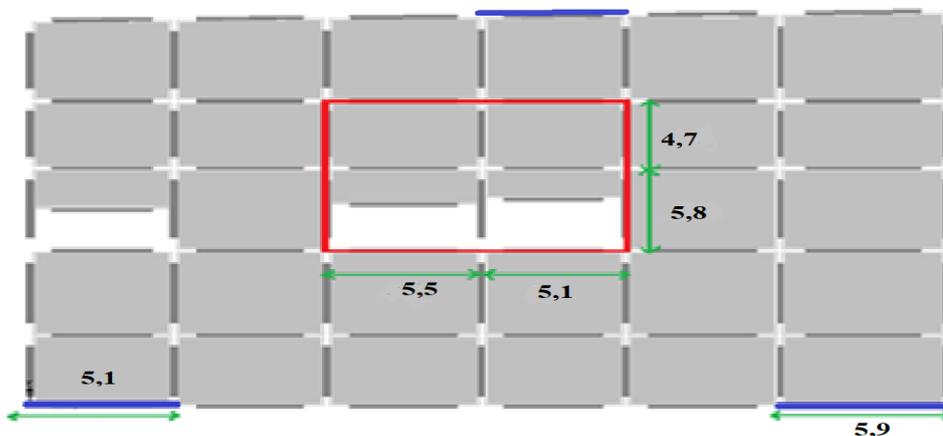
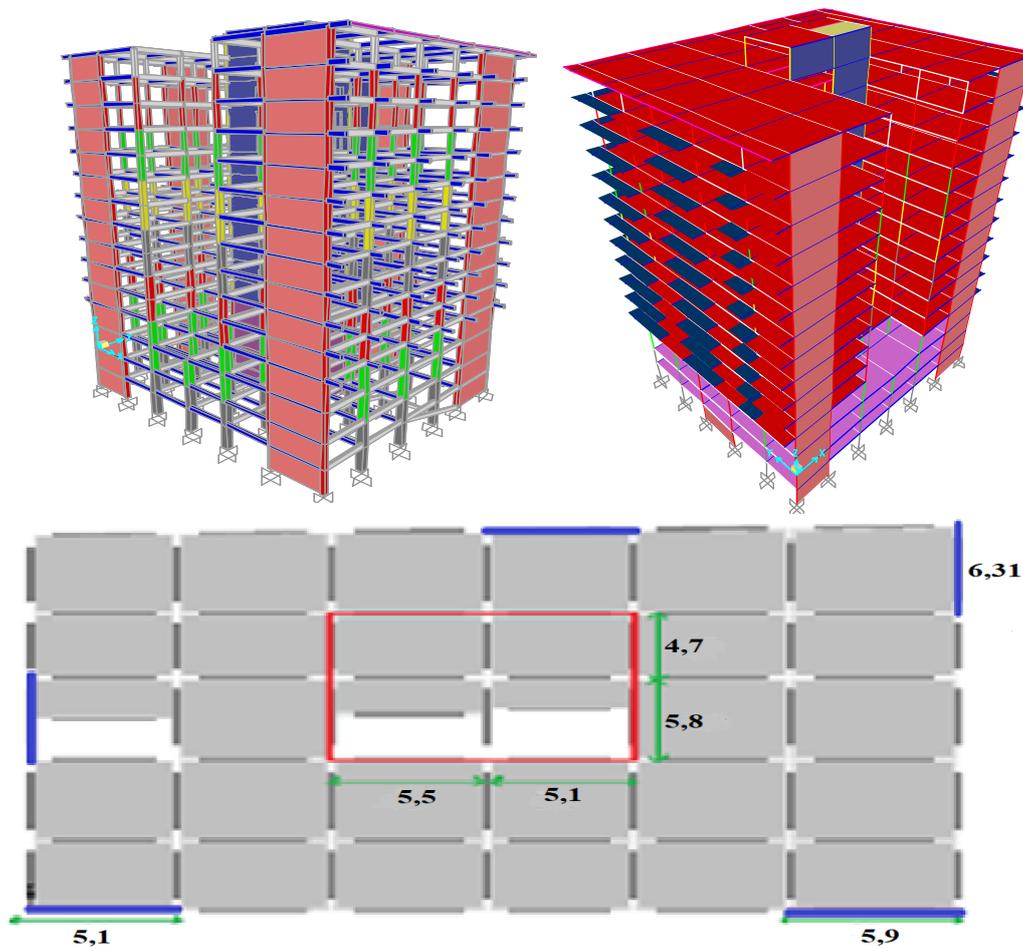
✓ Disposition 4 :**Figure VI-5** : La quatrième disposition des voiles.

Tableau IV-5 : Périodes et participation massique de la quatrième disposition des voiles

Mode	période	U _x	U _y	U _x (%)	U _y (%)	
1	0,89119	0,00842	0,60338	0,00842	0,60338	translation
2	0,876109	0,43024	0,01947	0,43866	0,62285	rotation
3	0,81179	0,18914	0,0026	0,6278	0,62545	rotation
10	0,107234	0,10769	0,00008627	0,93679	0,79692	
11	0,116898	4,53E-07	0,14069	0,93679	0,93761	

✓ *Disposition 5 (model final)***Figure VI-6** : La disposition des voiles de model final.**Tableau IV-6** : Périodes et participation massique de model final

Mode	période	U _x	U _y	U _x (%)	U _y (%)	
1	0,862488	0,56791	0,00072	0,56791	0,00072	translation
2	0,837917	0,0017	0,62058	0,5696	0,6213	translation
3	0,765653	0,05968	0,00327	0,62929	0,62456	rotation
10	0,106449	0,1102	0,00009311	0,93939	0,80135	
11	0,105497	0,000000119	0,13485	0,93939	0,9362	

Remarque :

1) Concernant les voiles on prend toujours en considération les ouvertures telles que les portes et les fenêtres en respectant les plans architecturaux.

2) Pour éviter le problème de torsion d'ensembles, on a pensé d'utiliser 3 différentes épaisseur de voiles V20, V25, V30.

- **Noyau :** 4 premiers niveaux → V30 (couleur rouge)
Le reste des niveaux → V25 (couleur rouge)
- **Les voiles périphérique :** tous les niveaux → V20 (couleur bleu)

3) On va adopter la disposition 5 puisque,

- On a atteint la participation massique de 90% de notre structure.
- Dans les 02 premiers modes on a des translations suivant x et y.

IV.4.2 Poids total de la structure W :

(WT) : est égal à la somme des poids (Wi) calculés à chaque niveau (i),

$$W_i = W_{Gi} + (\beta \times W_{Qi})$$

- ✓ W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charge d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, ($\beta = 0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

Les poids de la structure ont été calculés par le logiciel SAP2000, ils sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Le poids de chaque niveau de la structure.

Niveaux	Wi (Tonnes)	Wi (KN)
Sous-sol	1087.338	10666.78
RDC	1204.839	11819.47
Etage 1	1181.502	11590.53
Etage 2	867.95	8541.68
Etage 3	765.31	7507.69
Etage 4	760.38	7459.33
Etage 5	755.45	7410.96
Etage 6	750.94	7366.72
Etage 7	746.43	7322.48
Etage 8	742.36	7282.55
Etage 9	738.28	7242.53
Etage 10	734.64	7206.82
Etage 11	730.99	7171.01
Etage 12	727.73	7139.03
Terrasse accessible	680.19	6672.66
Terrasse inaccessible	75.57	741.34
$\sum W_i$	12549.599	124092.57

IV.4.3 Caractéristique géométrique et massique de la structure

IV.4.3.1 Centre de masse :

Les coordonnées de centre de masse sont déterminées par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_m = \frac{\sum(W_i * x_i)}{\sum W_i} \\ Y_m = \frac{\sum(W_i * y_i)}{\sum W_i} \end{array} \right.$$

Les résultats de centre de masses données par le logiciel **SAP2000** sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV-8 : Centre de masses données par le logiciel SAP2000.

Centre de masse						
niveau	X (m)	Y (m)		niveau	X (m)	Y (m)
Sous-sol	15.87	13.53		Etage 7	16.96	15.00
RDC	16.79	13.69		Etage 8	16.97	15.01
Etage 1	16.52	13.75		Etage 9	16.97	15.02
Etage 2	16.68	14.52		Etage 10	16.98	15.02
Etage 3	16.93	14.98		Etage 11	16.99	15.03
Etage 4	16.94	14.98		Etage 12	16.99	15.03
Etage 5	16.95	14.99		accessible	16.87	15.21
Etage 6	16.95	15.00		inaccessible	17.42	13.45

IV.4.3.2 Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_t = \frac{\sum(I_{xi} * x_i)}{\sum I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum(I_{yi} * y_i)}{\sum I_{yi}} \end{array} \right.$$

Avec :

Xt : L'abscisse du centre de torsion.

Yt : L'ordonnée du centre de torsion.

Ixi : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

Iyi : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

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

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

Pour les poteaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xi} = \frac{b \times a^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{b \times a^3}{12} \end{array} \right.$$

Pour les voiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xi} = \frac{b' \times L^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{L \times b'^3}{12} \end{array} \right.$$

Pour les poteaux carrés :

$$I_{xi} = I_{yi} = \frac{a^4}{12}$$

Tableau IV-9 : Centre de torsion de chaque niveau de la structure.

Centre de torsion					
niveau	X (m)	Y (m)	niveau	X (m)	Y (m)
Sous-sol	16.57	16.56	Etage 7	17.02	16.69
RDC	16.74	16.40	Etage 8	17.02	16.69
Etage 1	16.75	16.43	Etage 9	17.02	16.70
Etage 2	16.75	16.55	Etage 10	17.02	16.70
Etage 3	17.00	16.65	Etage 11	17.02	16.71
Etage 4	17.00	16.65	Etage 12	17.02	16.71
Etage 5	17.01	16.67	accessible	17.03	16.72
Etage 6	17.01	16.67	inaccessible	15.46	13.89

IV.4.3.3 Evaluation de l'excentricité :

Selon RPA99 V 2003 on doit calculer deux types d'excentricité :

a) Excentricité théorique:

$$Ext = | X_m - X_t |$$

$$Eyt = | Y_m - Y_t |$$

Avec : X_t, Y_t : Les coordonnées de centre de torsion

X_m, Y_m : Les coordonnées de centre de masse

b) Excentricité accidentelle :

$$E_{xa} = \max(5\% \times L_x \text{ max}; Ext)$$

$$E_{ya} = \max(5\% \times L_y \text{ max}; Eyt)$$

$$5\% L_x \text{ max} = \frac{5}{100} \times 32,5 = 1,625 \text{ m}$$

$$5\% L_y \text{ max} = \frac{5}{100} \times 27,81 = 1,3905 \text{ m}$$

Tableau IV-10 : L'excentricité théorique et accidentelle de chaque niveau de structure.

	Excentricité accidentelle		Excentricité théorique (m)		Excentricité finale (m)	
	5% Lx max	5% Ly max	Ext	Ext	E _{xa}	E _{ya}
Sous-sol	1.625	1.3905	0.70	3.03	1.625	3.03
RDC			0.05	2.74	1.625	2.74
Etage 1			0.23	2.68	1.625	2.68
Etage 2			0.07	2.03	1.625	2.03
Etage 3			0.07	1.67	1.625	1.67
Etage 4			0.06	1.67	1.625	1.67
Etage 5			0.06	1.68	1.625	1.68
Etage 6			0.06	1.67	1.625	1.67
Etage 7			0.06	1.69	1.625	1.69
Etage 8			0.05	1.68	1.625	1.68
Etage 9			0.05	1.68	1.625	1.68
Etage 10			0.04	1.68	1.625	1.68
Etage 11			0.03	1.68	1.625	1.68
Etage 12			0.03	1.68	1.625	1.68
accessible			0.16	1.51	1.625	1.51
inaccessible			1.96	0.44	1.96	1.3905

IV.5 Méthodes de calculs :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5.1 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

A) - Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone (I et II) et 30m en zone (III).

B) - Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant toutes les conditions de hauteur énoncées en (A), les conditions complémentaires :

- ✓ Zone (I) : Tous groupes.
- ✓ Zone (II) : Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, avec $H \leq \min(7 \text{ Niveaux ; } 23 \text{ m})$.
- Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux ; } 17 \text{ m})$.
- Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux ; } 10 \text{ m})$.
- ✓ Zone (III) :
- Groupe d'usage 2 et 3, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux ; } 17\text{m})$.
- Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux ; } 10 \text{ m})$.
- Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(2 \text{ Niveaux ; } 8\text{m})$.

IV.5.2 Méthode d'analyse modale spectrale

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.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- ✓ Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.
- ✓ 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 dans chaque direction considérée.

IV.6 Combinaison d'action :

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

- ✓ ELU : $1,35G+1,5Q$
- ✓ ELS : $G+Q$
- ✓ ELA : $G+Q\pm 1,2 E$
- ✓ ELA : $G+Q\pm E$
- ✓ ELA : $0,8G+E$

IV.7 choix de la méthode de calcul :

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

On va utiliser les deux méthodes, la méthode statique équivalente et modale spectrale car toutes les conditions sont vérifiées, et on compare entre eux.

IV.8 Méthode équivalent statique :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule proposée par le **RPA99 V 2003**

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

Avec :

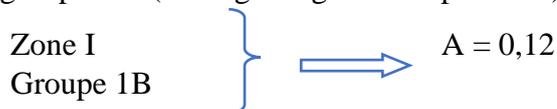
- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W : poids total de la structure ($W = G + \beta Q$)
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4-5 du RPA99, dans notre cas $\beta = 0.2$

IV.8.1 Coefficient d'accélération de zone (A) :

✓ D'après la classification sismique (**RPA 99 V 2003**), la wilaya de Tlemcen appartient de **Zone I** (une faible sismicité).

✓ Notre bâtiment est d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m.

Donc, groupe 1B (ouvrage de grande importance).

**IV.8.2 Coefficient de comportement (R) :**

La valeur de R est donnée par (Tableau (4-1) RPA99V2003) en fonction du système de contreventement

Notre structure a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

Dans ce système, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Et on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera : $R = 3,5$

On va le vérifié par la suite.

IV.8.3 Périodes caractéristiques à catégorie de site (T₁, T₂) :

On a site 3 (site meuble)

Donc, T₁ = 0,15 s T₂ = 0,50 s

IV.8.4 Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$n = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\varepsilon}\right)} \geq 0.7$$

Avec ε : est le pourcentage d'amortissement critique.

- Remplissage est dense
 - Portique en béton armé
- } $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$n = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 \geq 0,7$$

IV.8.5 Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus Petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99V2003.

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

$$T = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_{x,Y}}} \right)$$

❖ $T = C_T h_N^{3/4}$ (formule empirique).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, de type de remplissage.

Dans ce projet ;

Tableau IV-11 : Choix de coefficient CT en fonction du système de contreventement.

système de contreventement	CT
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,05

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

h_N = 49,92 m.

❖ On peut utiliser aussi la formule : $T_2 = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_{x,Y}}}$

Tableau IV-12 : Récapitulation des périodes dans les 02 sens.

	Sens x	Sens y
H _N (m)	49,92	49,92
T ₁ (s)	0,94	0,94
D (m)	33,10	28,4
T ₂ (s)	0,78	0,84
T=min (T ₁ , T ₂)	0,78	0,84
T _{majorée} =1,3 T	1,01	1,09

Tableau IV-13 : Période choisie pour le calcul du (D).

Si	Période choisie pour le calcul du (D)
$T \text{ (analytique)} \leq T \text{ (empirique)}$	$T = T \text{ (empirique)}$
$T \text{ (empirique)} \leq T \text{ (analytique)} \leq 1,3 T \text{ (empirique)}$	$T = T \text{ (analytique)}$
$T \text{ (analytique)} \geq T \text{ (empirique)}$	$T = 1,3T \text{ (empirique)}$

$$T_{\text{analytique}} = 0,86 \text{ s}$$

$$T \text{ (empirique)} \leq T \text{ (analytique)} = 0,86 \text{ s} \leq 1,3 T \text{ (empirique)}$$

$$\text{Donc, } T_x = T_y = T \text{ (analytique)} = 0,86 \text{ s}$$

IV.8.6 Facteur d'amplification dynamique moyen 'D' :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5n & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5n(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} \cdot (3 / T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site

T : période fondamentale

n : facteur d'amortissement

$$T_2 \leq T_x, T_y \leq 3,0 \text{ s}$$

Tableau IV-14 : Coefficient d'amplification dynamique dans les 02 sens.

	Sens x	Sens-y
$T_{\text{analytique}}$	0,86	0,86
n	0,882	0,882
D	1,53	1,53

IV.8.7 Facteur de Qualité 'Q' :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par $Q = 1 + \sum_1^5 Pq$

Avec : Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non

IV.8.7.1 condition minimale sur les files de contreventement

D'après le **RPA99 V 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

Tableau IV-15: Vérification de la condition minimale sur les files de contreventement.

Travée	Sens x		Travée	Sens-y	
6	5,1/5,4= 0,94	CV	5	5,0/6,0= 0,83	CV
	5,4/5,5= 0,98			6,0/5,8= 1,03	
	5,5/5,1= 1,07			5,8/4,7= 1,23	
	5,1/5,5= 0,92			<i>Droite</i> 4,7/6,31=0,74	
	5,5/5,9= 0,93			<i>gauche</i> 4,7/5,368=0,82	
Pq_{x1}	0		Pq_{y1}	0	

IV.8.7.2 Redondance en plan :

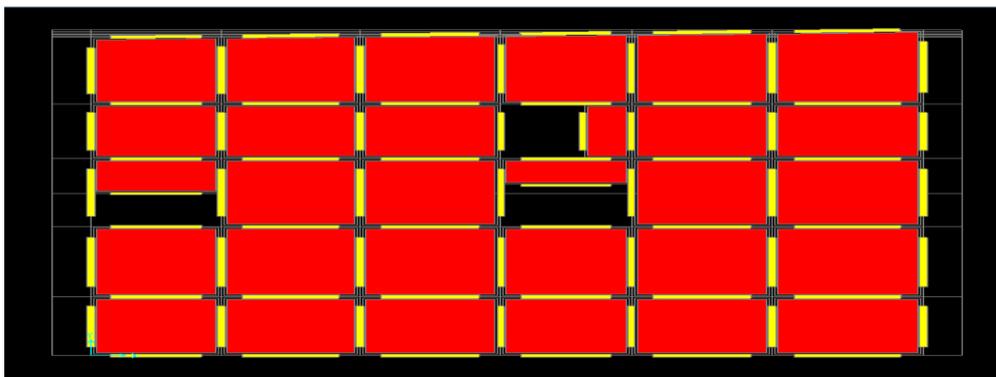
Chaque étage devra avoir, en plan, au niveau 4 files de portique, ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépasse pas 1.5m

Tableau IV-16: Vérification de la redondance en plan

files	Sens x		files	Sens-y	
7	$L_{max}/L_{min}=5,9/5,1=1,15$	CV	6	$L_{max}/L_{min}=6,31/4,7=1,34$	CV
Pq_{x2}	0		Pq_{y2}	0	

IV.8.7.3 Régularité en plan :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (c1 à c4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait (RPA 99 version 2003 P 35).

**Figure VI-7 :** Représentation d'un plancher sens(X-Y).

C₁)- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. Pour notre cas la symétrie n'est pas assurée (trapèze). ———→ **CNV**

C₂)- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. ———→ **CV**

C₃)-

➤ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

Notre structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $32,50 / 27,81 = 1,16 < 4$ ———→ **CV**

➤ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{11}{28,40} = 0,38 > 0,25 \text{ ———→ CNV}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{10,5}{33,10} = 0,31 > 0,25 \text{ ———→ CNV}$$

C₄)-Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des Contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$\frac{S_{ouverture}}{S_{plancher}} = \frac{15,04+18,36+18,15+13,77}{929,779} = 0,07 < 0,15 \longrightarrow \text{CV}$$

Puisque, il y'a des conditions qui ne vérifient pas donc,

Le critère est n'est pas observé **Pq₃ = 0,05**

IV.8.7.4 Régularité en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (d1 à d4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait. (RPA 99 version 2003 P 35).

d₁) Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Critère observé \longrightarrow **CV**

d₂) Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment que ne dépasse pas les 15%.

Dans notre cas le 1^{ère} étage (1181.502 t) et le 2^{ème} étage (867.95 t).

$$\frac{1181.502}{867.95} = 1,36 > 0,15$$

Donc le changement n'est pas brusque de la masse. \longrightarrow **CNV**

d₃) Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, dalle machine d'ascenseur etc. pourront ne pas respecter les règles d3 et d4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{11}{28,40} = 0,38 > 0,25 \longrightarrow \text{CNV}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{10,5}{33,10} = 0,31 > 0,25 \longrightarrow \text{CNV}$$

Puisque, il y'a des conditions qui ne vérifient pas donc,

Le critère est n'est pas observé **Pq_{4X} = Pq_{4Y} = 0,05**

IV.8.7.5 Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

On considère que les matériaux utilisés dans ce bâtiment ne sont pas contrôlés.

Donc critère non observé **Pq₅ = 0,05**

IV.8.7.6 contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Puisque il est très difficile de contrôler tous les opérations dans un chantier et pendant toute la durée du projet, on va considérer que la qualité d'exécution n'est contrôlée.

Donc critère non observé **Pq₆ = 0.1**

Tableau IV-17: Pénalité correspondante au critère.

	Sens x	Sens-y
Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
redondance en plan	0	0
régularité en plan	0,05	0,05
régularité en élévation	0,05	0,05
contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
La somme	0,25	0,25

$$Q_x = Q_y = 1 + 0,25 = 1,25$$

IV.8.8 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

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

$$V_{x(\text{statique})} = V_{y(\text{statique})} = \frac{0,12 \times 1,53 \times 1,25}{3,5} \times 123111,56 = 8072,60 \text{ KN}$$

IV.8.9 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 du RPA99V2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

IV.8.9.1 Sens x et y :

$$T = 0,86 > 0,7 \text{ s}$$

$$F_{tx} = F_{ty} = 0,07 VT = 0,07 \times 8072,60 \times 0,86 = 485,97 \text{ KN}$$

$$0,25 V_x = 0,25 \times 8072,60 = 2018,15 \text{ KN}$$

$$F_{tx} < 0,25 V_x \longrightarrow \text{CV}$$

Tableau IV-18: Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure.

Niveau	hi (m)	Wi (KN)	Wi hi (KN.m)	Fi (KN)
Sous-sol	3,06	10666.78	32640.36	86.28
RDC	6,12	11819.47	72335.16	191.22
Etage 1	9,69	11590.53	112312.28	296.91
Etage 2	13,26	8541.68	112903.45	298.48
Etage 3	16,32	7507.69	122525.51	323.91
Etage 4	19,38	7459.33	144561.77	382.17
Etage 5	22,44	7410.96	166302.04	439.64
Etage 6	25,5	7366.72	187851.39	496.61
Etage 7	28,56	7322.48	209129.98	552.86
Etage 8	31,62	7282.55	230274.28	608.76
Etage 9	34,68	7242.53	251170.83	664.00
Etage 10	37,74	7206.82	271985.33	719.03
Etage 11	40,8	7171.01	292577.28	773.47
Etage 12	43,86	7139.03	313117.91	827.77
T accessible	46,92	6672.66	313081.39	827.67
T inaccessible	49,92	741.34	37007.77	97.83
$\sum W_i$		124092.57	2869776.73	7586.63

IV.8.9.2 Vérification de l'effort tranchant à la base par la 2^{ème} formule:

Selon RPA99 version 2003, il existe une 2^{ème} formule pour vérifier l'effort tranchant à la base

$$V = Ft + \sum_{i=1}^{16} Fi = 485,97 + 7586,63 = 8072,60 \text{ KN}$$

$$V_x = V_y = 8072,60 \text{ KN}$$

Puisque les résultats sont les mêmes, donc la condition est vérifiée.

IV.9 Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :**IV.9.1 Vérification de coefficient de comportement R :**

D'après le RPA99/Version2003, Pour le système (2 → R=3,5) de contreventement mixte assuré par des voiles ou des voiles et des portiques.

Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (ELS) ou bien (ELU).

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

Après l'exécution de SAP2000, on utilise les combinaisons Ex et Ey pour la vérification des charges verticales et horizontales, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

IV.9.1.1 Sous sollicitations verticales :

Tableau IV-19 : Justification de l'interaction due aux charges verticales.

P Structure (KN)	P Poteaux (KN)	P Voiles (KN)	% P Poteaux (KN)	% P Voiles (KN)
165709,597	118408,93	47300,664	71,45	28,54
CV				

Tableau IV-20 : Justification de l'interaction due aux charges verticales dans chaque niveau.

Niveau	Pn (KN)	P voiles (KN)	P poteaux (KN)	% P voiles	% P poteaux
Sous-sol 2	165709,597	47300,664	118408,93	71,45	28,54
Sous-sol 1	112447,72	35739,645	76708,075	31,78	68,21
RDC	100628,25	34213,865	66414,385	34,00	65,99
Etage 1	89037,71	32381,616	56656,094	36,36	63,63
Etage 2	80523,12	23922,194	56600,926	29,70	70,29
Etage 3	73015,43	19608,437	53406,993	26,85	73,14
Etage 4	65556,10	13202,625	52353,475	20,13	79,86
Etage 5	58145,14	11502,183	46642,957	19,78	80,21
Etage 6	50778,42	9974,451	40803,969	19,64	80,35
Etage 7	43455,94	7991,201	35464,739	18,38	81,16
Etage 8	36173,39	6981,873	29191,517	19,30	80,69
Etage 9	28930,86	5506,06	23424,800	19,03	80,96
Etage 10	21724,04	4045,187	17678,853	18,62	81,37
Etage 11	14553,03	2567,848	11985,182	17,64	82,35
Etage 12	7414,00	2651,842	4762,158	35,76	64,23
T accessible	741,34	521,94	219,400	70,40	29,60

Conclusion : La condition est vérifiée dans tous les niveaux de la structure.

IV.9.1.2 Sous sollicitations horizontales :**Tableau IV-21** : Justification de l'interaction due aux charges horizontales.

V Structure (KN)	V Voiles (x) (KN)	V Voiles (y) (KN)	% Voiles (x) (KN)	% Voiles(y) (KN)
7586,61	6944,66	7304,73	91,54	96,28
			CV	CV

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, on constate que les voiles reprennent presque la totalité des charges horizontales.

Puisque l'effort tranchant reprise par les voiles dépasse les 90%, on peut considérer que la totalité des efforts horizontales est reprise par des voiles. Puisque c'est impossible d'avoir les 100%.

Cela implique que la condition est vérifiée, donc on garde le coefficient de comportement $R=3,5$.

IV.9.2 Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de RPA99/version2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\mu = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

La combinaison (G+Q±E) donne les efforts normaux maximums.

Tableau IV-22 : Justification de l'effort normal réduit dans tous les étages.

Niveau	(A=B) (m)	S (m ²)	N (max) (MN)	μ	$\mu < 0,3$
Sous-sol 2	0,70	0,49	4,405	0,36	CNV
Sous-sol 1	0,70	0,49	4,397	0,35	CNV
RDC	0,65	0,4225	3,871	0,36	CNV
Etage 1	0,65	0,4225	3,438	0,32	CNV
Etage 2	0,60	0,36	3,122	0,34	CNV
Etage 3	0,60	0,36	2,817	0,31	CNV
Etage 4	0,55	0,3025	2,514	0,33	CNV
Etage 5	0,55	0,3025	2,219	0,29	CV
Etage 6	0,50	0,25	1,926	0,31	CNV
Etage 7	0,50	0,25	1,639	0,26	CV
Etage 8	0,45	0,2025	1,354	0,26	CV
Etage 9	0,45	0,2025	1,074	0,21	CV
Etage 10	0,40	0,16	0,804	0,20	CV
Etage 11	0,40	0,16	0,545	0,13	CV
Etage 12	0,35	0,1225	0,285	0,09	CV
T accessible	0,35	0,1225	0,113	0,03	CV

Conclusion :

La condition n'est pas vérifiée dans certains niveaux, donc la solution c'est d'augmenter les dimensions des poteaux au niveau d'étages que la condition ne vérifie pas.

Après avoir augmenté les dimensions des poteaux, on va refaire la vérification.

Tableau IV-23 : La nouvelle justification de l'effort normal réduit après l'augmentation des dimensions de poteaux

Niveau	(A=B) (m)	S (m ²)	N (max) (MN)	μ	$\mu < 0,3$
Sous-sol 2	0,80	0,64	4,798	0,29	CV
Sous-sol 1	0,80	0,64	4,611	0,28	CV
RDC	0,75	0,5625	4,069	0,28	CV
Etage 1	0,75	0,5625	3,616	0,25	CV
Etage 2	0,70	0,49	3,283	0,26	CV
Etage 3	0,70	0,49	2,964	0,25	CV
Etage 4	0,65	0,4225	2,645	0,25	CV
Etage 5	0,65	0,4225	2,334	0,22	CV
Etage 6	0,60	0,36	2,024	0,22	CV
Etage 7	0,60	0,36	1,721	0,19	CV
Etage 8	0,55	0,3025	1,420	0,18	CV
Etage 9	0,50	0,25	1,124	0,18	CV
Etage 10	0,45	0,2025	0,832	0,16	CV
Etage 11	0,40	0,16	0,544	0,13	CV
Etage 12	0,35	0,1225	0,282	0,09	CV
T accessible	0,35	0,1225	0,130	0,04	CV

Conclusion :

La condition est vérifiée dans tous les niveaux de la structure.

Remarque :

- 1) On change les anciennes dimensions des poteaux par les nouvelles dimensions obtenus à travers la vérification de l'effort normal réduit. Et on relance une analyse modale pour faire une comparaison de période.
- 2) L'ancienne période = 0,862488s \approx la nouvelle période = 0,860062s
- 3) Puisque les périodes sont presque égaux, donc le coefficient d'amplification dynamique sera le même, cela nous donne presque la même répartition des efforts.
- 4) On a essayé de diminuer l'épaisseur des voiles après avoir augmenté les sections des poteaux, mais le problème de torsion d'ensemble revient. Donc, cette idée est refusée.

IV.9.3 Vérification vis-à-vis des déformations :

D'après le RPA99/Version2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de sa hauteur.

Avec : $\delta_{(ek)}$: Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K) dans les deux sens (x,y) \rightarrow (Les déplacements sont calculés par logiciel Sap2000)

$$\delta_{(k)} = \delta_{(ek)} \times R$$

R : Coefficient de comportement (R = 3,5)

$\Delta_{(k)}$: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x,y)

$$\Delta_{(k)} = \delta_{(k)} - \delta_{(k-1)} \rightarrow \Delta_{(k)} \leq 1\% (h_e)$$

h_e : La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-24 : Vérification vis-à-vis des déformations inter étages.

Niveau	δ_{kx} (cm)	δ_{ky} (cm)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	1% h_e	$\Delta_k < 1\% h_e$
Sous-sol	0.19355	0.2422	0.19355	0.2422	3.06	CV
RDC	0.59675	0.6881	0.4032	0.4459	3.06	CV
Etage 1	1.2348	1.3786	0.6381	0.6905	3.57	CV
Etage 2	2.0296	2.3285	0.7948	0.9499	3.57	CV
Etage 3	2.8770	3.3978	0.8474	1.0693	3.06	CV
Etage 4	3.7975	4.5346	0.9202	1.1368	3.06	CV
Etage 5	4.7586	5.7057	0.9611	1.1711	3.06	CV
Etage 6	5.7340	6.8740	0.9754	1.1683	3.06	CV
Etage 7	6.7077	8.0255	0.9737	1.1515	3.06	CV
Etage 8	7.6618	9.1336	0.9541	1.1081	3.06	CV
Etage 9	8.5876	10.1934	0.9258	1.0598	3.06	CV
Etage 10	9.4738	11.1870	0.8862	0.9939	3.06	CV
Etage 11	10.3197	12.1184	0.8459	0.9314	3.06	CV
Etage 12	11.1237	12.9801	0.8040	0.8617	3.06	CV
T accessible	11.8930	13.7844	0.7693	0.8043	3.06	CV
T inaccessible	8.9950	9.3947	2.8980	2.9694	3.00	CV

Conclusion :

Il y'a aucun risque car les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le RPA99/Version2003.

IV.9.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :**D'après le RPA99/Version2003 :**

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, Cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < \theta = 0.1$$

Si $0,10 \leq \theta(K) \leq 0,20 \rightarrow$ Amplifiant les effets de P-Delta de $1 / (1 - \theta K)$

Si $\theta(K) \geq 0,20 \rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

- ✓ **P(K)** : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau (k).

$$PK = \sum W_i n_i = 1$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + (\beta \times W_{Qi})$

- ✓ **V(K)** : Effort tranchant d'étage au niveau (K)
- ✓ **Δ (K)** : Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x,y).
- ✓ **h(k)** : La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens x :**Tableau IV-25** : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ dans le sens x

<i>Niveau</i>	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ	$\theta < 0,1$
Sous-sol	123114.50	0.19355	7586.61	306	0.0100	CV
RDC	112447.72	0.4032	7500.33	306	0.0197	CV
Etage 1	100628.25	0.6381	7309.11	357	0.0246	CV
Etage 2	89037.71	0.7948	7012.20	357	0.0282	CV
Etage 3	80523.12	0.8474	6713.72	306	0.0332	CV
Etage 4	73015.43	0.9202	6389.81	306	0.0347	CV
Etage 5	65556.10	0.9611	6007.64	306	0.0342	CV
Etage 6	58145.14	0.9754	5568.00	306	0.0332	CV
Etage 7	50778.42	0.9737	5071.39	306	0.0318	CV
Etage 8	43455.94	0.9541	4518.53	306	0.0299	CV
Etage 9	36173.39	0.9258	3909.77	306	0.0279	CV
Etage 10	28930.86	0.8862	3245.77	306	0.0258	CV
Etage 11	21724.04	0.8459	2526.74	306	0.0237	CV
Etage 12	14553.03	0.8040	1753.27	306	0.0218	CV
T accessible	7414.00	0.7693	925.50	306	0.0201	CV
T inaccessible	741.34	2.8980	97.83	300	0.0732	CV

Sens y :**Tableau IV-26** : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ dans le sens y

<i>Niveau</i>	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ	$\theta < 0,1$
Sous-sol	123114.50	0.2422	7586.61	306	0.0128	CV
RDC	112447.72	0.4459	7500.33	306	0.0218	CV
Etage 1	100628.25	0.6905	7309.11	357	0.0266	CV
Etage 2	89037.71	0.9499	7012.20	357	0.0337	CV
Etage 3	80523.12	1.0693	6713.72	306	0.0419	CV
Etage 4	73015.43	1.1368	6389.81	306	0.0428	CV
Etage 5	65556.10	1.1711	6007.64	306	0.0417	CV
Etage 6	58145.14	1.1683	5568.00	306	0.0398	CV
Etage 7	50778.42	1.1515	5071.39	306	0.0376	CV
Etage 8	43455.94	1.1081	4518.53	306	0.0348	CV
Etage 9	36173.39	1.0598	3909.77	306	0.0320	CV
Etage 10	28930.86	0.9939	3245.77	306	0.0289	CV
Etage 11	21724.04	0.9314	2526.74	306	0.0261	CV
Etage 12	14553.03	0.8617	1753.27	306	0.0233	CV
T accessible	7414.00	0.8043	925.50	306	0.0210	CV
T inaccessible	741.34	2.9694	97.83	300	0.0750	CV

Conclusion :

D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que la condition est vérifiée, ce la veut dire que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x, y).

IV.9.5 Vérification de la stabilité au renversement : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens x :

- $M_x = \sum M_{xi} = \sum f_{xi} \cdot h = 86,28 \times 3,06 + 191,22 \times 6,12 \dots = 240274.8315 \text{ KN.m}$
- $N_x = 1.1 w = 135422.72 \text{ KN}$
- $B_x = 32.5 \text{ m}$

$$\frac{M_x}{N_x} = 1.77 < \frac{B_x}{4} = 8.125 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y :

- $M_y = \sum M_{yi} = \sum f_{yi} \cdot h = 86,28 \times 3,06 + 191,22 \times 6,12 \dots = 240274.8315 \text{ KN.m}$
- $N_y = 1.1 w = 135422.72 \text{ KN}$
- $B_y = 27.81 \text{ m}$

$$\frac{M_y}{N_y} = 1.77 < \frac{B_y}{4} = 6.9525 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.9.6 Justification de la largeur des joints sismiques :

Un joint parasismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare, dont les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum de 4cm, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).

D'après le RPA99/Version2003, La largeur minimale d (min) satisfait la condition suivante : $d (\text{min}) = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$

(δ_1 ; δ_2) : Les déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Par manque de données, On considère que le déplacement de notre bloc est le même dans les blocs adjacents.

Avec : ($\delta_1 = 118.93 \text{ mm}$) et ($\delta_2 = 137.844 \text{ mm}$)

$dx (\text{min}) = 15 \text{ mm} + (118.93 + 118.93) \text{ mm} = 252.86 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
 $dy (\text{min}) = 15 \text{ mm} + (137.844 + 137.844) \text{ mm} = 290.68 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Finalement, On prend une largeur de \rightarrow ($d = 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$)

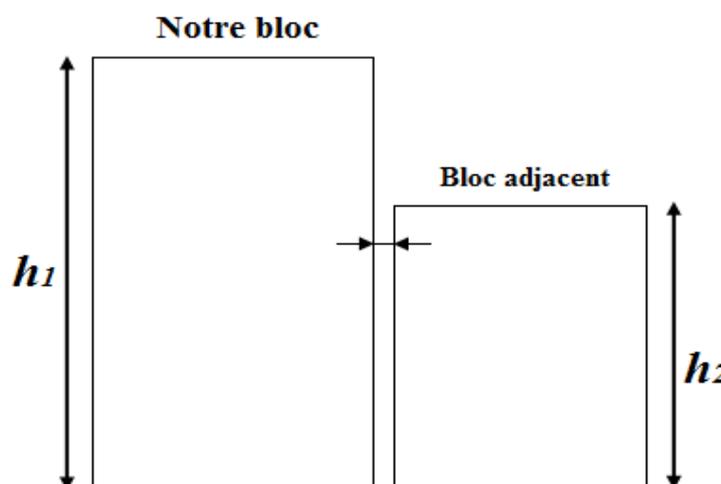


Figure VI-8 : Le joint sismique.

IV.10 Méthode d'analyse modale spectrale :

D'après le RPA99/Version2003 :

La méthode d'analyse modale spectrale est applicable pratiquement dans tous les cas, elle donne une interprétation réaliste du comportement d'une structure soumise à une action sismique. Elle servira au calcul des structures dont la configuration est simple ou complexe.

Avec 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 établit grâce à l'expression suivante :

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1 + (T/T_1) (2,5\eta (Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

T1, T2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie de site (S3)

Sa : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Vrsion2003,

Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (A) : Zone I et Groupe d'usage 2

A = 0,12

- Pourcentage d'amortissement critique (ε) : Béton armé dense

ε = 7%

- Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : Site meuble(S3)

T1 = 0,15 s ; T2 = 0,50 s

- Coefficient de comportement global de la structure (R) :

R = 3,5

- La période fondamentale de la structure (T) :

T (analytique) = 0,86 s

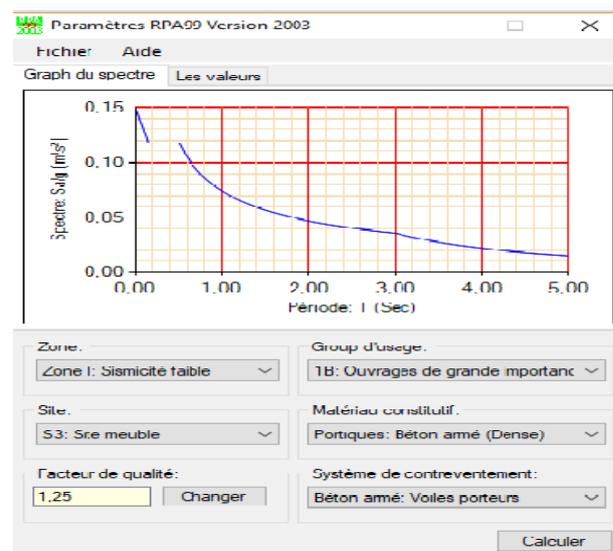
- Facteur de qualité (Q) :

Q(x) = Q(y) = 1,25

- Facteur de correction d'amortissement (η) :

η = 0,882

Figure VI-9 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA99 SPECTRE).



IV.10.1 Résultante des forces sismique de calcul :

A l'aide de logiciel (Sap2000), on lance une analyse modale, qui va nous donner les résultats suivants :

Tableau IV-27 : Efforts tranchants obtenue par les combinaisons modales

Exx	spectrale	7711,03
Eyy	spectrale	8270,041

IV.10.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :

D'après le RPA99/version2003, La résultante des forces sismiques à la base V(Dynamique) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V(Statique) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V(\text{dynamique}) \geq 80\% V(\text{statique})$$

Tableau IV-28 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

SENS	V _{statique}	0,8V _{statique}	V _{dynamique}	V _{dyn} > 0,8V _{stat}
X	7586,61	6069,28	7711,03	CV
Y	7586,61	6069,28	8270,041	CV

Conclusion :

La condition est vérifiée dans les 02 sens, donc la modélisation de notre structure est correcte, elle ne contient pas d'importances erreurs.

IV.10 conclusion :

La dynamique des structures est un champ d'expertise dont la maîtrise est désormais indispensable pour tout projet de construction. Le développement de structures toujours plus légères et élancées impose en effet à l'ingénieur civil d'en connaître les principes, tout comme ceux du génie parasismique. Elle est très importante pour assurer la stabilité des structures.

Dans notre structure, les conditions de stabilité fournis par RPA99 version2003 sont vérifiées, donc elle est stable.

On a trouvée vraiment des grosses difficultés à la disposition des voiles, puisque, le plan choisit ce n'était pas encore accepté par le CTC, et il y'avait des changements prévu aux niveaux des plans architecturaux par les ingénieurs de CTC.

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel constitué des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, 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.

V.2 Les poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion «M» dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc, ils sont calculés en **flexion composée**.

V.2.2 Combinaisons des charges :

Il existe deux types de combinaisons : Les combinaisons fondamentales et accidentelles :

V.2.2.1 Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.

- ELU → 1.35 G + 1.5 Q
- ELS → G + Q

V.2.2.2 Selon RPA99/version 2003 : Les combinaisons accidentelles.

- G + Q ± Ex
- G + Q ± Ey
- 0,8 G ± Ex
- 0,8 G ± Ey
- G + Q ± 1,2Ex
- G + Q ± 1,2Ey

V.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentés:

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.

$$\tau_{bu} = \frac{T}{bd}$$

T : L'effort tranchant.

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est 0,9b

$$\tau_{bu} = \varphi_d * f_{c28} \quad \text{RPA 99V2003, (P51)}$$

Avec :

$$\varphi_d = 0.075 \quad \lambda g \geq 5$$

$$\varphi_d = 0.04 \quad \lambda g < 5$$

λg : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \text{ RPA 99V2003, [7.4.2.2] (P66)}$$

Avec, a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et L_f longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 * l_0$$

$$L = 3,57 \text{ m}$$

$$L_f (\text{RDC; étage 1}) = 2,499 \text{ m}$$

$$L = 3,06 \text{ m}$$

$$L_f (\text{SS-1, SS-2, autres étages}) = 2,142 \text{ m}$$

Tableau V-1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Niveau	T (MN)	τ_u (MPa)	λg	φ_d	τ_{bu} (MPa)	
Sous-sol 2	0,253	0,439	2,6775	0,04	1	CV
Sous-sol 1	0,086	0,149	2,6775	0,04	1	CV
RDC	0,106	0,209	3,3320	0,04	1	CV
Etage 1	0,090	0,178	3,3320	0,04	1	CV
Etage 2	0,167	0,378	3,0600	0,04	1	CV
Etage 3	0,158	0,358	3,0600	0,04	1	CV
Etage 4	0,144	0,378	3,2953	0,04	1	CV
Etage 5	0,161	0,423	3,2953	0,04	1	CV
Etage 6	0,137	0,422	3,5700	0,04	1	CV
Etage 7	0,149	0,459	3,5700	0,04	1	CV
Etage 8	0,128	0,470	3,8945	0,04	1	CV
Etage 9	0,114	0,506	4,2840	0,04	1	CV
Etage 10	0,097	0,532	4,7600	0,04	1	CV
Etage 11	0,078	0,541	5,3550	0,075	1,875	CV
Etage 12	0,059	0,535	6,1200	0,075	1,875	CV
T accessible	0,018	0,163	6,1200	0,075	1,875	CV

Conclusion :

D'après le **tableau V-1**, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux.

Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

V.2.4 Sollicitations dans les poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison:

- Effort normal maximal avec le moment correspondant (N (max) ; M (correspondant))
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant (M (max); N (correspondant))
- Effort normal minimal avec le moment correspondant (N (min) ; M (correspondant))

N: Sera compté positif dans le cas d'une compression.

N : Sera compté négatif dans le cas d'une traction.

Tableau V-2 : Sollicitations maximales fondamentales.

Sollicitations maximales fondamentales	N (max) ; M (correspondant)		M (max) ; N (correspondant)		N (min) ; M (correspondant)	
	N (max) (MN)	M (corre) (MN.m)	M (max) (MN.m)	N (corre) (MN)	N (min) (MN)	M (corre) (MN.m)
<i>Niveau</i>						
Sous-sol 2	6,635	0,014	0,035	4,930	0,706	0,011
Sous-sol 1	6,154	0,009	0,041	4,455	0,484	0,009
RDC	5,410	0,023	0,078	3,899	0,204	0,020
Etage 1	4,802	0,023	0,170	0,235	0,172	0,123
Etage 2	4,353	0,037	0,096	4,001	1,190	0,026
Etage 3	3,925	0,019	0,074	2,986	1,068	0,036
Etage 4	3,500	0,019	0,066	2,671	1,860	0,019
Etage 5	3,085	0,024	0,075	2,356	0,830	0,038
Etage 6	2,673	0,023	0,067	2,127	0,714	0,034
Etage 7	2,271	0,029	0,080	1,801	0,598	0,039
Etage 8	1,872	0,027	0,079	1,483	0,486	0,037
Etage 9	1,480	0,029	0,078	1,173	0,378	0,037
Etage 10	1,094	0,028	0,074	0,869	0,275	0,035
Etage 11	0,737	0,013	0,064	0,567	0,176	0,031
Etage 12	0,386	0,024	0,054	0,280	0,081	0,034
T accessible	0,170	0,024	0,032	0,032	0,116	0,024

Tableau V-3 : Sollicitations maximales accidentelles.

Sollicitations maximales accidentelles	N (max) ; M (correspondant)		M (max) ; N (correspondant)		N (min) ; M (correspondant)	
	N (max) (MN)	M (corre) (MN.m)	M (max) (MN.m)	N (corre) (MN)	N (min) (MN)	M (corre) (MN.m)
<i>Niveau</i>						
Sous-sol 2	4,926	0,033	0,264	3,657	0,398	0,010
Sous-sol 1	4,639	0,137	0,179	3,942	0,262	0,007
RDC	4,095	0,081	0,199	3,647	0,112	0,072
Etage 1	3,640	0,093	0,215	3,339	0,099	0,038
Etage 2	3,306	0,056	0,261	2,578	0,438	0,023
Etage 3	2,985	0,062	0,243	2,294	0,399	0,017
Etage 4	2,665	0,051	0,224	2,016	0,364	0,018
Etage 5	2,352	0,054	0,255	1,778	0,328	0,019
Etage 6	2,040	0,045	0,219	1,545	0,294	0,017
Etage 7	1,735	0,048	0,236	1,313	0,253	0,044
Etage 8	1,432	0,039	0,211	1,087	0,207	0,040
Etage 9	1,134	0,036	0,187	0,865	0,162	0,037
Etage 10	0,840	0,030	0,157	0,647	0,118	0,033
Etage 11	0,548	0,024	0,125	0,432	0,074	0,028
Etage 12	0,283	0,028	0,096	0,222	0,033	0,030
T accessible	0,131	0,020	0,028	0,121	0,080	0,014

V.2.5 Ferrailages des poteaux :

D’après les règles de RPA99/version2003 (article 7.4.2.1) (P65)

V.2.5.1 Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre-poteaux) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :

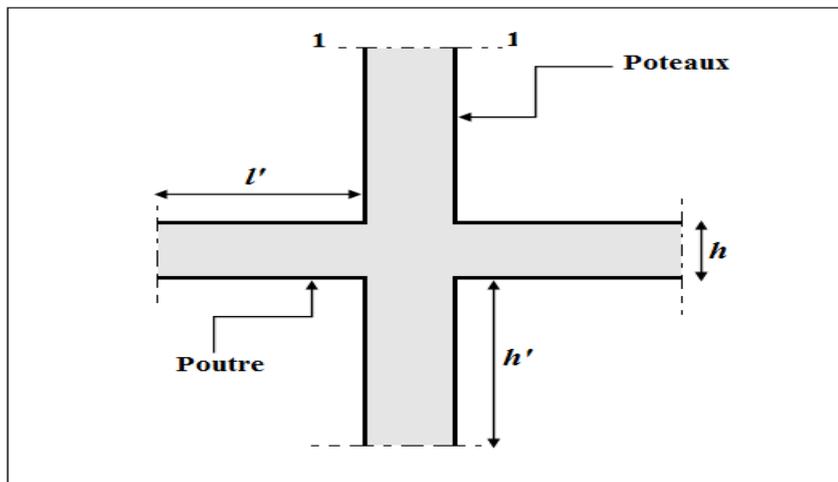


Figure V-1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)

Poteau: $h' = \max (he/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

Avec : ($b_1; h_1$: dimensions du poteau) ; (he : La hauteur de l’étage)

Poutre : $l' = 2 \times h$ Avec : (h : Hauteur de la poutre)

Tableau V-4: La longueur de la zone nodale.

Poteaux					
(a = b) (cm)	He (cm)	h' (cm)	(a = b) (cm)	He (cm)	h' (cm)
80	306	80	55	306	60
75	357	75	50	306	60
70	306	70	45	306	60
65	306	65	35	306	60
60	306	60	35	300	60

Poutres	
h (cm)	l' (cm)
55	110
45	90

On va prendre l'exemple de poteau de Sous-sol, car il est le plus sollicité.

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort Normal N et un moment fléchissant M.

✚ **Le poteau le plus sollicité du sous-sol à ELU :** Avec $(N_{(max)}; M_{(correspondant)})$

$$N_{(max)} = 6,635 \text{ MN}$$

$$M_{(correspondant)} = 0,014 \text{ MN.m}$$

$$a = b = 0,80 \text{ m}; f_e = 400 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15; \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}; d = 0,72 \text{ m}; d' = 0,08 \text{ m}; \mu_R = 0,392$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,014}{6,635} = 0,00211 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,133 \text{ m}$$

$$ea = d - \frac{h}{2} + e = 0,72 - \frac{0,8}{2} + 0,00211 = 0,32211 \text{ m}$$

$$Ma = N_u \times ea = 6,635 \times 0,32211 = 2,1372 \text{ MN.m}$$

L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures est près du centre de gravité du béton.

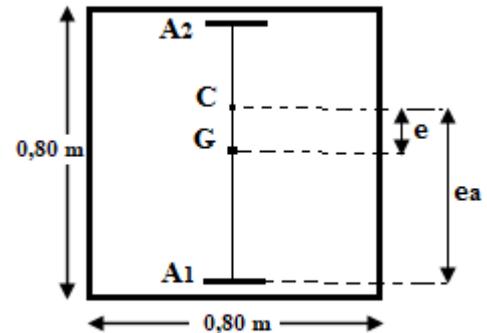


Figure V-2 : Section de poteau

a) **Vérification de domaine :**

$$N_u \times (d - d') - Ma > (0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bc}$$

$$6,635 \times (0,72 - 0,08) - 2,1372 > (0,337 - 0,81 \frac{0,08}{0,8}) 0,8 \times 0,8^2 \times 14,17$$

$$2,1092 > 1,8572 \longrightarrow \text{Section entièrement comprimé}$$

$$N_u \times (d - d') - Ma < (0,5h - d') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$6,635 \times (0,72 - 0,08) - 2,1372 < (0,5 \times 0,8 - 0,08) \times 0,8 \times 0,8 \times 14,17$$

$$2,1092 < 2,902 \longrightarrow \text{domaine 4} \longrightarrow A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{1}{\sigma_{st}} [N_u - (1 - \chi) b h f_{bc}]$$

$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} \frac{(d - d') N_u - Ma}{b h^2 f_{bc}}}{\frac{7}{6} \frac{d'}{h}} = \frac{0,5 - \frac{0,08}{0,8} \frac{(0,72 - 0,08) 6,635 - 2,1372}{0,8 \times 0,8^2 \times 14,17}}{\frac{7}{6} \frac{0,08}{0,8}} = 0,14432$$

$$A_2 = \frac{1}{348} [6,635 - (1 - 0,14432) \times 0,8 \times 0,8 \times 14,17] = -32,32 \text{ cm}^2$$

Remarque :

→ La béton peut résister seul aux efforts appliqués. On va ferriller par le minimum exigé par le RPA

→ on va procéder de la même manière pour le calcul de toutes les sollicitations.

NB :

S.E.C : section entièrement comprimé

S.P.C : section partiellement comprimé

Tableau V-5: Les résultats de ferrailage pour les sollicitations maximales fondamentales.

Sollicitations maximales fondamentales	N (max) ; M (correspondant)			M (max) ; N (correspondant)			N (min) ; M (correspondant)		
	Niveau	section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	section	A2 (cm ²)
Sous-sol	S.E.C	-32,32	0	S.P.C	0	-64,70	S.P.C	0	-10,63
Sous-sol 2	S.E.C	-39,08	0	S.P.C	0	-59,49	S.P.C	0	-7,27
Sous-sol 1	S.E.C	-33,54	0	S.P.C	0	-49,43	S.P.C	0	-2,37
RDC	S.P.C	0	-64,13	S.P.C	0	3,75	S.P.C	0	2,63
Etage 1	S.P.C	0	-58,61	S.P.C	0	-46,42	S.P.C	0	-16,99
Etage 2	S.P.C	0	-53,28	S.P.C	0	-37,92	S.P.C	0	-14,70
Etage 3	S.P.C	0	-48,50	S.P.C	0	-33,31	S.P.C	0	-26,41
Etage 4	S.P.C	0	-42,15	S.P.C	0	-29,13	S.P.C	0	-10,84
Etage 5	S.P.C	0	-37,28	S.P.C	0	-25,62	S.P.C	0	-9,09
Etage 6	S.P.C	0	-31,06	S.P.C	0	-20,89	S.P.C	0	-7,08
Etage 7	S.P.C	0	-26,09	S.P.C	0	-15,86	S.P.C	0	-5,27
Etage 8	S.P.C	0	-20,20	S.P.C	0	-10,91	S.P.C	0	-3,36
Etage 9	S.P.C	0	-14,95	S.P.C	0	-6,26	S.P.C	0	-1,64
Etage 10	S.P.C	0	-10,50	S.P.C	0	-2,26	S.P.C	0	-0,12
Etage 11	S.P.C	0	-4,38	S.P.C	0	1,46	S.P.C	0	2,01
Etage 12	S.P.C	0	-0,90	S.P.C	0	2,54	S.P.C	0	0,50

Tableau V-6: Les résultats de ferrailage pour les sollicitations maximales accidentelles.

Sollicitations maximales accidentelles	N (max) ; M (correspondant)			M (max) ; N (correspondant)			N (min) ; M (correspondant)		
	Niveau	section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	section	A2 (cm ²)	A1 (cm ²)	section	A2 (cm ²)
Sous-sol 2	S.P.C	0	-64,78	S.P.C	0	-38,37	S.P.C	0	-5,89
Sous-sol 1	S.P.C	0	-55,80	S.P.C	0	-46,21	S.P.C	0	-3,87
RDC	S.P.C	0	-51,23	S.P.C	0	-39,38	S.P.C	0	1,32
Etage 1	S.P.C	0	-45,77	S.P.C	0	-35,21	S.P.C	0	0,05
Etage 2	S.P.C	0	-42,59	S.P.C	0	-21,58	S.P.C	0	-5,81
Etage 3	S.P.C	0	-38,65	S.P.C	0	-19,56	S.P.C	0	-5,49
Etage 4	S.P.C	0	-34,27	S.P.C	0	-15,32	S.P.C	0	-4,82
Etage 5	S.P.C	0	-30,45	S.P.C	0	-10,55	S.P.C	0	-4,21
Etage 6	S.P.C	0	-26,19	S.P.C	0	-7,99	S.P.C	0	-3,70
Etage 7	S.P.C	0	-22,26	S.P.C	0	-4,12	S.P.C	0	-1,57
Etage 8	S.P.C	0	-18,23	S.P.C	0	-0,97	S.P.C	0	-0,86
Etage 9	S.P.C	0	-13,90	S.P.C	0	2,09	S.P.C	0	-0,11
Etage 10	S.P.C	0	-9,92	S.P.C	0	4,36	S.P.C	0	0,56
Etage 11	S.P.C	0	-6,03	S.P.C	0	5,96	S.P.C	0	1,14
Etage 12	S.P.C	0	-1,46	S.P.C	0	7,30	S.P.C	0	2,33
T accessible	S.P.C	0	-0,11	S.P.C	0	0,829	S.P.C	0	0,06

b) Vérification des armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 :

$$A (\text{min}) = 0,7\% \times S$$

Avec, (S) : La section du Béton.

Tableau V-7 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003.

Types	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)	Types	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)
80x80	6400	44,80	55x55	3025	21,175
75x75	5625	39,375	50x50	2500	17,50
70x70	4900	34,30	45x45	2025	14,175
65x65	4225	29,575	40x40	1600	11,20
60x60	3600	25,20	35x35	1225	8,575

c) Choix des armatures longitudinales :**Remarque :**

Plusieurs choix des armatures sont établis, mais le ferrailage adopté doit vérifier tous les conditions.

D'après les tableaux précédents, on constate que la section des armatures est soit négative, soit assez faible, si pour cela, on doit ferrailer par le minimum exigé par le RPA.

Tableau V-8 : Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)	Armatures adoptées	
			N × Ø	Ast (cm ²)
Sous-sol 2	80x80	44,80	12T20 + 4T16	45,74
Sous-sol 1	80x80	44,80	12T20 + 4T16	45,74
RDC	75x75	39,375	10T20 + 6T14	40,66
Etage 1	75x75	39,375	10T20 + 6T14	40,66
Etage 2	70x70	34,30	12T16 + 4T20	36,70
Etage 3	70x70	34,30	12T16 + 4T20	36,70
Etage 4	65x65	29,575	16T16	32,17
Etage 5	65x65	29,575	16T16	32,17
Etage 6	60x60	25,20	10T16 + 6T12	26,90
Etage 7	60x60	25,20	10T16 + 6T12	26,90
Etage 8	55x55	21,175	16T14	24,63
Etage 9	50x50	17,50	14T14	21,55
Etage 10	45x45	14,175	14T14	21,55
Etage 11	40x40	11,20	12T14	18,47
Etage 12	35x35	8,575	10T14	15,39
T accessible	35x35	8,575	10T14	15,39

V.2.5.2 Calcul des longueurs de recouvrement :**D'après le RPA99/version2003 :** $L_r \geq 40 \varnothing \rightarrow$ Zone I.**Tableau V-9:** Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

	RPA99/V2003	Lr (choix)
\varnothing (max) (mm)	L_r (mm)	L_r (mm)
$\varnothing 12$	480	500
$\varnothing 14$	560	600
$\varnothing 16$	640	650
$\varnothing 20$	800	820

V.2.5.3 Armatures transversales :**D'après RPA99/version2003 :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec:

 V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul. h : Hauteur totale de la section brute. f_e : 400 MPa ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant:

$$\rho_a = 2,50 \rightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \rightarrow \text{Si } \lambda_g < 5$$

a) L'espacement des armatures transversales :➤ Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(10\varnothing_l ; 15\text{cm}) \rightarrow$ Zone (I).➤ Zone courante : $S_t' \leq 15\varnothing_l$ Avec : (\varnothing_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

➔ On adopte les espacements suivant :

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \text{Min}(10 \times 1,2 ; 15\text{cm})$
 $S_t \leq 12 \text{ cm}$ On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$ ➤ **Zone courante :** $S_t' \leq 15\varnothing_l$
 $S_t' \leq 15 \times 1,2$
 $S_t' \leq 18 \text{ cm}$ On prend : $S_t' = 15 \text{ cm}$ **b) Diamètres des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales est déterminé par la formule suivante :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_l\right)$$

c) Vérification des armatures transversales selon RPA99/Version2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales ($\frac{A_t}{St \times b}$) est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \left(\frac{A_t}{St \times b}\right) = 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow \left(\frac{A_t}{St \times b}\right) = 0,8 \%$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

On prend : $F(x_a) = Y_a \rightarrow F(5) = 0,3 \%$ et $F(x_b) = Y_b \rightarrow F(3) = 0,8 \%$

$$(x) = \frac{y_a - y_b}{x_a - x_b} \times (x) + \frac{(x_a \times y_b) - (x_b \times y_a)}{x_a - x_b}$$

Remarque :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ (au minimum)

Le choix de l'espacement ainsi que la vérification du diamètre de ferrailage transversal, sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau V-10: La longueur de la zone nodale

Niveau	h (cm)	T (MN)	λ_g	φ_d	St (cm)	St' (cm)	ϕ_l (cm)	At _{Cal} (cm ²)	At _(RPA) (cm ²)	N×Ø	At (cm ²)
SS 2	80	0,253	2,6775	3,75	10	15	16	2,96	6,400	10Ø10	7,85
SS 1	80	0,086	2,6775	3,75			16	1,01	6,400	10Ø10	7,85
RDC	75	0,106	3,3320	3,75			14	1,325	5,370	8Ø10	6,26
1	75	0,090	3,3320	3,75			14	1,125	5,370	8Ø10	6,26
2	70	0,167	3,0600	3,75			16	2,237	5,495	8Ø10	6,26
3	70	0,158	3,0600	3,75			16	2,116	5,495	8Ø10	6,26
4	65	0,144	3,2953	3,75			16	2,077	4,719	8Ø10	6,26
5	65	0,161	3,2953	3,75			16	2,322	4,719	8Ø10	6,26
6	60	0,137	3,5700	3,75			12	2,140	3,945	6Ø10	4,71
7	60	0,149	3,5700	3,75			12	2,328	3,945	6Ø10	4,71
8	55	0,128	3,8945	3,75			12	2,182	3,168	6Ø10	4,71
9	50	0,114	4,2840	3,75			12	2,137	2,395	6Ø8	3,02
10	45	0,097	4,7600	3,75			12	2,021	1,620	6Ø8	3,02
11	40	0,078	5,3550	2,50	12	1,218	1,200	6Ø8	3,02		
12	35	0,059	6,1200	2,50	12	1,053	1,050	6Ø8	3,02		
T acc	35	0,018	6,1200	2,50	12	0,321	1,050	6Ø8	3,02		

V.2.5.4 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

D'après le (C.B.A.93)

Notre structure est située à Tlemcen, On considère que les fissurations sont peu nuisibles
Donc, on vérifie seulement la contrainte de béton.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V-11: Sollicitations maximales fondamentales à ELS.

Sollicitations maximales fondamentales	N (max) ; M (correspondant)		M (max) ; N (correspondant)		N (min) ; M (correspondant)	
	Ns (max) (MN)	Ms (corre) (MN.m)	Ms (max) (MN.m)	Ns (corre) (MN)	Ns (min) (MN)	Ms (corre) (MN.m)
Niveau						
Sous-sol 2	-4,820	0,010	0,025	-3,586	-0,706	0,011
Sous-sol 1	-4,470	0,006	0,030	-3,241	-0,484	0,009
RDC	-3,937	0,017	0,056	-2,842	-0,204	0,020
Etage 1	-3,496	0,017	0,123	-0,172	-0,172	0,123
Etage 2	-3,169	0,027	0,070	-2,902	-1,190	0,026
Etage 3	-2,857	0,013	0,054	-2,170	-1,068	0,036
Etage 4	-2,547	0,014	0,048	-1,941	-0,949	0,032
Etage 5	-2,245	0,017	0,055	-1,712	-0,830	0,038
Etage 6	-1,945	0,016	0,048	-1,544	-0,714	0,034
Etage 7	-1,652	0,021	0,058	-1,308	-0,598	0,039
Etage 8	-1,361	0,020	0,057	-1,077	-0,486	0,037
Etage 9	-1,076	0,021	0,056	-0,851	-0,378	0,037
Etage 10	-0,795	0,021	0,053	-0,631	-0,275	0,035
Etage 11	-0,535	0,009	0,046	-0,412	-0,176	0,031
Etage 12	-0,280	0,017	0,039	-0,203	-0,081	0,034
T accessible	-0,125	0,017	0,019	-0,117	-0,116	0,024

Exemple de calcul :

Le poteau le plus sollicité du sous-sol, Avec (N (max) ; M (correspondant))
(a = b = 80 cm) ; (n = 15) ; (A₁ = A₂ = 22,87 cm²) ; (d = 72 cm) ;

$$N_s (\text{max}) = 4,820 \text{ MN}$$

$$M_s (\text{correspondant}) = 0,010 \text{ MN.m}$$

La section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et si le point (C) est à l'intérieur du noyau central de la section de la section totale homogène.

a) Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,010}{4,820} = 0,00207 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,133 \text{ m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$e_1 = \frac{-\left[\frac{bh^3}{12} + bhe^2 + n A_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d'\right)^2 + n A_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d\right)^2\right]}{-b h e + n A_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d'\right) + n A_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d\right)}$$

$$e_1 = 28,06 \text{ m} \rightarrow e_1 > \frac{h}{2} + e = 0,40207 \text{ m}$$

→ L'axe neutre est en dehors de la section, donc elle est entièrement comprimée.

c) Calcul du moment statique :

$$S = (b \times h) \times (x - e) - (n \times A_2) \times (x - e - d' + h^2) + (n \times A_1) \times (x - e - d + h^2)$$

$$S = 19,88 \text{ m}^4$$

d) Calcul du moment inertie :

$$I_{AN} = \frac{bh^3}{12} + bh(e_1 - e)^2 + n A_2(e_1 - e + \frac{h}{2} - d')^2 + n A_1(e_1 - e + \frac{h}{2} - d)^2$$

$$I_{AN} = 557,89 \text{ m}^4$$

e) Calcul la section homogène :

$$B = b h + n (A_1 + A_2) = 0,71$$

f) Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns}{B} + \frac{Ms V1}{I_{AN}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On va faire la même chose pour les autres combinaisons et les autres étages, les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V-12: Vérification la contrainte béton a l'état limite service pour Nmax, Mcorres.

Niveau	N (max) ; M (correspondant)		e (m)	X (m)	Section	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
	Ns (max) (MN)	Ms (corre) (MN.m)						
Sous-sol 2	-4,820	0,010	0,00207	28,06	S.E.C	6,80	15	CV
Sous-sol 1	-4,470	0,006	0,00134	43,34	S.E.C	6,31	15	CV
RDC	-3,937	0,017	0,00431	11,85	S.E.C	6,31	15	CV
Etage 1	-3,496	0,017	0,00486	10,51	S.E.C	5,61	15	CV
Etage 2	-3,169	0,027	0,00852	5,24	S.E.C	5,81	15	CV
Etage 3	-2,857	0,013	0,00455	9,81	S.E.C	5,24	15	CV
Etage 4	-2,547	0,014	0,00549	7,02	S.E.C	5,41	15	CV
Etage 5	-2,245	0,017	0,00757	5,09	S.E.C	4,77	15	CV
Etage 6	-1,945	0,016	0,00822	4,18	S.E.C	4,85	15	CV
Etage 7	-1,652	0,021	0,01271	2,67	S.E.C	4,13	15	CV
Etage 8	-1,361	0,020	0,01469	1,90	S.E.C	6,32	15	CV
Etage 9	-1,076	0,021	0,01951	1,19	S.E.C	3,89	15	CV
Etage 10	-0,795	0,021	0,02641	0,74	S.E.C	3,55	15	CV
Etage 11	-0,535	0,009	0,01682	0,91	S.E.C	4,67	15	CV
Etage 12	-0,280	0,017	0,06071	0,25	S.E.C	3,03	15	CV
T accessible	-0,125	0,017	0,13600	0,22	S.P.C	2,10	15	CV

Tableau V-13: Vérification la contrainte béton a l'état limite service pour Mmax, Ncorres.

Niveau	M (max) ; N (correspondant)		e (m)	X (m)	Section	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
	Ms (max) (MN.m)	Ns (corre) (MN)						
Sous-sol 2	0,025	-3,586	0,00697	8,34	S.E.C	5,06	15	CV
Sous-sol 1	0,030	-3,241	0,00925	6,28	S.E.C	4,57	15	CV
RDC	0,056	-2,842	0,01970	2,61	S.E.C	4,56	15	CV
Etage 1	0,123	-0,172	0,71511	0,78	S.P.C	3,59	15	CV
Etage 2	0,070	-2,902	0,03225	1,41	S.E.C	4,07	15	CV
Etage 3	0,054	-2,170	0,02488	1,81	S.E.C	3,99	15	CV
Etage 4	0,048	-1,941	0,02472	1,58	S.E.C	4,13	15	CV
Etage 5	0,055	-1,712	0,03212	1,23	S.E.C	3,66	15	CV
Etage 6	0,048	-1,544	0,03108	1,08	S.E.C	3,88	15	CV
Etage 7	0,058	-1,308	0,04434	0,78	S.E.C	3,34	15	CV
Etage 8	0,057	-1,077	0,05292	0,57	S.E.C	3,37	15	CV
Etage 9	0,056	-0,851	0,06580	0,41	S.E.C	3,42	15	CV
Etage 10	0,053	-0,631	0,08399	0,31	S.P.C	5,97	15	CV
Etage 11	0,046	-0,412	0,11165	0,24	S.P.C	5,15	15	CV
Etage 12	0,039	-0,203	0,19211	0,25	S.P.C	4,33	15	CV
T accessible	0,019	-0,117	0,16239	0,23	S.P.C	4,01	15	CV

Tableau V-14: Vérification la contrainte béton a l'état limite service pour Nmin, Mcorres.

Niveau	N (min) ; M (correspondant)		e (m)	X (m)	Section	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
	Ns (min) (MN)	Ms (corre) (MN.m)						
Sous-sol 2	-0,706	0,011	0,01558	3,74	S.E.C	1,00	15	CV
Sous-sol 1	-0,484	0,009	0,01859	3,14	S.E.C	0,68	15	CV
RDC	-0,204	0,020	0,09804	0,62	S.E.C	0,36	15	CV
Etage 1	-0,172	0,123	0,71511	0,78	S.P.C	3,59	15	CV
Etage 2	-1,190	0,026	0,02184	2,06	S.E.C	2,18	15	CV
Etage 3	-1,068	0,036	0,03370	1,35	S.E.C	1,97	15	CV
Etage 4	-0,949	0,032	0,03372	1,17	S.E.C	2,03	15	CV
Etage 5	-0,830	0,038	0,04578	0,88	S.E.C	1,80	15	CV
Etage 6	-0,714	0,034	0,04762	0,73	S.E.C	1,83	15	CV
Etage 7	-0,598	0,039	0,06521	0,56	S.E.C	1,59	15	CV
Etage 8	-0,486	0,037	0,07613	0,44	S.E.C	1,65	15	CV
Etage 9	-0,378	0,037	0,09788	0,33	S.P.C	3,03	15	CV
Etage 10	-0,275	0,035	0,12727	0,27	S.P.C	3,25	15	CV
Etage 11	-0,176	0,031	0,17613	0,26	S.P.C	2,94	15	CV
Etage 12	-0,081	0,034	0,41975	0,44	S.P.C	2,34	15	CV
T accessible	-0,116	0,024	0,20689	0,26	S.P.C	1,31	15	CV

Conclusion : Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

V.2.6 Schéma de ferrailage :

Comme exemple, on a choisi le poteau de sous-sol.

Le ferrailage est illustré sur la figure suivante :

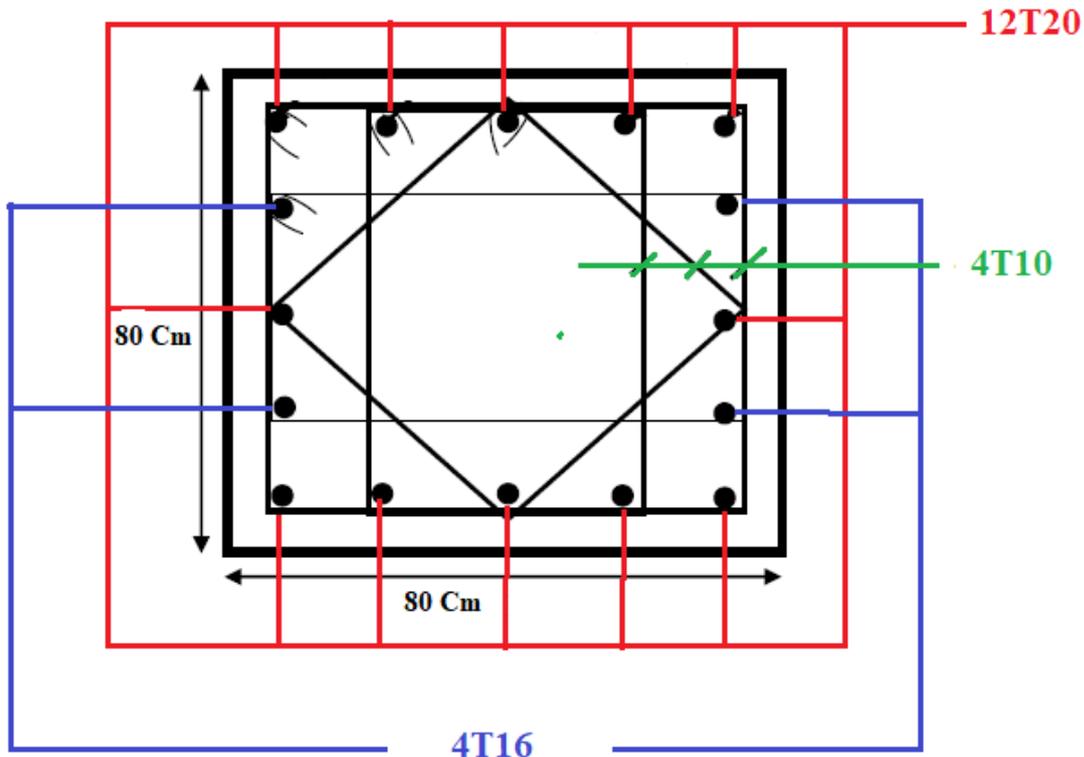


Figure V-3 : Ferrailage des poteaux sous-sol.

V.3 Les poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple à partir du règlement **B.A.E.L 91**, puis on se rapportera au règlement **RPA99 V 2003** pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

On distingue dans notre structure deux types des poutres :

❖ **Poutres principales** : Sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les transmettre aux poteaux. Notre structure contient un seul type de poutre principale de dimension $(30 \times 55) \text{ cm}^2$

❖ **Poutres secondaires** : Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer. Nous avons un seul type de poutre secondaire de dimension $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes donnés par le logiciel de calcul **SAP2000 v14.2.4**

V.3.2 Combinaisons des charges :

Il existe deux types de combinaisons : Les combinaisons fondamentales et accidentelles :

V.3.2 .1 Selon (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales.

- ELU $\rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$
- ELS $\rightarrow G + Q$
-

V.3.2 .2 Selon RPA99/version 2003 :

Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$
- $G + Q \pm 1,2Ex$
- $G + Q \pm 1,2Ey$

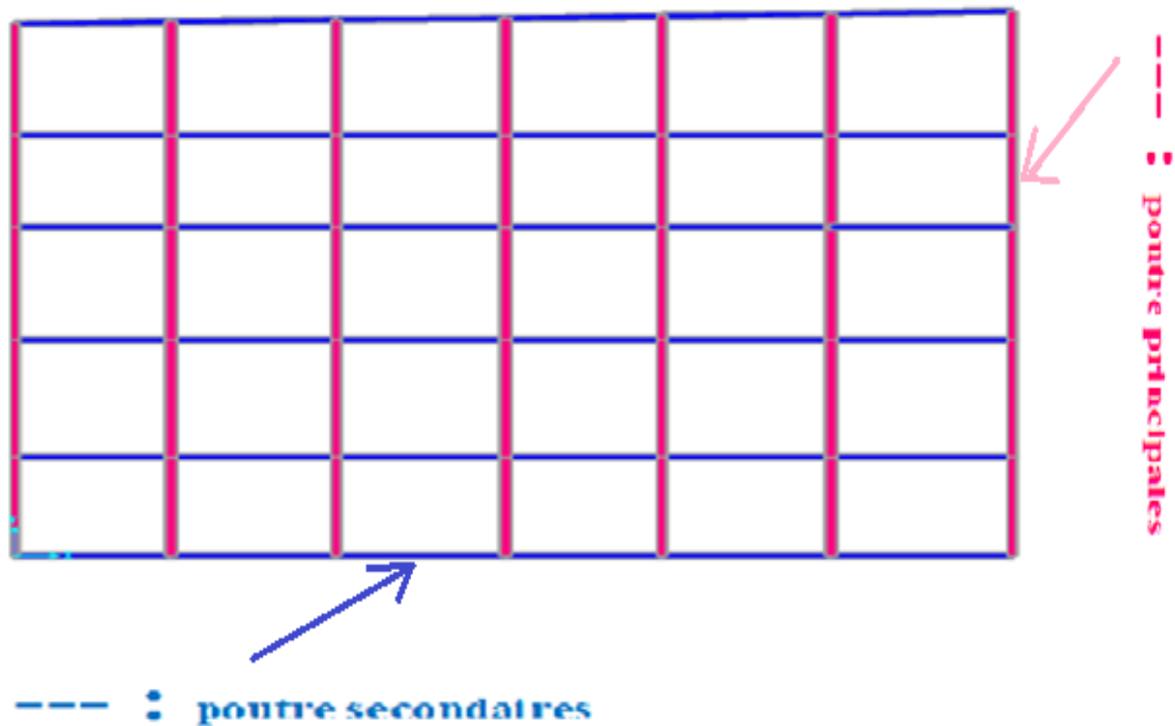


Figure V-4 : Types et emplacement des poutres.

V.3.3 Moments fléchissant et efforts tranchants :

Les résultats de sollicitations maximales des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V-15: Sollicitations maximales dans les Poutres principales.

Niveau	ELU		ELS		Accidentelle		V (max) (MN)
	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	
Sous-sol	0,04756	0,03913	0,03490	0,02864	0,05217	0,03446	0,04660
RDC	0,03910	0,01165	0,02868	0,00854	0,14381	0,08202	0,07408
Etage 1	0,08418	0,05157	0,06150	0,03761	0,22487	0,10531	0,14367
Etage 2	0,10295	0,02220	0,07489	0,01612	0,27893	0,14220	0,19722
Etage 3	0,14450	0,04767	0,10515	0,03466	0,34300	0,16716	0,19940
Etage 4	0,14124	0,04733	0,10221	0,03442	0,34721	0,17262	0,19951
Etage 5	0,13493	0,04618	0,09817	0,03358	0,34263	0,17116	0,19977
Etage 6	0,13030	0,04553	0,09427	0,03310	0,33255	0,16696	0,19988
Etage 7	0,12415	0,04455	0,09036	0,03239	0,31572	0,15925	0,20001
Etage 8	0,11935	0,04384	0,08685	0,03188	0,29823	0,11548	0,20012
Etage 9	0,11208	0,04301	0,08156	0,03128	0,26868	0,10979	0,19968
Etage 10	0,13170	0,07647	0,09462	0,05536	0,25737	0,09011	0,19896
Etage 11	0,19811	0,08971	0,14376	0,06513	0,24978	0,08229	0,19778
Etage 12	0,19897	0,09089	0,14439	0,06599	0,24968	0,08382	0,19806
T accessible	0,18099	0,07738	0,13107	0,05601	0,21652	0,06400	0,17949
T inaccessible	0,15573	0,06324	0,11304	0,046384	0,11922	0,04547	0,14921

Tableau V-16: Sollicitations maximales dans les Poutres secondaires.

Niveau	ELU		ELS		Accidentelle		V (max) (MN)
	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	
Sous-sol	0,07508	0,04360	0,05393	0,03160	0,06281	0,03179	0,07487
RDC	0,02180	0,00901	0,01611	0,00667	0,06967	0,02896	0,03557
Etage 1	0,02231	0,00937	0,01648	0,00694	0,08702	0,03725	0,04178
Etage 2	0,02506	0,00946	0,01849	0,00713	0,11206	0,04751	0,05063
Etage 3	0,02485	0,00952	0,01834	0,00705	0,12403	0,05265	0,05491
Etage 4	0,02491	0,00970	0,01838	0,00718	0,12996	0,05609	0,05726
Etage 5	0,02453	0,00965	0,01811	0,00714	0,13180	0,05690	0,05792
Etage 6	0,07223	0,02944	0,05253	0,02137	0,13598	0,07950	0,05544
Etage 7	0,07889	0,03230	0,05736	0,02344	0,14189	0,08337	0,05668
Etage 8	0,08443	0,03468	0,06138	0,02517	0,14597	0,08906	0,05883
Etage 9	0,08978	0,03619	0,06527	0,02627	0,14805	0,08887	0,05922
Etage 10	0,09469	0,04936	0,06882	0,03576	0,14874	0,08976	0,05903
Etage 11	0,09915	0,05737	0,07206	0,04161	0,14800	0,09086	0,05811
Etage 12	0,10115	0,05914	0,07351	0,04289	0,14509	0,06424	0,05620
T accessible	0,10194	0,06006	0,07407	0,04355	0,13435	0,06270	0,05061
T inaccessible	0,06226	0,02531	0,04532	0,01842	0,05212	0,02185	0,03107

V.3.4 Ferrailage des poutres :

D'après les règles de RPA99/version2003, nous avons :

V.3.4.1 Armatures longitudinales :

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $A(\min) = (0,5\% \times \text{Section du béton})$

✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$A(\max) = (4\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow$ Zone courante.

$A(\max) = (6\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow$ Zone de recouvrement.

▪ La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r(\min) = 40 \times \emptyset \rightarrow$ Zone (I)

Avec : (\emptyset) le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.4.2 Calcul de ferrailage :

On calcule les armatures nécessaires dans les poutres à l'état limite ultime et à l'état accidentel par les formules de la flexion simple.

✚ **Exemple de calcul :** On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale situé au plancher de l'étage 2.

Tableau V-17: Récapitulation des moments de poutre principale d'étage 2.

Niveau	ELU		Accidentel	
	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)
Etage 2	0,10295	0,02220	0,27893	0,14220

Avec : ($b = 0,30$ m) ; ($h = 0,55$ m) ; ($f_{c28} = 25$ MPa) ; ($f_e = 400$ MPa) ;
($f_{bc} = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b$) ; ($\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$) ; ($d = 0,9 \times h = 0,495$ m)

✚ **En appui :**

ELU

($\gamma_s = 1,15$) ; ($\gamma_b = 1,5$)

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

$$\sigma_{st} = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

($\mu_R = 0,392 \rightarrow$ (Cas général))

ACCIDENTEL

($\gamma_s = 1,00$) ; ($\gamma_b = 1,15$)

$$f_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 400 / 1,00 = 400 \text{ MPa}$$

($\mu_R = 0,379 \rightarrow$ (Cas accidentel))

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,10295}{0,3 \times (0,9 \times 0,55)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0988 < \mu_R = 0,392$$

→ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0988})$$

$$\alpha = 0,130$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,495 \times (1 - 0,4 \times 0,130)$$

$$Z = 0,469 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z A_{st}} = \frac{0,10295}{0,469 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 6,31 \text{ cm}^2$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,27893}{0,3 \times (0,9 \times 0,55)^2 \times 18,48}$$

$$\mu_u = 0,1047 < \mu_R = 0,379$$

→ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,21047})$$

$$\alpha = 0,139$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,495 \times (1 - 0,4 \times 0,139)$$

$$Z = 0,467 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z A_{st}} = \frac{0,02220}{0,467 \times 400}$$

$$A_{st} = 15,94 \text{ cm}^2$$

✚ En travée:

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,02220}{0,3 \times (0,9 \times 0,55)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0194 < \mu_R = 0,392$$

→ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0194})$$

$$\alpha = 0,025$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,495 \times (1 - 0,4 \times 0,025)$$

$$Z = 0,49 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z A_{st}} = \frac{0,02220}{0,49 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,14220}{0,3 \times (0,9 \times 0,55)^2 \times 18,48}$$

$$\mu_u = 0,2054 < \mu_R = 0,379$$

→ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,2054})$$

$$\alpha = 0,29$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,495 \times (1 - 0,4 \times 0,29)$$

$$Z = 0,437 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z A_{st}} = \frac{0,27893}{0,437 \times 400}$$

$$A_{st} = 7,60 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V-18: Ferrailages des poutres principales pour chaque étage.

Poutre Principale		ELU		Accidentel	
Niveau	Position	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
Sous-sol	Appui	2,83	0	2,69	0
	Travée	2,32	0	1,76	0
RDC	Appui	2,32	0	7,69	0
	Travée	0,68	0	4,28	0
Etage 1	Appui	5,10	0	12,49	0
	Travée	3,07	0	5,54	0
Etage 2	Appui	6,31	0	15,94	0
	Travée	1,30	0	7,60	0
Etage 3	Appui	9,07	0	20,34	0
	Travée	2,84	0	9,04	0
Etage 4	Appui	8,85	0	20,64	0
	Travée	2,81	0	9,36	0
Etage 5	Appui	8,42	0	20,31	0
	Travée	2,74	0	9,27	0
Etage 6	Appui	8,11	0	19,59	0
	Travée	2,70	0	9,03	0
Etage 7	Appui	7,70	0	18,42	0
	Travée	2,65	0	8,58	0
Etage 8	Appui	7,38	0	17,22	0
	Travée	2,60	0	6,10	0
Etage 9	Appui	6,90	0	15,27	0
	Travée	2,55	0	5,79	0
Etage 10	Appui	8,21	0	14,54	0
	Travée	4,72	0	4,71	0
Etage 11	Appui	12,88	0	14,05	0
	Travée	5,46	0	4,29	0
Etage 12	Appui	12,94	0	14,05	0
	Travée	5,53	0	4,37	0
T accessible	Appui	11,63	0	11,98	0
	Travée	4,67	0	3,31	0
T inaccessible	Appui	9,85	0	6,31	0
	Travée	3,79	0	2,34	0

Tableau V-19: Ferrillages des poutres secondaires pour chaque étage.

Poutre Secondaire		ELU		Accidentel	
Niveau	Position	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)
Sous-sol	Appui	5,65	0	4,02	0
	Travée	3,20	0	2,00	0
RDC	Appui	1,57	0	4,48	0
	Travée	0,64	0	1,82	0
Etage 1	Appui	1,61	0	5,66	0
	Travée	0,67	0	2,35	0
Etage 2	Appui	1,81	0	7,41	0
	Travée	0,68	0	3,01	0
Etage 3	Appui	1,80	0	8,26	0
	Travée	0,68	0	3,35	0
Etage 4	Appui	1,80	0	8,70	0
	Travée	0,69	0	3,58	0
Etage 5	Appui	1,77	0	8,83	0
	Travée	0,69	0	3,63	0
Etage 6	Appui	5,42	0	9,14	0
	Travée	2,14	0	5,14	0
Etage 7	Appui	5,96	0	9,58	0
	Travée	2,35	0	5,41	0
Etage 8	Appui	6,41	0	9,88	0
	Travée	2,53	0	5,80	0
Etage 9	Appui	6,85	0	10,04	0
	Travée	2,64	0	5,78	0
Etage 10	Appui	7,25	0	10,09	0
	Travée	3,64	0	5,85	0
Etage 11	Appui	7,63	0	10,03	0
	Travée	4,26	0	5,92	0
Etage 12	Appui	7,79	0	9,81	0
	Travée	4,39	0	4,12	0
T accessible	Appui	7,86	0	9,02	0
	Travée	4,46	0	4,01	0
T inaccessible	Appui	4,64	0	3,32	0
	Travée	1,83	0	1,37	0

a) Vérification des armatures longitudinales :✓ Selon le RPA99/version 2003 :

$$A (\text{min}) = 0,5\% \times S$$

$$A (\text{max}) = 4\% \times S \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A (\text{max}) = 6\% \times S \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$$

Avec, (S) : La section du Béton.

Tableau V-20: Récapitulation de section de ferrailage minimal selon RPA99/2003.

Types	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)	Z. courant	Z. nodale
			A (max) (cm ²)	A (max) (cm ²)
Poutre principale	30 × 55	8,25	66	99
Poutre secondaire	30 × 45	6,75	54	81

✓ Selon le (C.B.A.93).(B.A.E.L91) :

On appliquant la condition de non-fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; \text{ Avec : } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}) \text{ et } (f_e = 400 \text{ MPa})$$

Tableau V-21: Récapitulation de section de ferrailage minimal selon CBA93 et BAEL91

Types	b (cm)	d (cm)	A (min) (cm ²)
Poutre principale	30	49,5	1,79
Poutre secondaire	30	40,5	1,47

b) Choix des armatures :Remarque :

- Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions.
- On a augmenté la section des armatures en appuis et parfois en travée afin de satisfaire la condition à l'état limite de service (ELS) et la vérification des nœuds poteau-poutre (moment plastique).

Tableau V-22: Section de ferrailage adopté pour les poutres.

Niveau	Ast choisi (cm ²)	Poutre Principale		Poutre secondaire	
		Ast appui (cm ²)	Ast travée (cm ²)	Ast appui (cm ²)	Ast travée (cm ²)
Sous-sol	N × Ø	6T16	6T14	3T12+3T14	3T12+3T14
	Ast (cm ²)	12,06	9,24	8,01	8,01
RDC	N × Ø	6T16	6T14	3T12+3T14	3T12+3T14
	Ast (cm ²)	12,06	9,24	8,01	8,01
Etage 1	N × Ø	9T16	6T14	3T12+3T14	3T12+3T14
	Ast (cm ²)	18,10	9,24	8,01	8,01
Etage 2	N × Ø	9T16	6T14	3T12+3T14	3T12+3T14
	Ast (cm ²)	18,10	9,24	8,01	8,01
Etage 3	N × Ø	3T20+6T16	6T16	6T14	6T12
	Ast (cm ²)	21,40	12,06	9,24	6,79
Etage 4	N × Ø	3T20+6T16	6T16	6T14	6T12
	Ast (cm ²)	21,40	12,06	9,24	6,79
Etage 5	N × Ø	3T20+6T16	6T16	6T14	6T12
	Ast (cm ²)	21,40	12,06	9,24	6,79
Etage 6	N × Ø	3T20+6T16	6T16	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm ²)	21,40	12,06	10,65	6,79
Etage 7	N × Ø	3T20+6T16	6T16	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm ²)	21,40	12,06	10,65	6,79
Etage 8	N × Ø	9T16	6T14	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm ²)	18,10	9,24	10,65	6,79
Etage 9	N × Ø	9T16	6T14	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm ²)	18,10	9,24	10,65	6,79
Etage 10	N × Ø	9T16	6T14	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm ²)	18,10	9,24	10,65	6,79
Etage 11	N × Ø	9T16	6T14	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm ²)	18,10	9,24	10,65	6,79
Etage 12	N × Ø	9T16	6T14	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm ²)	18,10	9,24	10,65	6,79
T accessible	N × Ø	9T16	6T14	3T14+3T16	6T12
	Ast (cm ²)	18,10	9,24	10,65	6,79
T inaccessible	N × Ø	9T16	6T14	6T12	6T12
	Ast (cm ²)	18,10	9,24	6,79	6,79

c) **Calcul des longueurs d'ancrage et de recouvrement :**

✓ **La longueur d'ancrage :** D'après le (C.B.A.93)

La longueur d'ancrage : $L \geq l_2 + \varnothing/2 + r$

Avec : r : Rayon de courbure $\longrightarrow r = 5,5 \times \varnothing$ pour les aciers (HA).

\varnothing : Diamètre d'armature.

$$l_2 = l_s - \alpha l_1 - \beta r$$

$(l_1 ; l_2)$: Longueurs rectilignes.

l_s : Longueur de scellement droit. $l_s = f_e \times \emptyset / 4 \times \tau_s$

τ_s : Contrainte d'adhérence $\tau_s = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$

(ψ) : Coefficient d'ancrage $\psi = 1,5$ pour les aciers (HA).

L_D : Longueur développée de l'ancrage $L_D \geq l_2 + (r \times \theta) + l_1$

On adopte un ancrage courbe ($\theta = 135^\circ$) ; $\theta = 2,36$ rad ; $\alpha = 2,57$; $\beta = 3,92$; $l_1 = 6\emptyset$;

$f_e = 400$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa

Tableau V-23: La longueur calculée et choisie de l'ancrage pour chaque type d'acier.

\emptyset (mm)	l_s (mm)	l_1 (mm)	r (mm)	l_2 (mm)	L (mm) (calculé)	L_D (mm) (calculé)	L (mm) (choisis)	L_D (mm) (choisis)
$\emptyset 12$	423,28	72	66	-20,48	72	100,32	200	250
$\emptyset 14$	493,82	84	77	-23,90	84	117,04	200	250
$\emptyset 16$	564,37	96	88	-27,31	96	133,76	200	250
$\emptyset 20$	705,46	120	110	-34,14	120	167,20	200	250

✓ **La longueur de recouvrement:**

D'après le (C.B.A.93) : $L_r \geq (L_s) + \emptyset \rightarrow (\emptyset > 5 \text{ mm})$

D'après les règles de RPA99/version2003 : $L_r \geq (40 \times \emptyset) \rightarrow \text{Zone (I)}$

Tableau V-24: Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

	(C.B.A.93)	RPA99/V2003	Lr (choix)
\emptyset (mm)	L_r (mm)	L_r (mm)	L_r (mm)
$\emptyset 12$	429,28	480	500
$\emptyset 14$	500,82	560	600
$\emptyset 16$	572,37	640	700
$\emptyset 20$	715,46	800	850

V.3.4.3 Armatures transversales :

a) **Vérification au cisaillement** : D'après le (C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad \text{avec } (T_u : \text{L'effort tranchant à ELU})$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min } (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Tableau V-25: Les valeurs des contraintes tangentielles.

Niveau	Poutre Principale		Poutre secondaire		$\bar{\tau u}$
	Tu (MN)	τu (MPa)	Tu (MN)	τu (MPa)	
Sous-sol	0,04660	0,31380	0,07487	0,61621	2,5
RDC	0,07408	0,49885	0,03557	0,29275	2,5
Etage 1	0,14367	0,96747	0,04178	0,34386	2,5
Etage 2	0,19722	1,32808	0,05063	0,41670	2,5
Etage 3	0,19940	1,34276	0,05491	0,45193	2,5
Etage 4	0,19951	1,34350	0,05726	0,47127	2,5
Etage 5	0,19977	1,34525	0,05792	0,47670	2,5
Etage 6	0,19988	1,34599	0,05544	0,45629	2,5
Etage 7	0,20001	1,34686	0,05668	0,46650	2,5
Etage 8	0,20012	1,34760	0,05883	0,48419	2,5
Etage 9	0,19968	1,34464	0,05922	0,48740	2,5
Etage 10	0,19896	1,33979	0,05903	0,48584	2,5
Etage 11	0,19778	1,33185	0,05811	0,47827	2,5
Etage 12	0,19806	1,33373	0,05620	0,46255	2,5
T accessible	0,17949	1,20868	0,05061	0,41654	2,5
T inaccessible	0,14921	1,00478	0,03107	0,25572	2,5

Conclusion :

La contrainte tangentielle satisfaite la condition: $\bar{\tau u} > \tau u$

b) Choix des armatures transversales :

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

$$\varnothing t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing l_{\min} \right)$$

- **Poutre principale :** $\varnothing t \leq \min \left(\frac{55}{35}, \frac{30}{10}, 1,4 \right) \rightarrow \varnothing t \leq 1,4 \text{ cm}$
- **Poutre secondaire :** $\varnothing t \leq \min \left(\frac{45}{35}, \frac{30}{10}, 1,2 \right) \rightarrow \varnothing t \leq 1,2 \text{ cm}$

On prend : ($\varnothing T = 8 \text{ mm}$) ➔ Même choix pour tous les types des poutres.

- $A_t = 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ ➔ (Un cadre plus un étrier pour les poutres principales).
- $A_t = 2\varnothing 8 = 1,01 \text{ cm}^2$ ➔ (Un cadre pour les poutres secondaires).

c) Calcul des espacements des cadres :

❖ **D'après le (C.B.A.93) :**

$$St = \min [(1) ; (2)]$$

$$St (1) \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau u - 0,3 \times k \times f_{t'})} \rightarrow (1)$$

$$St (2) \leq \min \left(0,9d ; 40\text{cm} ; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \right) \rightarrow (2)$$

❖ D'après les règles de RPA99/version2003 :

Zone nodale → $St \leq \min (h/4 ; 12 \phi l (\text{min}) ; 30 \text{ cm})$

→ $L (\text{zone nodal}) = (2 \times h) + St_0$

$St_0 = 5 \text{ cm}$ (Selon RPA99/V2003).

Zone courante → $St' \leq (h/2)$

Avec : ($k = 1$ Pour fissuration préjudiciable) ; (τu : contrainte tangentielle).

$ft' = \min (28 ; 3,3\text{MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$; ($\gamma_s = 1,15$).

Poutre principales :

$At = 2,01 \text{ cm}^2$

$Fe = 400 \text{ MPa}$

$h = 45 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

$\tau u = 1,34599 \text{ MPa}$

Poutre secondaires :

$At = 1,01 \text{ cm}^2$

$Fe = 235 \text{ MPa}$

$h = 45 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

$\tau u = 0,61621\text{MPa}$

Tableau V-26: Espacements calculés et adoptés des armatures transversales.

Types	(C.B.A.93)	(RPA99/V2003)			(Adopté)		
		Zone Nodale		Zone Courante	Zone Nodale		Zone Courante
		St (min) (cm)	L (cm)	St (cm)	L (cm)	St (cm)	St (cm)
P. principale	29,29	115	13,75	27,5	120	10	15
P. secondaire	19,77	95	11,25	22,5	100	10	15

❖ D'après le RPA99/version 2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$At (\text{min}) = 0,003 \times St \times b$

➤ **Poutre principale :**

$At (\text{min}) = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < At (\text{adopté}) = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

➤ **Poutre secondaire :**

$At (\text{min}) = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < At (\text{adopté}) = 1,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

Tableau V-27: Armatures transversales et espacements adoptés.

Types	Armatures transversales	Espacements		
		Zone Nodale		Zone Courante
		L (cm)	St (cm)	St (cm)
P. principale	4T8 = 2,01	120	10	15
P. secondaire	2T8 = 1,01	100	10	15

V.3.4.4 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

D'après le (C.B.A.93)

Puisque notre structure est loin de la mer 'Tlemcen'. Donc, on vérifie seulement les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

✚ **Exemple de calcul :** On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale situé au plancher de l'étage 2.

Avec :

M_s (appui) = 0,07489 MN.m ; $b = 0,30$ m ; $h = 0,55$ m ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ;

$f_{bc} = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b$; ($\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$) ; ($d = 0,9 \times h = 0,495$ m)

$n = 15$ (coefficient d'équivalence) ; ($A_{sc} = 0$) ; ($A_{st} = 9T16 = 18,10\text{cm}^2$)

Position de l'axe neutre :

$A_{sc} = 0$; A_{st} (appui) = 9T16 = 18,10cm²)

$$\frac{b}{2} x^2 + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{30}{2} x^2 - 15 \times 18,10 \times (49,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 938,11 \text{ cm}$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = 22,22 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 30 \frac{(22,22)^3}{3} + 15 \times 18,10 \times (49,5 - 22,22)^2$$

$$\rightarrow I = 311\,756 \text{ cm}^4 = 31,1756 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Contrainte du béton :

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

$$= \frac{0,07489 \times 22,22}{31,1756 \times 10^{-4}}$$

$$= 5,34 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

- $\sigma_{bc} = 5,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Tableau V-28 : Contraintes dans le béton et dans les aciers pour chaque type des poutres.

Niveau	Position	Poutre Principale		Poutre secondaire		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{St}$ (MPa)
		σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)		
Sous-sol	Appui	2,82	67,11	6,97	188,68	15	201,63
	Travée	2,53	70,85	4,09	110,55	15	201,63
RDC	Appui	2,32	55,15	2,08	56,36	15	201,63
	Travée	0,75	21,13	0,86	23,34	15	201,63
Etage 1	Appui	4,38	80,72	2,13	57,66	15	201,63
	Travée	3,32	93,04	0,90	24,28	15	201,63
Etage 2	Appui	5,34	98,30	2,39	64,69	15	201,63
	Travée	1,42	39,88	0,92	24,94	15	201,63
Etage 3	Appui	7,14	117,98	2,26	56,05	15	201,63
	Travée	2,80	66,65	0,97	28,85	15	201,63
Etage 4	Appui	6,98	116,52	2,27	56,17	15	201,63
	Travée	2,78	66,19	0,98	29,38	15	201,63
Etage 5	Appui	6,67	110,15	2,23	55,35	15	201,63
	Travée	2,71	64,57	0,98	29,22	15	201,63
Etage 6	Appui	6,40	105,77	6,19	140,41	15	201,63
	Travée	2,67	63,65	2,93	87,45	15	201,63
Etage 7	Appui	6,14	101,39	6,76	153,32	15	201,63
	Travée	2,62	62,28	3,21	95,92	15	201,63
Etage 8	Appui	6,19	113,99	7,23	164,07	15	201,63
	Travée	2,81	78,87	3,45	103,00	15	201,63
Etage 9	Appui	5,81	107,05	7,69	174,46	15	201,63
	Travée	2,76	77,38	3,60	107,50	15	201,63
Etage 10	Appui	6,74	124,19	8,10	183,95	15	201,63
	Travée	4,89	136,96	4,90	146,34	15	201,63
Etage 11	Appui	10,25	188,69	8,49	192,61	15	201,63
	Travée	5,75	161,13	5,70	170,28	15	201,63
Etage 12	Appui	10,29	189,52	8,66	196,49	15	201,63
	Travée	5,83	163,25	5,87	175,51	15	201,63
T accessible	Appui	9,34	172,03	8,72	197,99	15	201,63
	Travée	4,95	138,56	5,96	178,22	15	201,63
T inaccessible	Appui	8,06	148,37	6,20	185,46	15	201,63
	Travée	4,10	114,74	2,52	75,38	15	201,63

Conclusion :

Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

V.3.4.5 Justification des poutres aux niveaux des appuis :

D'après (C.B.A.93) :

a) Appui intermédiaire :

Si $|M_u| < 0,9 \times d \times V_u \rightarrow$ On doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u + \frac{M_u}{0,9d}$$

Si $|M_u| > 0,9 \times d \times V_u \rightarrow$ Il y a aucun risque de glissement.

Avec : (M_u) : Moment fléchissant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

(V_u) : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

$(0,9 \times d)$: Bras de levier.

Tableau V-29 : Justification des poutres aux niveaux d'appui intermédiaire.

Niveau	Poutre Principale		Poutre secondaire	
	$ M_u $ (appui) (MN.m)	$0,9 \times d \times V_u$ (MN.m)	$ M_u $ (appui) (MN.m)	$0,9 \times d \times V_u$ (MN.m)
Sous-sol	0,04756	0,02076	0,07508	0,02729
RDC	0,03910	0,03300	0,02180	0,01296
Etage 1	0,08418	0,06400	0,02231	0,01522
Etage 2	0,10295	0,08786	0,02506	0,01845
Etage 3	0,14450	0,08883	0,02485	0,02001
Etage 4	0,14124	0,08888	0,02491	0,02087
Etage 5	0,13493	0,08899	0,02453	0,02111
Etage 6	0,13030	0,08904	0,07223	0,02020
Etage 7	0,12415	0,08910	0,07889	0,02065
Etage 8	0,11935	0,08915	0,08443	0,02144
Etage 9	0,11208	0,08895	0,08978	0,02158
Etage 10	0,13170	0,08863	0,09469	0,02151
Etage 11	0,19811	0,08811	0,09915	0,02118
Etage 12	0,19897	0,08823	0,10115	0,02048
T accessible	0,18099	0,07996	0,10194	0,01844
T inaccessible	0,15573	0,06647	0,06226	0,01132

Conclusion :

Il y a aucun risque de glissement en appui intermédiaire.

b) Appui de rive :

Si $A_{s(V_u)} = \frac{T_u \times \gamma_s}{f_e} > A_{st}$ (appui de rive) \rightarrow On doit prolonger au-delà du bord de l'appui de rive (coté travée) et y ancrer une section d'armatures $A_{s(V_u)}$ longitudinales inférieur suffisante pour équilibrer l'effort tranchant (V_u)

Si $A_{s(T_u)} = \frac{T_u \times \gamma_s}{f_e} < A_{st}$ (appui de rive) \rightarrow La section des armatures $(A_{st}$ (appui de rive)) est suffisante.

Avec : (V_u) : Effort tranchant en appui vis-à-vis l'état ultime.

A_{st} (appui de rive) : Armatures choisis dans les appuis de rives.

$A_{s(V_u)}$: Armatures nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant (V_u) .

$(f_e = 400 \text{ MPa}) ; (\gamma_s = 1,15)$.

Tableau V-30 : Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.

Niveau	Poutre Principale		Poutre secondaire	
	As(Vu) (cm ²)	Ast (a. rive) (cm ²)	As(Vu) (cm ²)	Ast (a. rive) (cm ²)
Sous-sol	1,33	12,06	2,15	8,01
RDC	2,13	12,06	1,02	8,01
Etage 1	4,13	18,10	1,20	8,01
Etage 2	5,67	18,10	1,45	8,01
Etage 3	5,73	21,40	1,57	9,24
Etage 4	5,73	21,40	1,64	9,24
Etage 5	5,74	21,40	1,66	9,24
Etage 6	5,74	21,40	1,59	10,65
Etage 7	5,750	21,40	1,63	10,65
Etage 8	5,75	18,10	1,69	10,65
Etage 9	5,74	18,10	1,70	10,65
Etage 10	5,72	18,10	1,69	10,65
Etage 11	5,68	18,10	1,67	10,65
Etage 12	5,69	18,10	1,61	10,65
T accessible	5,16	18,10	1,45	10,65
T inaccessible	4,29	18,10	0,89	6,79

Conclusion :

La quantité des armatures choisies et placées au niveau des appuis de rive est suffisante. Il n'est pas nécessaire de prolonger une autre section des armatures longitudinales.

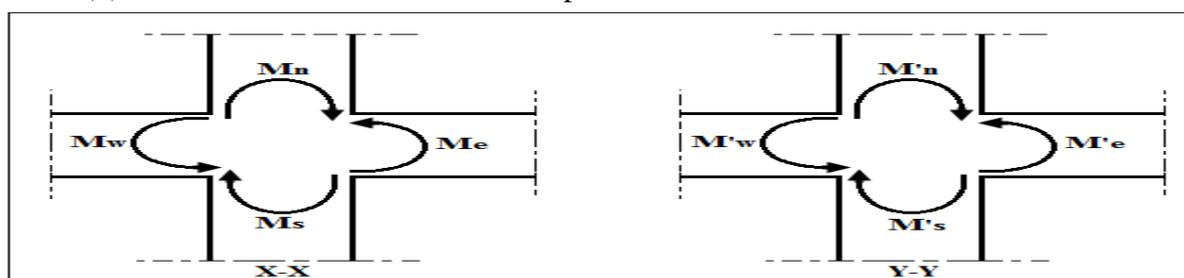
V.3.4.6 Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) :

D'après les règles de RPA99/version2003, Il convient de vérifier pour les portiques participants au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistant ultime des extrémités des poteaux est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25 :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_e|) \rightarrow \text{Sens (X)}$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25 \times (|M'_w| + |M'_e|) \rightarrow \text{Sens (Y)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

**Figure V-5** : Zone nodale (poteau-poutre).

a) Moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant d'une section de béton dépend essentiellement aux dimensions de la section du béton, la quantité d'armatures longitudinale et la contrainte limite élastique des aciers.

On prend : $M_R(\text{poteaux}) = \Sigma (|M_n| + |M_s|)$

$(M_s ; M_n) = A_s \times Z \times \sigma_{st}$

Avec :

A_s : La section d'armature adopter sans prendre en compte les barres de recouvrement.

Z : Bras de levier de la section du béton $\rightarrow Z = 0,9 \times h$

σ_{st} : Contrainte limite des aciers $\rightarrow \sigma_{st} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$

Les valeurs des moments résistants des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V-31 : Les valeurs des moments résistants des poteaux.

Niveau	Moment résistant (Ms) et (Mn)			MR(Poteau) (MN.m)
	As (cm ²)	d (m)	Ms = Mn (MN.m)	
Sous-sol 2	45,74	0,720	1,14548	2,29097
Sous-sol 1	45,74	0,720	1,14548	2,29097
RDC	40,66	0,675	0,95462	1,90925
Etage 1	40,66	0,675	0,95462	1,90925
Etage 2	36,70	0,630	0,80420	1,60841
Etage 3	36,70	0,630	0,80420	1,60841
Etage 4	32,17	0,585	0,65458	1,30917
Etage 5	32,17	0,585	0,65458	1,30917
Etage 6	26,90	0,540	0,50525	1,01050
Etage 7	26,90	0,540	0,50525	1,01050
Etage 8	24,63	0,495	0,42406	0,84812
Etage 9	21,55	0,450	0,33730	0,67460
Etage 10	21,55	0,405	0,30357	0,60714
Etage 11	18,47	0,360	0,23127	0,46255
Etage 12	15,39	0,315	0,16862	0,33724
T accessible	15,39	0,315	0,16862	0,33724

b) Moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux, On prend le cas le plus défavorable entre les poutres c.-à-d., on prend les poutres principales

$M_R(\text{poutre}) = 1,25 \times \Sigma (|M_e| + |M_w|)$ et $|M_w| = |M_e|$

Tableau V-32 : Les moments résistants dans les poutres.

<i>Niveau</i>	Moment résistant (Me) et (Mw)			MR(Poutre) (MN.m)	MR(Poteau) (MN.m)	MR(Poutre) < MR(Poteau)
	As (cm ²)	d (m)	Me = Mw (MN.m)			
Sous-sol	12,06	0,495	0,20764	0,51910	2,29097	CV
RDC	12,06	0,495	0,20764	0,51910	2,29097	CV
Etage 1	18,10	0,495	0,31163	0,77908	1,90925	CV
Etage 2	18,10	0,495	0,31163	0,77908	1,90925	CV
Etage 3	21,40	0,495	0,36845	0,92113	1,60841	CV
Etage 4	21,40	0,495	0,36845	0,92113	1,60841	CV
Etage 5	21,40	0,495	0,36845	0,92113	1,30917	CV
Etage 6	21,40	0,495	0,36845	0,92113	1,30917	CV
Etage 7	21,40	0,495	0,36845	0,92113	1,01050	CV
Etage 8	18,10	0,495	0,31163	0,77908	1,01050	CV
Etage 9	18,10	0,495	0,31163	0,77908	0,84812	CV
Etage 10	18,10	0,495	0,31163	0,77908	0,67460	CNV
Etage 11	18,10	0,495	0,31163	0,77908	0,60714	CNV
Etage 12	18,10	0,495	0,31163	0,77908	0,46255	CNV
T accessible	18,10	0,495	0,31163	0,77908	0,33724	CNV
T inaccessible	18,10	0,495	0,31163	0,77908	0,33724	CNV

Conclusion :

Les moments résistants dans les poteaux dans les derniers niveaux sont inférieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux directions.

Donc les formations des rotules plastiques se fera aux niveaux des poteaux et non pas dans les poutres dans les derniers niveaux.

Donc, on va augmenter la section d'acier ainsi que le coffrage des poteaux des derniers étages, les nouvelles sections sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V-33: Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) après l'augmentation des sections.

Niveau	Section (cm ²)	N × Ø	As (cm ²)	Ms = Mn (MN.m)	MR(Poutre) (MN.m) '1'	MR(Poteau) (MN.m)'2'	'1' < '2'
Sous-sol 2	80x80	12T20 + 4T16	45,74	1,14548	0,51910	2,29097	CV
Sous-sol 1	80x80	12T20 + 4T16	45,74	1,14548	0,51910	2,29097	CV
RDC	75x75	10T20 + 6T14	40,66	0,95462	0,77908	1,90925	CV
Etage 1	75x75	10T20 + 6T14	40,66	0,95462	0,77908	1,90925	CV
Etage 2	70x70	12T16 + 4T20	36,70	0,80420	0,92113	1,60841	CV
Etage 3	70x70	12T16 + 4T20	36,70	0,80420	0,92113	1,60841	CV
Etage 4	65x65	16T16	32,17	0,65458	0,92113	1,30917	CV
Etage 5	65x65	16T16	32,17	0,65458	0,92113	1,30917	CV
Etage 6	60x60	10T16 + 6T12	26,90	0,50525	0,92113	1,01050	CV
Etage 7	60x60	10T16 + 6T12	26,90	0,50525	0,77908	1,01050	CV
Etage 8	55x55	16T14	24,63	0,42406	0,77908	0,84812	CV
Etage 9	55x55	16T14	24,63	0,33730	0,77908	0,84812	CV
Etage 10	55x55	16T14	24,63	0,30357	0,77908	0,84812	CV
Etage 11	55x55	16T14	24,63	0,23127	0,77908	0,84812	CV
Etage 12	55x55	16T14	24,63	0,16862	0,77908	0,84812	CV
T accessible	55x55	16T14	24,63	0,16862	0,77908	0,84812	CV

Remarque:

Les nouvelles sections d'aciers et les coffrages poteaux sont mentionnés dans le tableau précédemment (**Tableau V-33**).

V.3.4.7 Vérification de la flèche : D'après (C.B.A.93)

Il faut satisfaire la condition suivante : $f_i \leq f$ admissible

Avec : f admissible = $\frac{L}{1000} + 0,5$ Si la portée (L) est ou plus égale à 5 m.

$$f_i : \text{Flèche sous chargement instantané} \rightarrow f_i = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fi})}$$

$$f_v : \text{Flèche sous chargement de longue durée} \rightarrow f_v = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fv})}$$

$$\text{Avec : } I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)} \quad \text{et} \quad I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{(0,05 \times ft_{28})}{\varphi \times (2 + (3 \times b_0/b))} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{(0,02 \times ft_{28})}{\varphi \times (2 + (3 \times b_0/b))}$$

$$I_0 = \frac{b \times (h)^3}{12} + n A_{st} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 ; \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} ; \quad \mu = 1 - \frac{(1,75 \times ft_{28})}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + ft_{28}}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; n = 15$$

$$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa} \text{ et } E_{v28} = 10818,9 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

Tableau V-34: Vérification la condition de flèche.

Niveau	Poutre Principale			Poutre secondaire		
	f_i (cm)	f_v (cm)	\bar{f} (cm)	f_i (cm)	f_v (cm)	\bar{f} (cm)
Sous-sol	0,18923	0,33922	1,131	0,43459	0,75462	1,09
RDC	0,05642	0,10115	1,131	0,09173	0,15928	1,09
Etage 1	0,18789	0,36137	1,131	0,09544	0,16573	1,09
Etage 2	0,08053	0,15488	1,131	0,09805	0,17026	1,09
Etage 3	0,15323	0,30400	1,131	0,10668	0,18112	1,09
Etage 4	0,15217	0,30190	1,131	0,10865	0,18446	1,09
Etage 5	0,14845	0,29453	1,131	0,10804	0,18344	1,09
Etage 6	0,14633	0,29032	1,131	0,32337	0,54903	1,09
Etage 7	0,14319	0,28409	1,131	0,35470	0,60221	1,09
Etage 8	0,15926	0,30631	1,131	0,38088	0,64666	1,09
Etage 9	0,15626	0,30055	1,131	0,39752	0,67492	1,09
Etage 10	0,27656	0,53192	1,131	0,54113	0,91874	1,09
Etage 11	0,32537	0,62580	1,131	0,62965	1,06903	1,09
Etage 12	0,32967	0,63406	1,131	0,64902	1,07192	1,09
T accessible	0,27981	0,53817	1,131	0,65901	1,08888	1,09
T inaccessible	0,23172	0,44567	1,131	0,27873	0,47324	1,09

Conclusion : Les valeurs de la flèche sont vérifiées.

V.3.4.8 Règles concernant les arrêts des armatures :

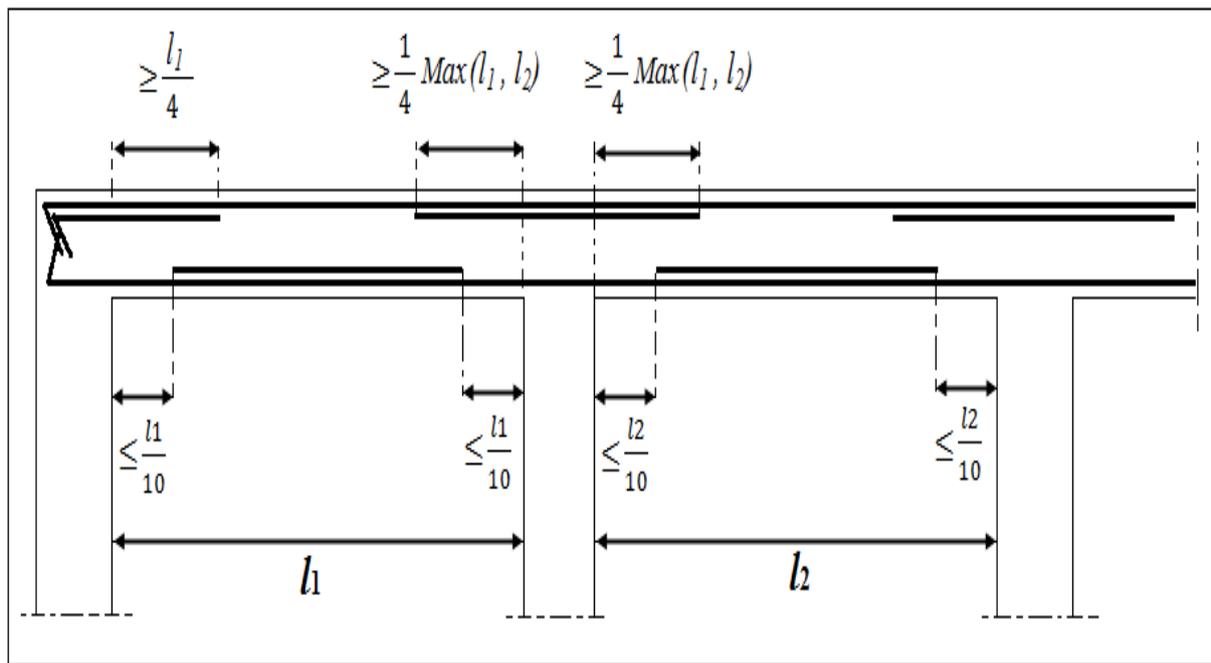


Figure V-6 : Les arrêts des chapeaux et armatures inférieures.

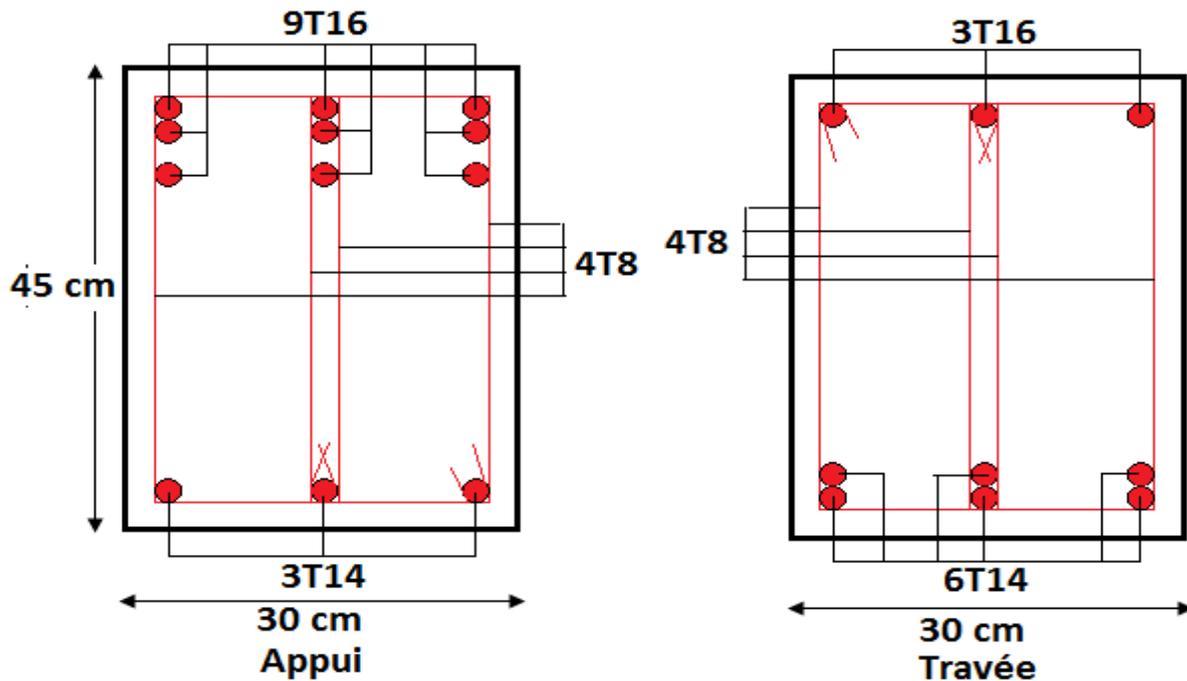


Figure V-7 : Schéma de ferrailage de poutre principale étage 1.

V.4 Voiles :

V.4.1 Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quel que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels, ...).

Pour notre bâtiment on a deux types de voile :

V.4.2 Voiles de contreventement :

Le voile de contreventement soumis à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. Ce qui implique que les murs voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

V.4.2.1 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

✓ Selon le **B.A.E.L 91** : Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

✓ Selon le **R.P. A99-V-2003** : combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

V.4.2.2 Caractéristique géométriques des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base (Figure V-8).

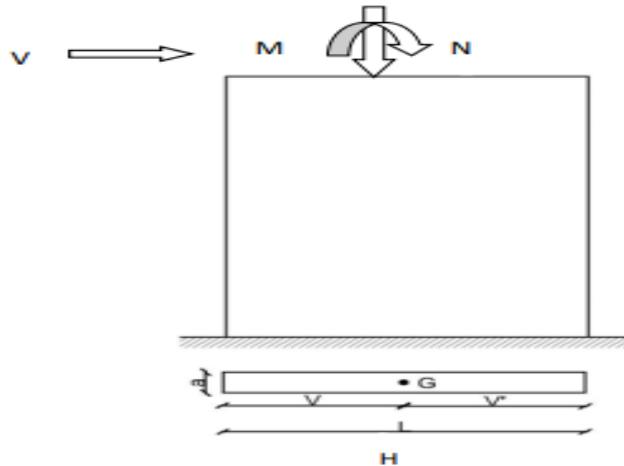


Figure V-8 : Voile pleine.

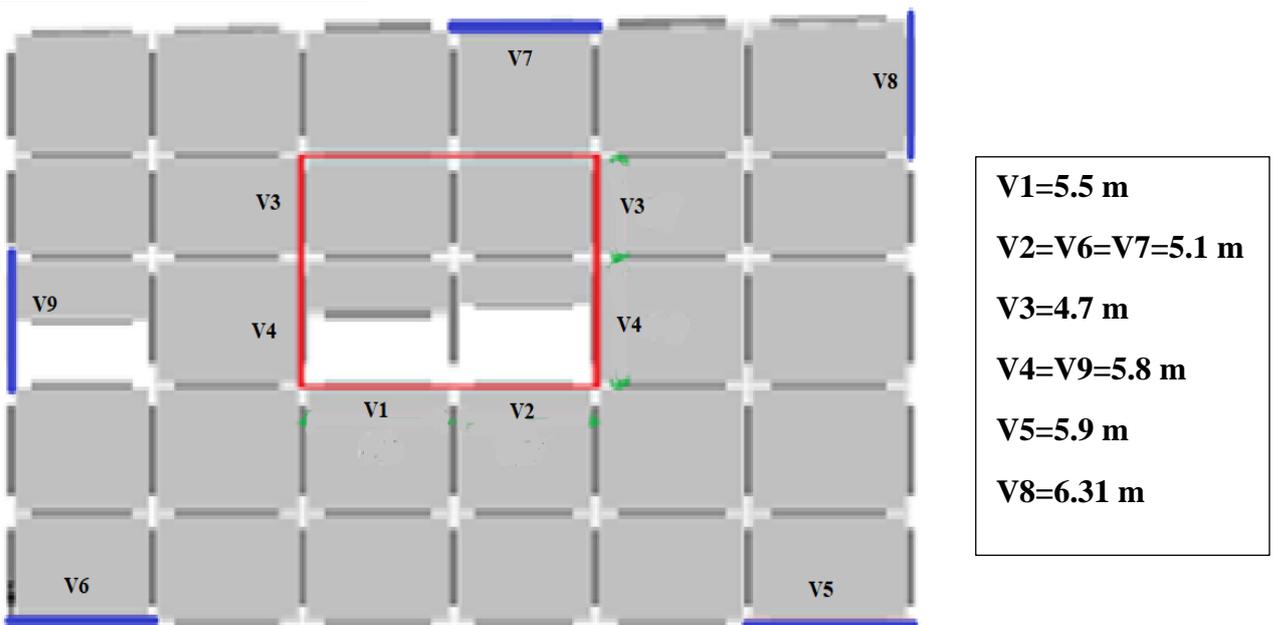
V.4.2.3 Disposition des voiles :

Figure V-9 : Disposition des voiles.

V.4.2.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V-35: Epaisseur du voile.

Voiles	Epaisseur (cm)	
	Noyau	périphérique
2 Sous-sol, RDC, 1 ^{er} étage	30 cm	20 cm
Les autres étages	25 cm	20 cm

V.4.2.5 Vérification des contraintes tangentielles :

Le calcul se fait en flexion composée.

D'après le RPA99 version 2003, Les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 * 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 * d}$$

Avec :

\bar{v} : L'effort tranchant est égal à $1.4v_u$.

b_0 : l'épaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile, il est égal à $0,9h$.

h : la hauteur totale de la section brute.

La vérification de la contrainte tangentielle est illustrée sur le tableau suivant :

Tableau V-36: Vérification de la contrainte tangentielle.

Niveau	Voile du noyau			Voile périphérique			$\bar{\tau}_b$	Observation
	E_p	$v_{max}(MN)$	τ_b	E_p	$v_{max}(MN)$	τ_b		
Sous-sol	30	0.37017	0.67	20	0.23232	0.63	5	CV
L'entre sol	30	0.63740	1.16	20	0.30451	0.83	5	CV
RDC	30	0.94776	1.46	20	0.45675	1.05	5	CV
1 ^{er} étage	30	0.65656	1.03	20	0.20592	0.48	5	CV
2 ^{ème} étage	25	0.29443	0.65	20	0.51039	1.41	5	CV
3 ^{ème} étage	25	0.14556	0.32	20	0.09688	0.27	5	CV
4 ^{ème} étage	25	0.14711	0.33	20	0.05269	0.15	5	CV
5 ^{ème} étage	25	0.14168	0.31	20	0.04566	0.13	5	CV
6 ^{ème} étage	25	0.17356	0.38	20	0.06363	0.18	5	CV
7 ^{ème} étage	25	0.19924	0.44	20	0.09095	0.25	5	CV
8 ^{ème} étage	25	0.20784	0.46	20	0.16333	0.45	5	CV
9 ^{ème} étage	25	0.21155	0.47	20	0.12152	0.34	5	CV
10 ^{ème} étage	25	0.21307	0.47	20	0.12936	0.36	5	CV
11 ^{ème} étage	25	0.22503	0.50	20	0.12285	0.34	5	CV
12 ^{ème} étage	25	0.18668	0.41	20	0.16153	0.45	5	CV
buanderie	25	0.18520	0.41	20	/	/	5	CV

V.4.2.6 Détermination des sollicitations :

On regroupe les sollicitations obtenues par le logiciel (SAP2000) :

Tableau V-37: Les sollicitations de voile 1.

voile 1	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
Sous-sol + l'entre sol	-14954.07	-9513.91	-9513.91	-14954.07	-1868.26	8487.79
RDC + 1 ^{er} étage	-2315.13	-4842.68	-4842.68	-2315.13	153.39	2027.83
Etage (2, 3)	-2136.9	-4547.77	-4547.77	-2136.9	143.26	1654.65
Etage (4, 5)	-7890.86	-8890.36	-8890.36	-7890.86	-1073.89	1084.21
Etage (6, 7, 8)	-5795.72	-6344.75	-6344.75	-5795.72	-1092.47	431.41
Etage (9, 10)	-3239.34	-3406.30	-3406.30	-3239.34	-870.23	-102.41
Etage (11, 12)	-1760.38	-1853.66	-1863.69	-1760.38	-513.66	-88.89
buanderie	-1012.91	-1124.85	-1124.85	-1012.91	-272.79	41.49

Tableau V-38: Les sollicitations de voile 2.

voile 2	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
Sous-sol + l'entre sol	-9850.23	4229.89	-7385.79	-2470.99	-1252.05	-5960.59
RDC + 1 ^{er} étage	-8409.01	1542.97	-9108.44	-2447.84	-146.55	-1867.18
Etage (2, 3)	-7716.11	2090.70	-8001.87	-1310.99	-291.01	-936.80
Etage (4, 5)	-8138.81	1447.97	-8314.17	-3298.05	-2040.92	-6512.43
Etage (6, 7, 8)	-6205.97	-3615.74	-6502.11	-2922.23	-1870.92	-5097.18
Etage (9, 10)	-3759.84	-2173.49	-3880.31	-2010.23	-1332.58	-3042.85
Etage (11, 12)	-2103.67	-1235.71	-2344.44	-1149.73	-767.71	-1849.41
buanderie	-1320.89	-762.66	-1824.41	-815.35	-456.84	-1351.51

Tableau V-39: Les sollicitations de voile 3.

voile 3	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
Sous-sol + l'entre sol	-16781.90	8799.03	-8799.03	-16781.90	-828.34	-7265.46
RDC + 1 ^{er} étage	-13280.61	8592.85	-9416.39	-2595.82	-1102.56	-7819
Etage (2, 3)	-1578.38	106.09	-1716.11	-1329.15	-434.55	-1068.90
Etage (4, 5)	-670.24	209.9	697.75	-617.84	-234.39	-352.07
Etage (6, 7, 8)	-4878.36	281.29	1091.14	-3663.15	-1721.5	-11.44
Etage (9, 10)	-2881.47	192.77	522.19	-2246.90	-1354.16	-239.49
Etage (11, 12)	-1531.03	96.73	319.06	-1347.02	-590.95	-171.15
buanderie	/	/	/	/	/	/

Tableau V-40: Les sollicitations de voile 4.

voile 4	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
<i>Sous-sol + l'entre sol</i>	-17608.66	-13226.95	14004.23	-13684.32	-1689.29	11552.42
<i>RDC + 1^{er} étage</i>	-13371.78	-12256.58	-14752.65	-3245.78	-1750.99	12033.15
<i>Etage (2, 3)</i>	-2564.04	-3587.05	-3587.05	-2564.04	-708.64	2254.79
<i>Etage (4, 5)</i>	-1086.15	-1981.07	-1981.07	-1086.15	-233.88	1168.72
<i>Etage (6, 7, 8)</i>	-5266.51	-5997.67	-5997.67	-5266.51	-1344.49	-481.04
<i>Etage (9, 10)</i>	-3185.48	-3204.84	-3204.84	-3185.48	-1066.39	-1046.09
<i>Etage (11, 12)</i>	-1883.77	-2016.94	-2016.94	-1883.77	-751.08	-934.75
<i>buanderie</i>	-1232.98	-1351.92	-1351.92	-1232.98	-458.04	-411.22

Tableau V-41: Les sollicitations de voile 5.

voile 5	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
<i>Sous-sol + l'entre sol</i>	-6906.77	-97.55	-11784.20	-5005.74	-3261.69	-5763.29
<i>RDC + 1^{er} étage</i>	-5934.49	8.79	-7111.85	-4304.17	-2819.86	-3267.36
<i>Etage (2, 3)</i>	-4978.67	-24.25	5697.38	-3666.86	-2352.92	-2422.51
<i>Etage (4, 5)</i>	-4108.46	203.66	2669.55	-3037.71	-1938.48	-626.45
<i>Etage (6, 7, 8)</i>	-3217.74	95.80	590.99	-2389.23	-1519.07	278.54
<i>Etage (9, 10)</i>	-1845.83	46.67	1126.52	-1316.83	-876.74	926.03
<i>Etage (11, 12)</i>	-915.86	17.16	1325.66	-651.12	-438.04	903.04
<i>buanderie</i>	/	/	/	/	/	/

Tableau V-42: Les sollicitations de voile 6.

voile 6	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
<i>Sous-sol + l'entre sol</i>	-5905.59	38.09	8145.72	-4268.96	-2445.30	-3975.98
<i>RDC + 1^{er} étage</i>	-5062.95	-305.77	-4829.01	-3750.15	-2108.19	-2243.50
<i>Etage (2, 3)</i>	-4245.49	-96.67	-3948.04	-3149.07	-1762.29	-1731.83
<i>Etage (4, 5)</i>	-3507.96	93.88	1742.37	-2517.37	-1482.41	-447.27
<i>Etage(6, 7, 8)</i>	-2751.53	18.99	380.37	-1964.78	-1192.65	140.78
<i>Etage (9, 10)</i>	-1586.56	-12.27	-710.11	-1275.38	-723.34	573.82
<i>Etage (11, 12)</i>	-795.36	-35.75	-908.99	-560.96	-375.81	578.69
<i>buanderie</i>	/	/	/	/	/	/

Tableau V-43: Les sollicitations de voile 7.

voile 7	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
<i>Sous-sol + l'entre sol</i>	-8734.14	602.12	5073.98	-6941.54	-3745.14	-3100.14
<i>RDC + 1^{er} étage</i>	-7565.01	53.34	2164.13	-6052.42	-3250.54	-1744.13
<i>Etage (2, 3)</i>	-6400.57	10.71	2731.82	-5139.99	-2726.98	-2256.81
<i>Etage (4, 5)</i>	-5247.54	-198.42	638.15	-3934.89	-2230.32	-643.74
<i>Etage (6, 7, 8)</i>	-4091.69	-36.60	-673.57	-2887.19	-1740.30	162.64
<i>Etage (9, 10)</i>	-2347.34	-0.51	772.77	-1880.79	-1005.03	649.48
<i>Etage (11, 12)</i>	-1174.75	986.03	1433.71	-774.06	-508.63	1086.63
<i>buanderie</i>	/	/	/	/	/	/

Tableau V-44: Les sollicitations de voile 8.

voile 8	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
<i>Sous-sol + l'entre sol</i>	-9835.05	-446.59	-7672.23	-6548.06	-4235.49	-6367.92
<i>RDC + 1^{er} étage</i>	-8810.95	460.96	5109.16	-6949.62	-3801.56	-3815.83
<i>Etage (2, 3)</i>	-6671.06	3079.33	5231.71	-5533.64	-2632.08	-1012.68
<i>Etage (4, 5)</i>	-6182.39	-55.01	-1446.3	-4142.07	-2677.51	-1221.52
<i>Etage (6, 7, 8)</i>	-4829.58	343.99	1342.97	-3613.02	-2113.59	281.38
<i>Etage (9, 10)</i>	-2769.12	374.77	1477.16	-1898.67	-1240.48	1183.73
<i>Etage (11, 12)</i>	-1379.30	273.50	1319.79	-958.01	-632.79	1071.55
<i>buanderie</i>	/	/	/	/	/	/

Tableau V-45: Les sollicitations de voile 9.

voile 9	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
<i>Sous-sol + l'entre sol</i>	-8543.39	645.42	12715.96	-5942.86	-3947.86	10513.20
<i>RDC + 1^{er} étage</i>	-821.07	318.56	1746.52	-600.36	-375.56	-502.61
<i>Etage (2, 3)</i>	-2605.15	799.85	3734	-1806.56	-1200.68	3019.57
<i>Etage (4, 5)</i>	-914.55	-174.52	-1123.91	-735.63	-390.88	734.41
<i>Etage (6, 7, 8)</i>	-3945.57	1962.23	1962.23	-3945.57	-1832.92	1154.96
<i>Etage (9, 10)</i>	-2343.10	1261.96	2242.41	-1742.08	-1097.86	1210.71
<i>Etage (11, 12)</i>	1239.82	655.64	1694.12	-915.60	-586.04	817.79
<i>buanderie</i>	/	/	/	/	/	/

V.4.2.7 prescriptions pour calcul les voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA99V2003** :

a) Pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé, de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile, doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Pour les aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces, entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochet 135° ayant une longueur de 10Ø.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets, si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) règles communes :

- Pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - ✓ En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 a$
 - $S \leq 30 a$
 Où a : c'est l'épaisseur du voile.
 - Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about), ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
 - Les longueurs des recouvrements doivent être égales à :
 - ✓ 40 Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20 Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2.8 détermination du ferrailage des voiles :**a) calcul de l'espacement :**

D'après le RPA, l'espacement entre les armatures horizontales et verticales doit être inférieur à :

$$S \leq \min(1.5 a; 30 \text{ cm})$$
❖ Type 01 (30 cm) :

$$S \leq \min(1.5 * 30; 30 \text{ cm}) \rightarrow S \leq \min(45; 30 \text{ cm}) \rightarrow S \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S = 20 \text{ cm}$

❖ **Type 02 (25 cm) :**

$$S \leq \min (1.5 * 25; 30 \text{ cm}) \rightarrow S \leq \min (37.5; 30 \text{ cm}) \rightarrow S \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S = 20 \text{ cm}$

❖ **Type 03 (20 cm) :**

$$S \leq \min (1.5 * 20; 30 \text{ cm}) \rightarrow S \leq \min (30; 30 \text{ cm}) \rightarrow S \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S = 20 \text{ cm}$

Remarque : A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus à 15 cm.

Donc, dans les zones d'about, l'espacement S_a sera :

❖ **Type 01 (30 cm) :**

$$S_{a1} = \frac{S}{2} = \frac{20}{2} \rightarrow S_{a1} = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement $S_{a1} = 10 \text{ cm}$

❖ **Type 02 (25 cm) :**

$$S_{a2} = \frac{S}{2} = \frac{20}{2} \rightarrow S_{a2} = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement $S_{a2} = 10 \text{ cm}$

❖ **Type 03 (20 cm) :**

$$S_{a3} = \frac{S}{2} = \frac{20}{2} \rightarrow S_{a3} = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement $S_{a3} = 10 \text{ cm}$

b) **Diamètre maximal des armatures :**

D'après le RPA, il faut que le diamètre $D \leq \frac{a}{10}$ (à l'exception des zones d'about).

Où : a c'est l'épaisseur du voile.

❖ **Type 01 (30 cm) :**

$$D \leq \frac{30}{10} \rightarrow D \leq 3 \text{ cm}$$

❖ **Type 02 (25 cm) :**

$$D \leq \frac{25}{10} \rightarrow D \leq 2.5 \text{ cm}$$

❖ **Type 03 (20 cm) :**

$$D \leq \frac{20}{10} \rightarrow D \leq 2 \text{ cm}$$

c) **Ferraillage vertical :**

Le ferraillage vertical sera calculé en flexion composée. On va faire deux exemple, le premier voile (7) pour le sous-sol + l'entre sol, et le deuxième voile (1) pour le 11^{ème} + 12^{ème} étage. En revanche, les autres niveaux seront regroupés dans un tableau. Pour déterminer ce ferraillage, on va utiliser la méthode de **NAVIER-BERNOULLI** :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M*V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M*V}{I}$$

Avec :

N : effort normal.

M : moment fléchissant.

A : section transversale du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

❖ **Voile (7) pour le sous-sol + l'entre sol :**

(a = 0.20 m) ; (Fe = 400 MPa) ; ($\gamma_s = 1$) ; (L=5.1 m)

$$I = \frac{a \cdot l^3}{12} \rightarrow I = \frac{0.2 \cdot (5.1^3)}{12} = 2.21 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{l}{2} \rightarrow V = \frac{5.1}{2} = 2.55 \text{ m}$$

$$A = a \cdot l \rightarrow A = 0.2 \cdot 5.1 = 1.02 \text{ m}$$

• calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$N_{max} = -8734.14 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = 602.12 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{8734.14}{1.02} + \frac{602.12 \cdot 2.55}{2.21} = 9257.64 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{8734.14}{1.02} - \frac{602.12 \cdot 2.55}{2.21} = 7868.13 \text{ KN/m}^2 > 0$$

• calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 5073.98 \text{ KN}$$

$$N_{cor} = -6941.54 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{6941.54}{1.02} + \frac{5073.98 \cdot 2.55}{2.21} = 12660.02 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{6941.54}{1.02} - \frac{5073.98 \cdot 2.55}{2.21} = 950.84 \text{ KN/m}^2 > 0$$

• calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = -3745.14 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = -3100.14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{3745.14}{1.02} + \frac{3100.14 \cdot 2.55}{2.21} = 7248.79 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{3745.14}{1.02} - \frac{3100.14 \cdot 2.55}{2.21} = 94.62 \text{ KN/m}^2 > 0$$

Puisque σ_1 et σ_2 sont positifs, alors la section est entièrement comprimée (S.E.C).

Le diagramme des contraintes est illustré sur la figure suivante :

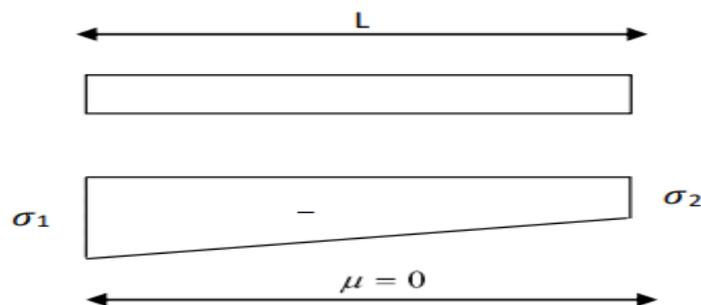


Figure V-10 : Diagramme des contraintes (S.E.C).

La section du voile se soumet à la compression, et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimal).

$$A_{min} = 0,0015 \cdot a \cdot l = 0,0015 \cdot 0,20 \cdot 5,1 \rightarrow A_{min} = 0,001530 \text{ m}^2 = 15,30 \text{ cm}^2$$

$$A_v \text{ choisie} = 15T12 = 16,67 \text{ cm}^2$$

❖ Voile (I) pour le 11^{ème} + 12^{ème} étage :

(a = 0.25 m) ; (Fe = 400 MPa) ; ($\gamma_s = 1$) ; (L = 5.5 m)

$$I = \frac{a \cdot l^3}{12} \rightarrow I = \frac{0.25 \cdot (5.5^3)}{12} = 3.47 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{l}{2} \rightarrow V = \frac{5.5}{2} = 2.75 \text{ m}$$

$$A = a \cdot l \rightarrow A = 0.25 \cdot 5.5 = 1.38 \text{ m}$$

- **calcul sous N_{max} et M_{cor} :**

$$N_{max} = -1760.38 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = -1853.69 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{1760.38}{1.18} + \frac{1853.69 \cdot 2.35}{2.16} = 2744.69 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{1760.38}{1.18} - \frac{1853.69 \cdot 2.35}{2.16} = -193.43 \text{ KN/m}^2 < 0$$

Puisque σ_1 est positif et σ_2 est négatif, alors la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le diagramme des contraintes est illustré sur la figure suivante :

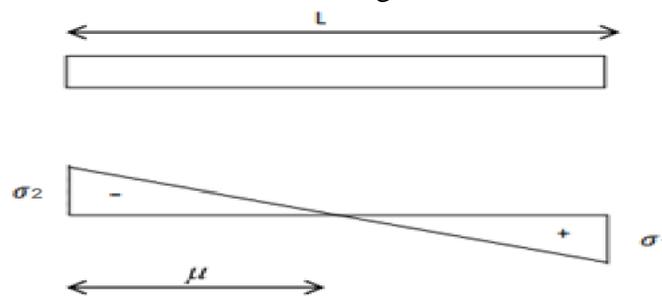


Figure V-11 : Diagramme des contraintes (S.P.C).

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue :

$$\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} + 1\right)} = \frac{5.5}{\left(\frac{-193.43}{2744.69} + 1\right)} = 5.14 \text{ m}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{(\sigma_b \cdot \mu \cdot a)}{2} \rightarrow T = \frac{(193.43 \cdot 5.14 \cdot 0.25)}{2} = 124.28 \text{ KN}$$

$$A_v \text{ calculé} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{124.28}{400 \cdot 10^3} = 0.000311 \text{ m}^2 = 3.11 \text{ cm}^2$$

- **calcul sous M_{max} et N_{cor} :**

$$M_{max} = -1863.69 \text{ KN}$$

$$N_{cor} = -1760.38 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{1760.38}{1.18} + \frac{1863.69 \cdot 2.35}{2.16} = 2752.63 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{176.38}{1.18} - \frac{1863.69 \cdot 2.35}{2.16} = -201.35 \text{ KN/m}^2 < 0$$

Puisque σ_1 est positif et σ_2 est négatif, alors la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le diagramme des contraintes est illustré sur la figure V-11.

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue :

$$\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} + 1\right)} = \frac{5.5}{\left(\frac{-201.35}{2752.63} + 1\right)} = 5.14 \text{ m}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{(\sigma_b * \mu * a)}{2} \rightarrow T = \frac{(201.35 * 5.14 * 0.25)}{2} = 129.37 \text{ KN}$$

$$A_v \text{ calculé} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{129.37}{400 * 10^3} = 0.000323 \text{ m}^2 = 3.23 \text{ cm}^2$$

• **calcul sous N_{min} et M_{cor} :**

$$N_{min} = -513.66 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = -88.89 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{513.66}{1.18} + \frac{3100.14 * 2.35}{2.16} = 442.66 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{3745.14}{1.18} - \frac{3100.14 * 2.35}{2.16} = 301.77 \text{ KN/m}^2 > 0$$

Puisque σ_1 et σ_2 sont positifs, alors la section est entièrement comprimée (S.E.C).

Le diagramme des contraintes est illustré sur la figure V-10.

La section du voile se soumise à la compression, et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimal).

$$A_{min} = 0,0015 * a * l = 0.0015 * 0.25 * 5.5 \rightarrow A_{min} = 0.002063 \text{ m}^2 = 20.63 \text{ cm}^2$$

$$A_v \text{ choisie} = 19T12 = 21.47 \text{ cm}^2$$

d) Ferrailage horizontal :

D'après le **C.B.A.93**, on a :

$$A_h \geq \frac{a * \gamma_s * S_t * (\tau_b - 0,3 * k * ft')}{0,9 * f_e * (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

$K = 0 \rightarrow$ Cas de reprise de bétonnage.

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ Cas général.

$f_e = 400 \text{ MPa}$.

$\alpha = 90^\circ \rightarrow$ Cadre droite, donc $\cos(\alpha) + \sin(\alpha) = 1$.

❖ **Voile (7) pour le sous-sol + l'entre sol :**

$$\tau_b = 0.63 \text{ Mpa}$$

$$A_h \text{ calculé} \geq \frac{0.2 * 1.15 * 0.2 * (0.63)}{0.9 * 400 * 1} \rightarrow A_h \text{ calculé} \geq 0.81 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 version 2003, le minimum du ferrailage longitudinal du voile est calculé comme suit :

$$A_{min} = 0,0015 * a * l = 0.0015 * 0.20 * 5.1 \rightarrow A_{min} = 0.001530 \text{ m}^2 = 15.30 \text{ cm}^2$$

$$A_h \text{ choisie} = 15T12 = 16.67 \text{ cm}^2$$

❖ **Voile (1) pour le 11^{ème} + 12^{ème} étage :**

$$\tau_b = 0.50 \text{ Mpa}$$

$$A_h \text{ calculé} \geq \frac{0.25 * 1.15 * 0.2 * (0.50)}{0.9 * 400 * 1} \rightarrow A_h \text{ calculé} \geq 0.79 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 version 2003, le minimum du ferrailage longitudinal du voile est calculé comme suit :

$$A_{min} = 0,0015 * a * l = 0.0015 * 0.25 * 5.5 \rightarrow A_{min} = 0.002063 \text{ m}^2 = 20.63 \text{ cm}^2$$

$$A_h \text{ choisie} = 19T12 = 21.47 \text{ cm}^2$$

e) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA version 2003, la longueur minimale de recouvrement est égale à 40ϕ (en zone 1).

$\phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow l_r = 1.2 * 40 = 48 \text{ cm}$, on choisit $l_r = 50 \text{ cm}$

Pour le ferrailage vertical et horizontal des autres niveaux, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

Tableau V-46: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 1.

voile 1	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	$A_{\min RPA}$ (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol + l'entre sol	S.E.C /	1.28	24.75	24T12 =27.47	24T12 =27.47	20	10	50
RDC + 1 ^{er} étage	S.P.C 26.70	2.79	24.75	24T12 =27.47	24T12 =27.47			
Etage (2, 3)	S.P.C 25.44	2.33	20.63	24T12 =27.47	19T12 =21.47			
Etage (4, 5)	S.P.C 20.74	0.52	20.63	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
Etage (6, 7, 8)	S.P.C 13.07	0.60	20.63	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
Etage (9, 10)	S.P.C 5.66	0.75	20.63	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
Etage (11, 12)	S.P.C 3.11	0.79	20.63	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
buanderie	S.P.C 2.48	0.65	20.63	19T12 =21.47	19T12 =21.47			

Tableau V-47: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 2.

voile 2	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	$A_{\min RPA}$ (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol + l'entre sol	S.E.C /	1.28	22.95	21T12 =23.73	21T12 =23.73	20	10	50
RDC + 1 ^{er} étage	S.E.C /	2.78	22.95	21T12 =23.73	21T12 =23.73			
Etage (2, 3)	S.E.C /	1.03	19.20	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
Etage (4, 5)	S.E.C /	0.52	19.20	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
Etage (6, 7, 8)	S.E.C /	0.60	19.20	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
Etage (9, 10)	S.E.C /	0.75	19.20	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
Etage (11, 12)	S.E.C /	0.79	19.20	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
buanderie	S.E.C /	0.65	19.20	19T12 =21.47	19T12 =21.47			

Tableau V-48: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 3.

voile 3	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	$A_{min RPA}$ (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
<i>Sous-sol + l'entre sol</i>	S.E.C /	1.28	21.15	19T12 =21.47	19T12 =21.47	20	10	50
<i>RDC + 1^{er} étage</i>	S.E.C /	2.79	21.15	19T12 =21.47	19T12 =21.47			
<i>Etage (2, 3)</i>	S.E.C /	1.04	17.63	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
<i>Etage (4, 5)</i>	S.E.C /	0.52	17.63	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
<i>Etage (6, 7, 8)</i>	S.E.C /	0.60	17.63	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
<i>Etage (9, 10)</i>	S.E.C /	0.75	17.63	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
<i>Etage (11, 12)</i>	S.E.C /	0.79	17.63	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
<i>buanderie</i>	S.E.C /	0.65	17.63	16T12 =18.10	16T12 =18.10			

Tableau V-49: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 4.

voile 4	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	$A_{min RPA}$ (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
<i>Sous-sol + l'entre sol</i>	S.E.C /	1.28	26.10	24T12 =27.47	24T12 =27.47	20	10	50
<i>RDC + 1^{er} étage</i>	S.E.C /	2.79	26.10	24T12 =27.47	24T12 =27.47			
<i>Etage (2, 3)</i>	S.P.C 12.21	1.03	21.75	21T12 =23.73	21T12 =23.73			
<i>Etage (4, 5)</i>	S.P.C 9.28	0.52	21.75	21T12 =23.73	21T12 =23.73			
<i>Etage (6, 7, 8)</i>	S.P.C 10.94	0.60	21.75	21T12 =23.73	21T12 =23.73			
<i>Etage (9, 10)</i>	S.P.C 1.64	0.75	21.75	21T12 =23.73	21T12 =23.73			
<i>Etage (11, 12)</i>	S.P.C 2.44	0.79	21.75	21T12 =23.73	21T12 =23.73			
<i>buanderie</i>	S.P.C 1.97	0.65	21.75	21T12 =23.73	21T12 =23.73			

Tableau V-50: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 5

voile 5	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	$A_{min RPA}$ (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol + l'entre sol	S.E.C /	0.81	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10	20	10	50
RDC + 1 ^{er} étage	S.E.C /	1.34	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (2, 3)	S.E.C /	1.80	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (4, 5)	S.E.C /	0.19	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (6, 7, 8)	S.E.C /	0.23	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (9, 10)	S.E.C /	0.43	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (11, 12)	S.E.C /	0.58	17.70	16T12 =18.10	16T12 =18.10			

Tableau V-51: Résumer de ferrailage et d'espacement pour les voiles 6 et 7.

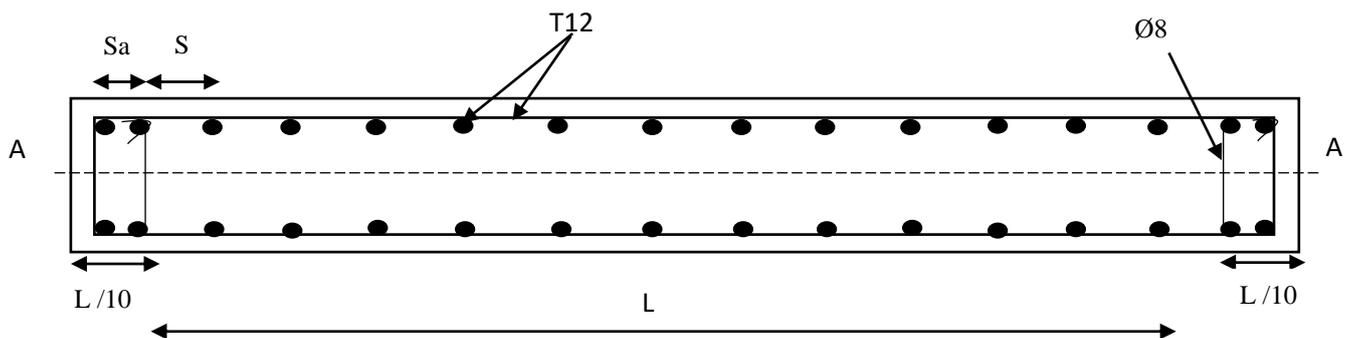
voile (6,7)	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	$A_{min RPA}$ (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol + l'entre sol	S.E.C /	0.81	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97	20	10	50
RDC + 1 ^{er} étage	S.E.C /	1.34	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97			
Etage (2, 3)	S.E.C /	1.80	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97			
Etage (4, 5)	S.E.C /	0.19	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97			
Etage (6, 7, 8)	S.E.C /	0.23	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97			
Etage (9, 10)	S.E.C /	0.43	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97			
Etage (11, 12)	S.E.C /	0.58	15.30	15T12 =16.97	15T12 =16.97			

Tableau V-52: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 8.

voile 8	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	$A_{min RPA}$ (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol + l'entre sol	S.E.C /	0.81	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47	20	10	50
RDC + 1 ^{er} étage	S.E.C /	1.34	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47			
Etage (2, 3)	S.E.C /	1.80	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47			
Etage (4, 5)	S.E.C /	0.19	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47			
Etage (6, 7, 8)	S.E.C /	0.23	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47			
Etage (9, 10)	S.E.C /	0.43	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47			
Etage (11, 12)	S.E.C /	0.58	18.93	19T12 =21,47	19T12 =21,47			

Tableau V-53: Résumer de ferrailage et d'espacement pour le voile 9.

voile 9	A_v calculé (cm^2)	A_h calculé (cm^2)	$A_{min RPA}$ (cm^2)	A_v choisie (cm^2)	A_h choisie (cm^2)	S (cm)	Sa (cm)	l_r (cm)
Sous-sol + l'entre sol	S.E.C /	0.81	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10	20	10	50
RDC + 1 ^{er} étage	S.E.C /	1.34	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (2, 3)	S.E.C /	1.80	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (4, 5)	S.E.C /	0.19	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (6, 7, 8)	S.E.C /	0.23	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (9, 10)	S.E.C /	0.43	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10			
Etage (11, 12)	S.E.C /	0.58	17.40	16T12 =18.10	16T12 =18.10			

V.4.2.9 Schéma de ferrailage du voile :**Figure V-12 :** Ferrailage des murs voiles.

V.4.3 Voiles périphériques (sous-sol) :

Le voile périphérique est destiné à bloquer les terres remblayées issues de l'exécution. A cet effet il sera calculé comme un mur de soutènement supportant le poids du remblai.

D'après le RPA 99/2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu, entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimum d'armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

V.4.3.1 Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

D'après le rapport du sol :

- Poids volumique : $\gamma = 19.4 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0.39 \text{ KN/m}^2$

V.4.3.2 dimensions du voile :

On va faire les calculs pour une bande de 1ml, une hauteur de 3.06 m, et une épaisseur de 0.15 m.

- La surcharge : $q = 10 \text{ KN/m}^2$ (à côté d'une route).

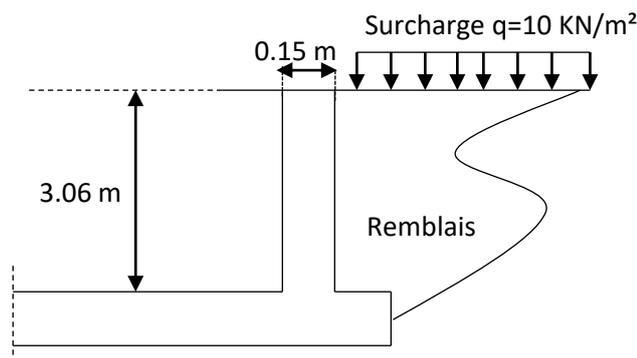


Figure V-13 : Présentation du voile périphérique.

V.4.3.3 évaluation des charges et surcharges :

- **La poussée des terres :**

$$G = \gamma * h * \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 * C * \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

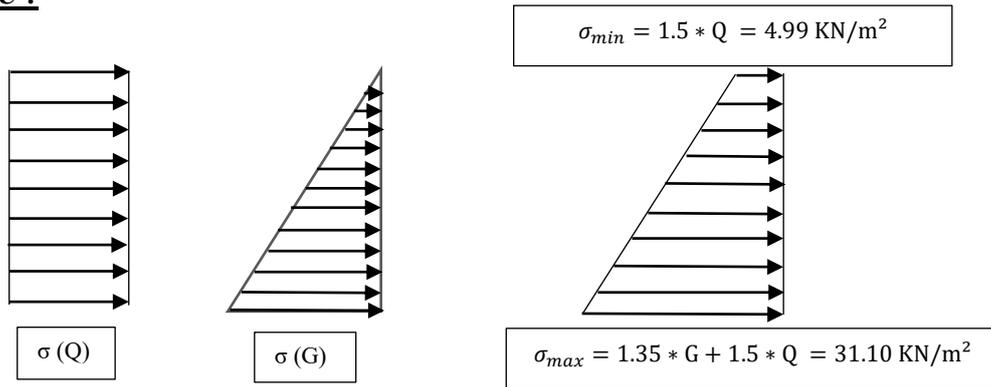
$$G = 19.4 * 3.06 * \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) - 2 * 0.39 * \text{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 19.34 \text{ KN/m}^2$$

- **La surcharge :**

$$Q = q * \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Q = 10 * \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

V.4.3.4 Calcul de ferrailage :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A'ELU :**Figure V-14 :** Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \cdot 31.10 + 4.99}{4} = 24.57 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml} = 24.57 * 1 = 24.57 \text{ KN/ml}$$

Pour le calcul du moment on va utiliser la méthode de B.A.E.L :

Pour savoir si elle est portante dans un seul sens, on doit calculer

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \rightarrow \alpha = \frac{3.06}{6.31} = 0.48 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle portée dans les deux sens.}$$

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * p * l_x^2 \\ M_y = \mu_y * M_x \end{cases}$$

Où :

M_x : C'est le moment fléchissant suivant x.

M_y : C'est le moment fléchissant suivant y.

p : La charge uniformément répartie par unité d'aire.

L_x : la hauteur du voile

L_y : La plus grande portée

μ_x et μ_y : Coefficients obtenues à partir du tableau de BAEL, en fonction de α .

$$\begin{cases} M_{xu} = 0.102 * 24.57 * 3.06^2 \\ M_{yu} = 0.25 * 23.47 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xu} = 23.47 \text{ KN.m} \\ M_{yu} = 5.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{txu} = 0.85 * M_{xu} \\ M_{a1xu} = 0.3 * M_{xu} \\ M_{a2xu} = 0.5 * M_{xu} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{txu} = 19.95 \text{ KN.m} \\ M_{a1xu} = 7.04 \text{ KN.m} \\ M_{a2xu} = 11.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tyu} = 0.85 * M_{yu} \rightarrow M_{tyu} = 4.99 \text{ KN.m}$$

V.4.3.5 Valeur minimal à respecter :

- **En travée :**

$$M_{tyu} \geq \frac{M_{txu}}{4} \rightarrow 4.99 \text{ KN.m} = 4.99 \text{ KN.m} \quad \text{CV}$$

- **En appuis :**

$$M_{a1yu} = M_{a1xu} \rightarrow M_{a1yu} = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2yu} = M_{a2xu} \rightarrow M_{a2yu} = 11.74 \text{ KN.m}$$

V.4.3.6 Armatures longitudinales :

- **Acier en travée « sens L_x » :**

$$\mu_u = \frac{M_{txu}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$$b = 1 \text{ ml}$$

$$d = 0.9 * 0.15 = 0.135 \text{ m}$$

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

$$\mu_u = \frac{19.95 * 10^{-3}}{1 * (0.135)^2 * 14.17} = 0.08 \quad \mu_u < \mu_R \text{ section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.08}) = 0.104$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) \rightarrow z = 0.135 * (1 - 0.4 * 0.104) = 0.129 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{txu}}{z * \sigma_{st}} \rightarrow \frac{19.95 * 10^{-3}}{0.129 * \frac{400}{1.15}} = 0.000445 \text{ m}^2/\text{ml} = 4.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Acier en travée « sens L_y » :**

$$\mu_u = \frac{M_{tyu}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{4.99 * 10^{-3}}{1 * (0.135)^2 * 14.17} = 0.02 \quad \mu_u < \mu_R \text{ section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.02}) = 0.03$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) \rightarrow z = 0.135 * (1 - 0.4 * 0.03) = 0.133 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{tyu}}{z * \sigma_{st}} \rightarrow \frac{4.99 * 10^{-3}}{0.133 * \frac{400}{1.15}} = 0.000108 \text{ m}^2/\text{ml} = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Acier en appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{a1xu}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{7.04 * 10^{-3}}{1 * (0.135)^2 * 14.17} = 0.03 \quad \mu_u < \mu_R \text{ section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.03}) = 0.04$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) \rightarrow z = 0.135 * (1 - 0.4 * 0.04) = 0.133 \text{ m}$$

$$A_{a1x} = \frac{M_{a1xu}}{z * \sigma_{st}} \rightarrow \frac{7.04 * 10^{-3}}{0.133 * \frac{400}{1.15}} = 0.000152 \text{ m}^2/\text{ml} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a1y} = A_{a1x} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_{a2xu}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{11.74 * 10^{-3}}{1 * (0.135)^2 * 14.17} = 0.01 \quad \mu_u < \mu_R \text{ section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.01}) = 0.01$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) \rightarrow z = 0.135 * (1 - 0.4 * 0.01) = 0.134 \text{ m}$$

$$A_{a2x} = \frac{M_{a2xu}}{z * \sigma_{st}} \rightarrow \frac{11.74 * 10^{-3}}{0.134 * \frac{400}{1.15}} = 0.000252 \text{ m}^2/\text{ml} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a2y} = A_{a2x} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sections minimales des armatures :**

✚ D'après le **B.A.E.L9**, on va utiliser :

- ❖ **Selon « l_y » :**

$$\begin{cases} A_{ymin} = 8 \times h = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (pour HA400)} \\ A_{ty} = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \rightarrow A_{ty} < A_{ymin} \text{ CNV}$$

Donc $A_{ty} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\begin{cases} A_{ymin} = 8 \times h = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a1y} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a2y} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \rightarrow A_{a1y} \text{ et } A_{a2y} > A_{ymin} \text{ CV}$$

- ❖ **Selon « l_x » :**

$$\begin{cases} A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} A_{ymin} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{tx} = 4.45 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a1x} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a2x} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{tx} > A_{xmin} \text{ CV} \\ A_{a1x} \text{ et } A_{a2y} > A_{xmin} \text{ CV} \end{cases}$$

✚ D'après le **RPA99 V2003**, on va utiliser :

$$A_{xmin} = 0.1\% * B \rightarrow A_{xmin} = 0.001 * 0.15 * 1 = 0.000150 \text{ m}^2 = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A_{tx} = 4.45 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a1x} = A_{a1y} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ty} = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a2y} = A_{a2y} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

- **Choix des aciers :**

- 1-En travée :**

- ❖ **Selon « l_x » :**

$$A_{tx} = 4.45 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{tx}(\text{choisie}) = 8\text{T}10/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(2 * 15, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(30, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

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

- ❖ **Selon « l_y » :**

$$A_{ty} = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{ty}(\text{choisie}) = 4\text{T}10/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(3 * 15, 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(45, 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

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

- 2-En appui :**

$$A_{a1x} = A_{a1y} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{a1x}(\text{choisie}) = A_{a1y}(\text{choisie}) = 4\text{T}10/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(2 * 15, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(30, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

➔ On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_{a2x} = A_{a2y} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{a2x}(\text{choisie}) = A_{a2y}(\text{choisie}) = 4\text{T}10/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(2 * 15, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(30, 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

➔ On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

V.4.3.7 Effort tranchant :

Si $\alpha = 0.48 \geq 0.4$, Alors :

$$\begin{cases} V_{ux} = \frac{qu \cdot l_x \cdot l_y}{l_x + 2 \cdot l_y} = \frac{24.57 \cdot 3.06 \cdot 6.31}{3.06 + 2 \cdot 6.31} = 30.26 \text{ KN} \\ V_{uy} = qu \cdot \frac{l_x}{3} = 24.57 \cdot \frac{3.06}{3} = 25.06 \text{ KN} \end{cases}$$

V.4.3.8 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$\text{Avec : } v_u = \max(V_{ux}; V_{uy}) = \max(30.26; 25.06) = 25.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{25.06 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.135} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$, la condition est vérifiée.

V.4.3.9 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{\max} = G + Q = 19.34 + 3.33 = 22.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \cdot 22.67 + 3.33}{4} = 17.84 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \cdot 1 \text{ ml} = 17.84 \cdot 1 = 17.84 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{xs} = 0.105 \cdot 17.84 \cdot 3.06^2 \\ M_{ys} = 0.25 \cdot 17.54 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xs} = 17.54 \text{ KN.m} \\ M_{ys} = 4.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{txs} = 0,85 \cdot M_{xs} \\ M_{a1xs} = 0,3 \cdot M_{xs} \\ M_{a2xs} = 0,5 \cdot M_{xs} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{txs} = 14.91 \text{ KN.m} \\ M_{a1xs} = 5.26 \text{ KN.m} \\ M_{a2xs} = 8.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tys} = 0,85 \cdot M_{yu} \rightarrow M_{tys} = 3.73 \text{ KN.m}$$

a) Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2} x^2 + A_{sc}(x - d') - n A_{st}(d - x) = 0 \text{ avec } A_{sc}(x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \cdot 6.26 \cdot (13.5 - x) = 0 \rightarrow 50x^2 - 1267.65 + 93.90x = 0$$

$$x = 4.11 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 4.11 \text{ cm}$

b) Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = 2.31 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^2 = 5.52 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + n I_{st} = 2.31 \cdot 10^{-5} + 15 \cdot 5.52 \cdot 10^{-6} \rightarrow I = 1.06 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

c) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{14.91 \cdot 10^{-3} \cdot 4.11 \cdot 10^{-2}}{1.06 \cdot 10^{-4}} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5.78 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 \end{array} \right.$$

→ $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$, donc la condition est vérifiée.

d) Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 14.91 \cdot 10^{-3} (0,135 - 4.11 \cdot 10^{-2})}{1.06 \cdot 10^{-4}} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) \end{array} \right.$$

→ $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 198.12 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

→ $\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$, donc la condition est vérifiée.

Remarque : puisque le voile est encasté en pied dans le radier, et en tête dans la poutre, donc ce n'est pas la peine de vérifier le glissement et le renversement.

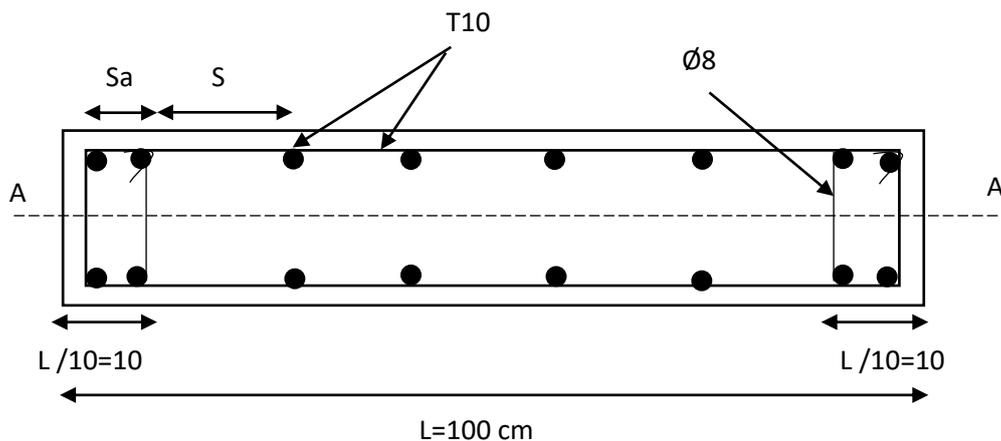
e) Schéma de ferrailage du voile périphérique :

Figure V-15 : Exemple ferrailage du Voile périphérique.

V.5 Conclusion :

Dans ce chapitre on a utilisé les efforts internes appliqués sur les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Afin de valider leurs épaisseurs et de déterminer la résistance du béton nécessaire. Leur ferrailage a été calculé suivant le RPA99, V2003 et le B.A.EL.91.

Le bon choix des armatures pour les éléments résistants nous permet d'éviter le redimensionnement de la structure et d'augmenter la section du béton, ce qui n'est pas bon sur le plan économique.

Malgré la quantité importante (le nombre et les sollicitations des poutres, poteaux et voiles) on a pu de déterminer le ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

VI.2 Choix du type de fondation :

Les types de fondation sont :

- ✓ Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- ✓ Les fondations profondes (des pieux).

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- ✓ Le type et l'importance de la structure.
- ✓ Les caractéristiques du sol.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La charge totale transmise au sol.

VI.3 Hypothèses de calcul:

D'après le rapport fournis par le laboratoire LTPO (voir l'annexe A), le sol est meuble. Avec une contrainte admissible est égale à **2 bars** (pour une profondeur de 7 m), il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- ✚ Semelles isolés
- ✚ semelles filantes.
- ✚ Radier général.

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, où à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

VI.3.1 Etudes des semelles isolées :

VI.3.1.1 Pré dimensionnement des semelles isolées :

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ et ($a = b = 80$ cm)

Dans notre structure, les poteaux sont carrés et par conséquent les semelles isolées sont aussi carrées. Le pré dimensionnement des semelles isolées se fait par satisfaction de la condition suivante : $\frac{N_s}{(A \times B)} \leq \bar{\sigma}_{admissible}$

On va pré dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité.

Avec :

(N_s) : Effort normal maximal à ELS $\rightarrow N_s = 4,820$ MN

($a ; b$) : Les dimensions du poteau $\rightarrow (a = b = 80$ cm)

($\bar{\sigma}_{Admissible}$) : Contrainte admissible du sol $\rightarrow \bar{\sigma}_{Admissible} = 2$ bars = 0,2 MPa

($A ; B$) : Les dimensions de la semelle isolée $\rightarrow (A = B)$ Semelle carrée.

$$\frac{N_s}{(A \times B)} \leq \bar{\sigma}_{Admissible} \rightarrow \frac{4,820}{A^2} \leq 0,20 \rightarrow A^2 \geq \sqrt{\frac{4,820}{0,20}} \rightarrow A \geq 4,91 \text{ m}$$

On adopte une semelle isolée de (5,00 × 5,00) m²

VI.3.1.2 Vérification de chevauchement entre semelle isolés :

On adopte la même section pour toutes les semelles.

La surface totale des semelles isolées ne doit pas dépasser la surface totale de bâtiment.

$$S_{\text{semelles}} = (5 \times 5) \times 42 = 1050 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 929,77 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelles}} > S_{\text{bâtiment}} \longrightarrow \text{Donc, le choix des semelles n'est pas satisfait}$$

VI.3.2 Etudes des semelles filantes :

Nous proposons en deuxième lieu des semelles filantes.

VI.3.2.1 Pré dimensionnement des semelles filantes :

Le pré dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_s}{(B \times L)} \leq \bar{\sigma}_{\text{Admissible}}$$

Avec :

($\sum N_{s_i}$) : La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

L : La longueur de la file considérée

B : La largeur de la semelle filante.

Tableau VI-1 : Calcul surface semelles filante.

<i>Semelle</i>	<i>N_s (MN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>$\bar{\sigma}$ (MPa)</i>	<i>S (m²)</i>	<i>B (m)</i>
1	16,93290	33,10	0,2	84,665	2,55
2	24,43315	33,10	0,2	122,166	3,69
3	32,88188	33,10	0,2	164,409	4,96
4	6,427404	33,10	0,2	32,137	0,97
5	34,32217	33,10	0,2	171,611	5,18
6	26,86160	33,10	0,2	134,308	4,05
7	23,82892	28,41	0,2	119,140	4,19
8	21,83634	28,27	0,2	109,180	3,86
9	20,54451	28,17	0,2	102,720	3,64
10	16,49267	28,06	0,2	82,450	2,93
11	20,69571	27,97	0,2	103,480	3,69
12	20,07349	27,88	0,2	100,365	3,59
13	17,54996	27,78	0,2	87,745	3,15
$\sum S$				1414,376	

VI.3.2.2 Vérification de chevauchement entre semelle filantes:

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{totale}}} = \frac{1414,376}{929,77} = 152 \% \leq 50 \%$$

La condition n'est pas vérifiée, car la surface des semelles filantes est déjà plus grande que la surface de bâtiment. Donc, on va aller à une conception en radier.

VI.3.3 Etudes d'un radier général :**VI.3.3.1 Définition de radier :**

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme qui est la base de départ d'un bâtiment. Ce système permet la répartition des charges sur un terrain peu stable.

La réalisation d'un radier nécessite une étude béton armé préalable, avec vérification du tassement général de la construction.

A l'aide de logiciel (SAP2000 version 14.2.4), on modélise notre fondation de type radier général.

VI.3.3.2 Pré dimensionnement du radier :

Le radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

D'après (DTR BC 2.33.1) :

❖ L'épaisseur h_N de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_N \geq \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow h_N \geq \frac{6,31}{10} \longrightarrow h_N \geq 0,631 \text{ m}$$

❖ L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \longrightarrow h_d \geq \frac{6,31}{20} \longrightarrow h_d \geq 0,3155 \text{ m}$$

✓ **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} ; \text{ Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young ($E = 3,2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$)

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol. (pour un sol moyen $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$)

$$H_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \longrightarrow h_N \geq 0,98 \text{ m}$$

On adopte un $h_N = 1,20 \text{ m}$.

$$I = \frac{b \times h_N^3}{12} \longrightarrow I = 0,144 \text{ m}^4 \longrightarrow L_e = 4,63 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \longrightarrow \frac{\pi}{2} \times 4,63 \geq 6,31 \longrightarrow 7,27 \geq 6,31 \longrightarrow \text{CV}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h_N = 120 \text{ cm} \\ h_d = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Calcul Débordement (D) :**

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_N}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$D \geq 60 \text{ cm} \longrightarrow$ On adopte : $D = 60 \text{ cm}$

Remarque :

Il y'a plusieurs proposition de « h_N, h_d, D », jusqu'à que ses valeurs vérifiées la contrainte de sol ($\bar{\sigma} = 0,2 \text{ MPa}$)

Proposition 1 :

$$\begin{cases} h_N = 120 \text{ cm} \\ h_d = 50 \text{ cm} \\ D = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte de sol. Donc on augmente les valeurs de h_N , h_d et D

Proposition 2 :

$$\begin{cases} h_N = 130 \text{ cm} \\ h_d = 60 \text{ cm} \\ D = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte de sol. Donc on augmente les valeurs de h_N , h_d et D

Proposition 3 :

$$\begin{cases} h_N = 150 \text{ cm} \\ h_d = 80 \text{ cm} \\ D = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs vérifient la contrainte de sol.

Les dimensions du radier sont illustrées sur la figure suivant :

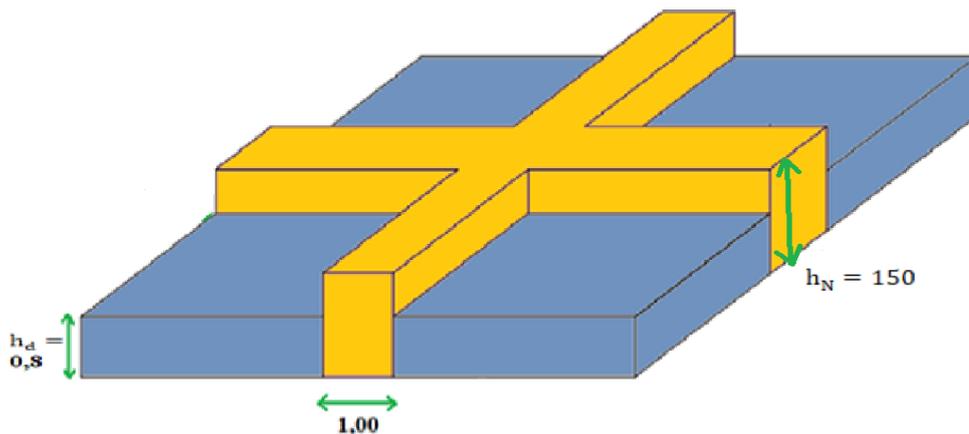


Figure VI-1 : Dimensions du radier.

VI.4 Vérifications nécessaires:**VI.4.1 Vérification vis-à-vis le poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)** on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0,045 \times h_t \times u_u \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime ($N_u = 6635 \text{ KN/m}^2$)

h_N : Hauteur de la nervure ($h_N = 1,50 \text{ m}$)

u_u : Périmètre du poteau

$$u_u = 4 \times (a+h) = 4 \times (1,00 + 1,50) = 10,00 \text{ m}$$

➤ **Charge limite:**

$$N_u = 6635 \leq 0,045 \times 1,5 \times 10 \times \frac{25000}{1,5}$$

$$N_u = 6635 < 11250 \text{ KN} \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement}$$

VI.4.2 Vérification la contrainte de sol :

On doit vérifier 02 conditions, pour que la contrainte de sol soit vérifiée :

Condition 1 : $\overline{\sigma}_{b1} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 0,2 \text{ MPa}$$

Puisque, on a une répartition trapézoïdale, donc

$$\overline{\sigma}_{b1} = \frac{3K Z_{max} + K Z_{min}}{4}$$

Avec :

Z_{max} : Déplacement maximal suivant U_Z à ELS (Z_{max}= 0,48 cm)

Z_{min} : Déplacement maximal suivant U_Z à ELS (Z_{min}= 0,17 cm)

K : le coefficient de BALLAST

$$K = 2 \sigma_{sol} = 2 \times 2 = 4 \text{ bars} = 4 \text{ kg /cm}^3$$

$$\overline{\sigma}_b = \frac{3 \times 4 \times 0,48 + 4 \times 0,17}{4} = 1,61 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \rightarrow \text{CV}$$

Condition 2 : $\overline{\sigma}_{b2} \leq \sigma_{sol}$

$$\overline{\sigma}_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

F_z : réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le SAP2000. (F_z = 164481,523 KN)

S : Surface du radier (S = 1011,78 m²)

$$\overline{\sigma}_{b2} = \frac{164481,523 \times 10^2}{1011,78 \times 10^4} = 1,62 < \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \rightarrow \text{CV}$$

VI.4.3 Vérification de tassement :

D'après le rapport de sol géotechnique fournit par le LTPO, le tassement ΔH égal à 18,63 cm. Et le tassement réel tiré à partir du SAP2000 égal à 0,37 cm, ce dernier est inférieur à celui de LTPO

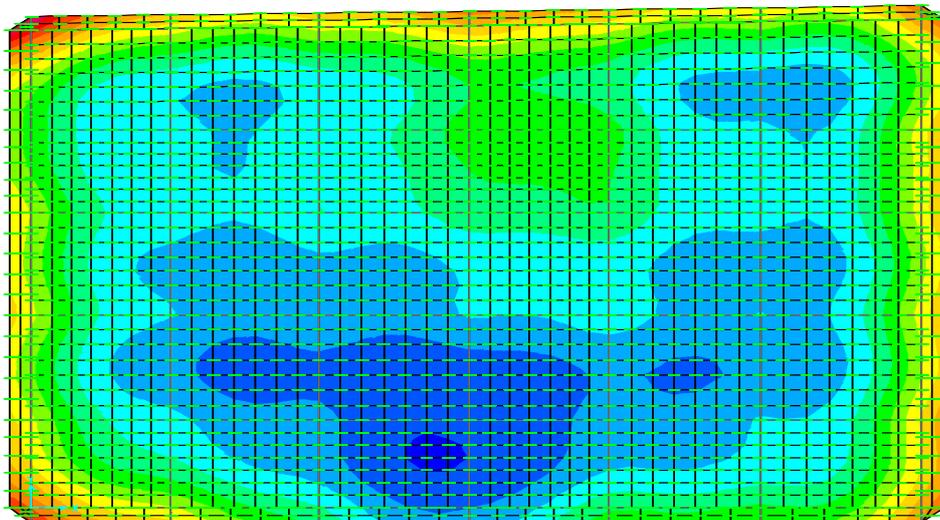


Figure VI-2 : Déplacement maximum selon l'axe Z.

VI.4.4 Vérification vis-à-vis le renversement :

Quel que soit le type de fondations, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques restes à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

Il faut que cette condition soit vérifiée.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

M : moment de renversement suivant chaque direction (D'après SAP2000)

Ns : Effort normal total (Ns_(superstructure) + Ns_(Radier) + Ns_(Remblai))

✓ **Poids de la structure :**

C'est l'effort normal de la structure, Ps = 123111,57 KN

✓ **Poids de radier :**

P radier = S h γ_{BA} = 1011,07 × 0,8 × 25 = 20221,4 KN

✓ **Poids de remblai :**

P remblai = d (L×B) γ_{rem} = 1,5 × 1011,78 × 15 = 22765,05 KN

✓ **Poids de total:**

Pt = Ps + P radier + P remblai = 123111,57 + 20221,4 + 22765,05 = 166098,02 KN

✓ **Moment renversant:**

M = $\sum_1^{16} F_i h_i$ = 240274.8315 KN.m

Sens x :

➤ B_x = 32,5 m

$$\frac{M_x}{N_x} = 1.44 < \frac{B_x}{4} = 8.125 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y :

➤ B_y = 28,41 m

$$\frac{M_x}{N_x} = 1.44 < \frac{B_y}{4} = 7.102 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.5 Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « SAP2000 » on a obtenu les résultats suivants :

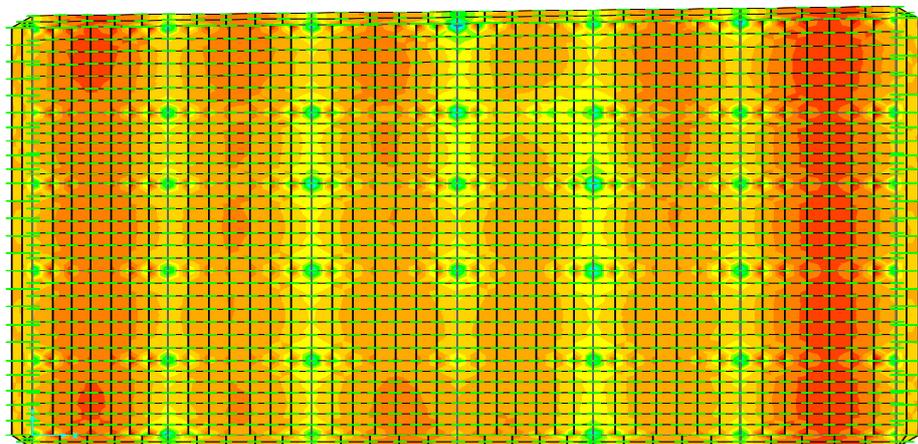
Sens x :

Figure VI-3 : Moment: M11 «ELU».

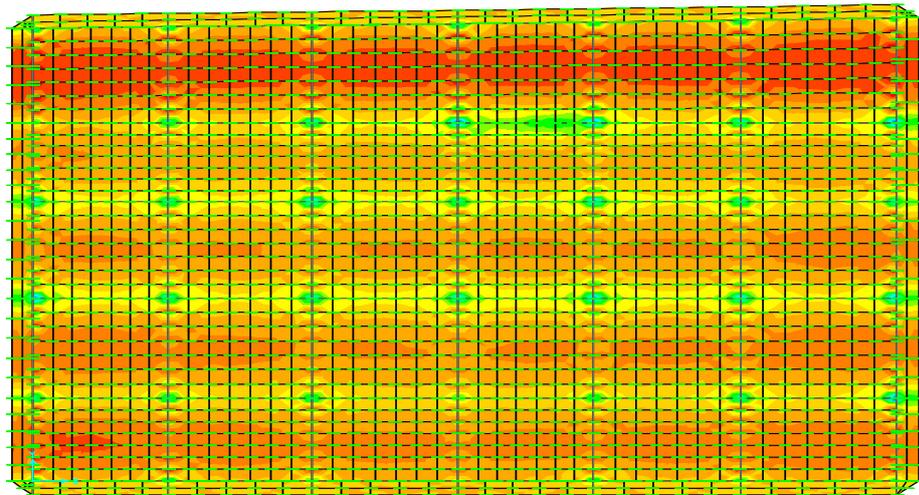
Sens y :

Figure VI-4 : Moment: M22 «ELU».

Tableau VI-2 : Sollicitations du radier.

			ELU	ELS
Dalle	travée	x	399,091	286,651
		y	438,740	315,449
	appui	x	648,054	468,968
		y	601,103	432,078
nervure	travée	x	1078,16	781,92
		y	1208,16	850,14
	appui	x	1105,12	793,78
		y	846,80	611,860

VI.6 Ferrailage du radier :

VI.6.1 la dalle :

$H_d = 0,8 \text{ m}$; $B = 1 \text{ ml}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$;

$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$; $d = 0,9 \times 0,8 = 0,72 \text{ m}$

Sens x :En travée:

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,399091}{1 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0543 < \mu_R = 0,392$$

→ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

En appui:

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,648054}{1 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0882 < \mu_R = 0,392$$

→ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1-2\mu_u)})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1-2 \times 0,0543)})$$

$$\alpha = 0,070$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,070)$$

$$Z = 0,699 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z A_{st}} = \frac{0,399091}{0,699 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 16,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y :

En travée:

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,438740}{1 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0597 < \mu_R = 0,392$$

➡ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1-2\mu_u)})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1-2 \times 0,0597)})$$

$$\alpha = 0,077$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,077)$$

$$Z = 0,697 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z A_{st}} = \frac{0,438740}{0,697 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 18,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1-2\mu_u)})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1-2 \times 0,0882)})$$

$$\alpha = 0,116$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,116)$$

$$Z = 0,686 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z A_{st}} = \frac{0,648054}{0,686 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 27,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui:

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,601103}{1 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0818 < \mu_R = 0,392$$

➡ Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1-2\mu_u)})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1-2 \times 0,0818)})$$

$$\alpha = 0,107$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,495 \times (1 - 0,4 \times 0,107)$$

$$Z = 0,689 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z A_{st}} = \frac{0,601103}{0,689 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 25,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VI.6.1.1 Section minimale de ferrailage

Selon la condition de non-fragilité:

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 1 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 8,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VI.6.1.2 Vérification de la section de ferrailage**Sens x :****En travée:** $A_{st} = 16,39 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{CV}$ **En appui:** $A_{st} = 27,13 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{CV}$ **Sens y :****En travée:** $A_{st} = 18,08 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{CV}$ **En appui:** $A_{st} = 25,07 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{CV}$ **VI.6.1.3 Choix de ferrailage****En travée:** $A_{stx} = A_{sty} = 12\text{T}16 = 24,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **En appui:** $A_{stx} = A_{sty} = 12\text{T}20 = 37,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **VI.6.1.4 Vérification à l'ELS :****Calcul des contraintes admissibles :****Béton :** $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ **Acier :** fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

✚ En travée:**✓ Position de l'axe neutre :**

$$A_{st} = 12\text{T}16 = 24,13 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 24,13 \times (72 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2311,51 \text{ cm}$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} \cdot 2a = 19,11 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 19,11^3 + 15 \times 24,13 \times (72 - 19,11)^2$$

$$I = 1244787 \text{ cm}^4 \longrightarrow I = 124,4787 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Sens x :**✓ Calcul des contraintes:**

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{286,651 \times 10^{-3} \times 0,1911}{124,4787 \times 10^{-4}} = 4,49 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 286,651 \times 10^{-3} \times (0,72 - 0,1911)}{124,4787 \times 10^{-4}} = 181,36 \text{ MPa}$

✓ Vérification des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = 4,49 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$

Acier : $\sigma_{st} = 181,36 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$

Sens y :✓ Calcul des contraintes:

$$\underline{\text{Béton}} : \sigma_{bc} = \frac{Ms x}{I} = \frac{315,449 \times 10^{-3} \times 0,1911}{124,4787 \times 10^{-4}} = 4,94 \text{ MPa}$$

$$\underline{\text{Acier}} : \sigma_{st} = \frac{n Ms (d-x)}{I} = \frac{15 \times 315,449 \times 10^{-3} \times (0,72 - 0,1911)}{124,4787 \times 10^{-4}} = 199,58 \text{ MPa}$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\underline{\text{Béton}} : \sigma_{bc} = 4,94 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\underline{\text{Acier}} : \sigma_{st} = 199,58 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

✚ En appui:✓ Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 12T20 = 37,70 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 \times 37,70 \times (72 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 29,09 \text{ cm}$$

$$x = -b + \sqrt{\Delta} = 23,44 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 23,44^3 + 15 \times 37,70 \times (72 - 23,44)^2$$

$$I = 1762781 \text{ cm}^4 \longrightarrow I = 176,2781 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Sens x :✓ Calcul des contraintes:

$$\underline{\text{Béton}} : \sigma_{bc} = \frac{Ms x}{I} = \frac{468,968 \times 10^{-3} \times 0,2344}{176,2781 \times 10^{-4}} = 6,23 \text{ MPa}$$

$$\underline{\text{Acier}} : \sigma_{st} = \frac{n Ms (d-x)}{I} = \frac{15 \times 468,968 \times 10^{-3} \times (0,72 - 0,2344)}{176,2781 \times 10^{-4}} = 193,80 \text{ MPa}$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\underline{\text{Béton}} : \sigma_{bc} = 6,23 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\underline{\text{Acier}} : \sigma_{st} = 193,80 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Sens y :✓ Calcul des contraintes:

$$\underline{\text{Béton}} : \sigma_{bc} = \frac{Ms x}{I} = \frac{432,078 \times 10^{-3} \times 0,2344}{176,2781 \times 10^{-4}} = 5,74 \text{ MPa}$$

$$\underline{\text{Acier}} : \sigma_{st} = \frac{n Ms (d-x)}{I} = \frac{15 \times 432,078 \times 10^{-3} \times (0,72 - 0,2344)}{176,2781 \times 10^{-4}} = 178,55 \text{ MPa}$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\underline{\text{Béton}} : \sigma_{bc} = 5,74 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\underline{\text{Acier}} : \sigma_{st} = 178,55 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

VI.6.1.5 Vérification la contrainte de cisaillement :

Le règlement (C.B.A.93) admet par simplification le principe de la tangente conventionnelle ultime et considère que seule l'âme résiste à l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\bar{\tau}_u > \tau_u$

Avec τ_u : La contrainte de cisaillement.

Sens x :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} \quad (b = 1 \text{ m}) ; (d = 0,72 \text{ m}) ;$$

T_u : L'effort tranchant à ELU ($T_{u_x} = 1256,011 \text{ KN}$)

$\bar{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min} (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} = \frac{1256,011 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72} = 1,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{cv}$$

Sens y :

T_u : L'effort tranchant à ELU ($T_{u_y} = 1291,671 \text{ KN}$)

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} = \frac{1291,671 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72} = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{cv}$$

VI.6.1.6 Calcul de l'espacement

Selon BAEL91 :

$$St = \frac{100}{11} \leq \min (0,9 * d ; 40 \text{ cm})$$

$$St = 9,09 \leq \min (64,8 ; 40) \text{ cm}$$

$$St = 9,09 \leq 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte $St = 10 \text{ cm}$

VI.6.2 la nervure :

On va procéder de la même manière que précédemment.

VI.6.2.1 Calcul ferrailage longitudinal :

Tableau VI-3 : Ferrailages de la nervure sens x.

	SENS X									
	μ_u	α	Ast Cm ² /ml	Ast _{min} Cm ² /ml	Ast choisit	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
travée	0,0418	0,053	23,46	16,30	16T16 =32,17	3,98	15	195,28	201,63	CV
appui	0,0428	0,055	24,06	16,30	16T16 =32,17	4,04	15	198,24	201,63	CV

Tableau VI-4 : Ferrailages de la nervure sens y.

	SENS Y									
	μ_u	α	Ast Cm ² /ml	Ast _{min} Cm ² /ml	Ast choisit	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
travée	0,0468	0,060	26,36	16,30	14T16+2T20 =34,43	4,21	15	198,88	201,63	CV
appui	0,0329	0,042	18,38	16,30	14T16 =28,13	3,28	15	173,91	201,63	CV

VI.6.2.2 Vérification la contrainte de cisaillement :**Tableau VI-5 : Vérification la contrainte de cisaillement.**

	b (m)	d (m)	Tu max (KN)	τ_u (KN)	$\bar{\tau}_u$	
Sens x	1	1,35	755,09	0,55	2,5	CV
Sens y	1	1,35	736,98	0,54	2,5	CV

VI.6.2.3 Calcul de l'espacement

Selon le RPA99 version2003 :

En zone nodale :

$$St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_{\min}; 30 \text{ cm} \right)$$

Avec ϕ_{\min} est le diamètre le petit du ferrailage longitudinal.

$$\text{En zone nodale : } St' = \frac{100}{15} \leq \text{Min} (37,5; 19,2; 30)$$

$$St' = 6,66 \leq 19,2 \text{ cm}$$

On adopte: **St = 10 cm.****En zone courant :**

$$St' = \frac{100}{15} \leq \frac{h}{2}$$

$$St' = 6,66 \leq \frac{150}{2}$$

$$St' = 6,66 \leq 75 \text{ cm}$$

On adopte: **St' = 15 cm.****VI.6.2.4 Calcul ferrailage transversal:**

D'après les conditions complémentaires du (BAEL.91) ; Le diamètre des armatures transversales pour les nervure est donnée par :

$$\phi_t \leq \text{min} \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l_{\min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{min} \left(\frac{150}{35}, \frac{100}{10}, 1,4 \right) \rightarrow \phi_t \leq 1,4 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \text{min} (4,28; 10, 1,4)$$

$$\phi_t \leq 1,4 \text{ cm}$$

On adopte: **$\phi_t = 10 \text{ mm}$**

VI.6.2.5 Tableau récapitulatif de ferrailage :

Tableau VI-6 : Ferrailages de la nervure et la dalle d'un radier nervuré.

		Sens	Ast min (cm ²)	Ast cal (cm ²)	Ast choix (cm ²)		Esp (cm)	
					N × Ø	S (cm ²)		
Dalle	appui	x	8,70	27,13	12T20	37,70	10	
		y	8,70	25,07	12T20	37,70	10	
	travée	x	8,70	16,39	12T16	24,13	10	
		y	8,70	18,08	12T16	24,13	10	
nervure	appui	x	16,30	24,06	16T16	32,17	10	15
		y	16,30	18,38	14T16	28,13	10	15
	travée	x	16,30	23,46	16T16	32,17	10	15
		y	16,30	26,36	14T16+2T20	34,43	10	15

VI.6.2.6 Schéma de ferrailage de la nervure et la dalle:

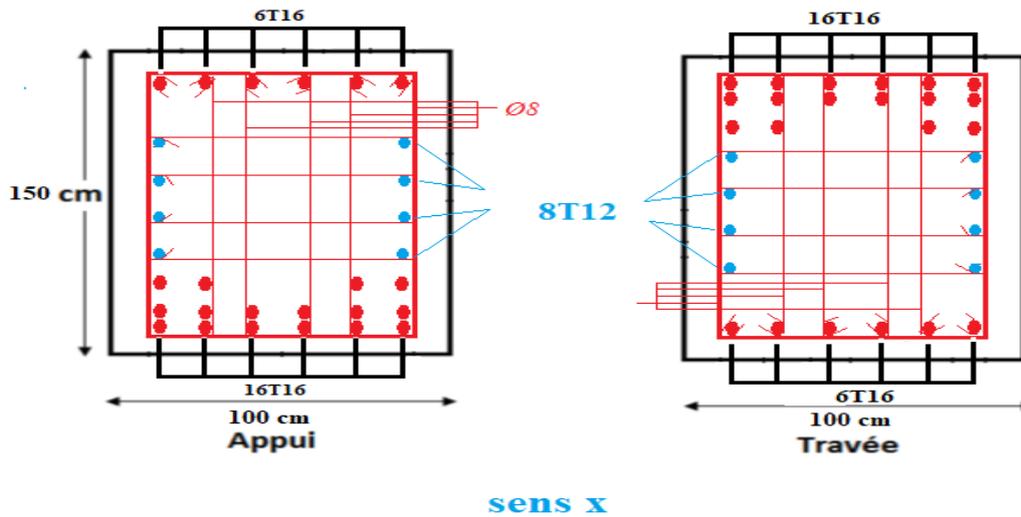


Figure VI-5 : Ferrailage de la nervure dans le sens x.

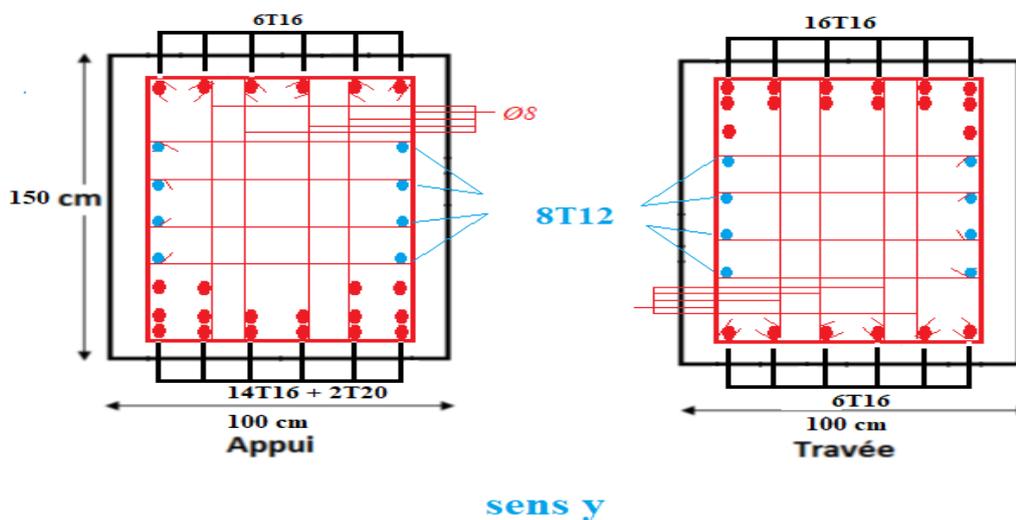


Figure VI-6 : Ferrailage de la nervure dans le sens y.

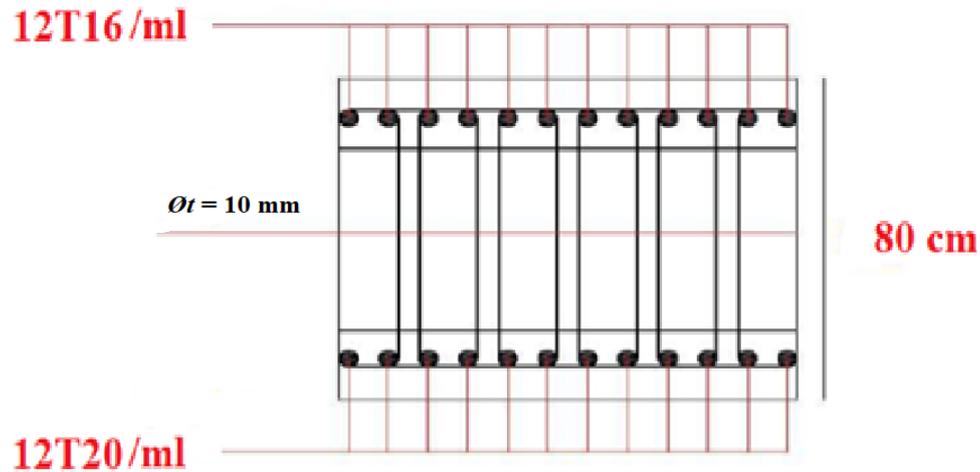


Figure VI-7 : Ferrailage de la dalle dans les deux sens.

VI.7 Conclusion :

L'étude géotechnique est une étape nécessaire pour la réalisation d'une bonne fondation. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Vu que les charges de notre structure sont importantes et n'ont pas réparti donc il est indispensable de passer par un radier général. Ce type de fondation est plus rigide pour éviter le tassement différentiel

CHAPITRE VII : Etude managériale

VII.1 Introduction :

La construction des bâtiments dans le monde, a connu un développement rapide et reste l'une de grandes préoccupations de l'homme surtout après la seconde guerre mondiale.

La véritable explosion démographique et la concentration des populations dans les villes, ainsi le manque du foncier sont des facteurs majeurs, ce qui a obligé les décideurs à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains pour fournir des logements et des espaces de travail.

✚ En Algérie, on distingue plusieurs organismes et des entreprises spécialisées dans la construction des bâtiments :

✓ **Publiques :**

- ENPI (Entreprise Nationale de la Promotion Immobilière).
- OPGI (Offices de Promotion et de Gestion Immobilières).
- GCB (la société Nationale de Génie Civil et Bâtiment).
- HR (Habitat Rural).

✓ **Privées :**

- EPT RHB
- SARI AZIZ
- GAMA PRO
- BEN MOUSET
- HAMDOUN

✓ **Etrangères :**

- ISKEN TURKI (Turquie)
- DEKINSON (Turquie)
- EMAAR (Emarats arabes unis)
- CSEC (Chine)

✚ Il existe plusieurs types de logements en Algérie :

- AADL (logement location-vente) Algérie
- Cession des biens de l'état et des OPGI en Algérie
- LLP (logement locatif promotionnel)
- Logement rural en Algérie
- Logement social LPL (logement public locatif)
- LPA (logement promotionnel Aidé) Algérie
- LPP (logement promotionnel public) Algérie
- LPP (logement promotionnel public) pour les étrangers

La conception et la réalisation d'un projet de construction exige une masse énorme de travaux de natures diverses et compliquées, faisant intervenir un grand nombre de participants, donc pour relever les défis, il est nécessaire d'améliorer les méthodes de maîtrise des processus, et identifier une fonction supplémentaire dans les entreprises humaines : le management de projet.

« Le management de projet est un processus organisationnel d'utilisation des ressources, en vue d'atteindre les objectifs et buts de l'entreprise d'une manière efficace et efficiente. » [4]

Ce chapitre a été mené en effectuant une planification du projet, on a fait appel aux notions de management de projet et des risques qui sont un ensemble des techniques pour piloter un projet.

VII.2 présentation du projet :

Un projet est un effort temporaire exercé dans le but de créer un produit, un service ou un résultat unique. La nature temporaire des projets implique un commencement et une fin déterminée. La fin est atteinte lorsque les objectifs du projet sont satisfaits, ou lorsque le projet est arrêté parce que ses objectifs ne seront pas atteints ou ne peuvent pas l'être, ou lorsque le projet n'est plus utile. [4]

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment à usage multiple situé aux amandiers à kiffane, boulevard Ain sebaa Ali, dans le nord de la wilaya de Tlemcen. Il occupe une surface de (929,779 m²) sur terrain, il est composé d'un 2 parking sous terrain, sept locaux et un bureau aux niveaux du RDC, quinze bureaux aux niveaux du 1^{er} étage et 55 logements sont classés en 5 catégories (F3a, F3b, F4a, F4b, F5) répartis sur 11 étages.

VII.2.1 Cycle de vie d'un projet de construction :

Un cycle de vie du projet est un ensemble de phases, habituellement en séquence et parfois en chevauchement, dont le nom et le nombre sont déterminés par les besoins de management et de maîtrise de l'organisation, ou des organisations qui prennent part au projet et, également, par la nature du projet lui-même et par son domaine d'application. [4]

Le cycle de vie d'un projet commence par une idée ensuite la conception et le planning suivi par la phase d'exécution du projet et la fin la clôture et l'occupation (exploitation) du projet.

L'ensemble de ces phases est regroupé dans la figure suivante :

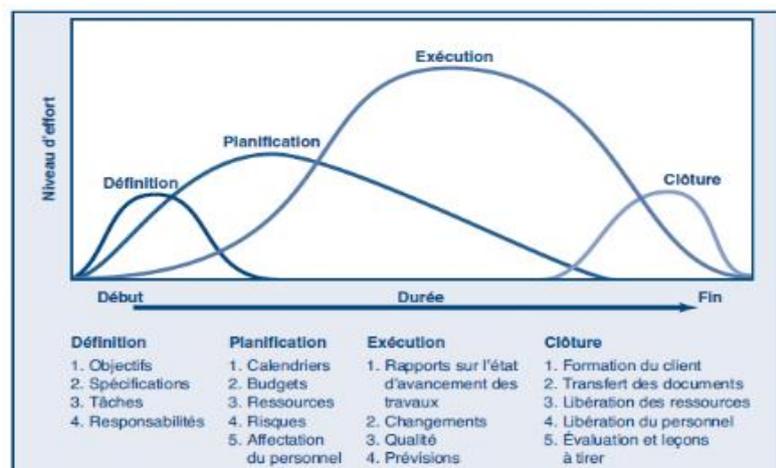


Figure VII-1: Cycle de vie d'un projet. [6]

Dans notre présente étude managériale, nous nous sommes positionnés dans les deux phases 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 de notre projet.

VII.3 les différents intervenants du projet :

➤ VII.3.1 Le maître de l'ouvrage :

La maîtrise d'ouvrage **Promoteur HAMZA CHERIF GHOUTI** est l'entité porteuse du besoin, définissant l'objectif du projet, son calendrier et le budget consacré à ce projet

➤ VII.3.2 Maître d'œuvre :

La maîtrise d'œuvre **M.F.BOUZIANI** est l'entité retenue par le **Promoteur** pour suivre et contrôler l'exécution des travaux, dans les conditions de délais, de qualité et de coût fixées par ce dernier conformément à un contrat. Elle est donc responsable des choix techniques inhérents à la réalisation de l'ouvrage conformément aux exigences de la maîtrise d'ouvrage.

➤ **VII.3.3 Organisme de contrôle : (C.T.C)**

Le contrôle technique de la construction vise à prévenir les aléas techniques susceptibles de se produire dans les projets de construction notamment et pouvant entraîner des sinistres. Particulièrement par la vérification du respect des règles de l'art. Le contrôle technique de ce projet se fait principalement par l'organisme national de contrôle de la construction de l'Ouest (C.T.C)

➤ **VII.3.4 Laboratoire des travaux public de l'Ouest (L.T.P.O) :**

Le Laboratoire doit offrir un service public aux particuliers consistant en des essais de sols et des matériaux et en des conseils techniques. Ce service doit s'étendre à tous les acteurs, de la société civile et de l'Etat exprimant des demandes d'informations techniques et scientifiques pour les besoins de leur propre programme dans le domaine de la géotechnique ou des matériaux de construction.

➤ **VII.3.5 Société Nationale d'Assurance : (S.A.A)**

Une assurance est un service qui fournit une prestation lors de la survenance d'un événement incertain et aléatoire souvent appelé « risque ». La prestation, généralement financière, peut être destinée à un individu, une association ou une entreprise, en échange de la perception d'une cotisation ou prime. Par extension, l'assurance est le secteur économique qui regroupe les activités de conception, de production et de commercialisation de ce type de service.

➤ **VII.3.6 Entreprise :**

L'entreprise des travaux de construction ETC **HAMZA CHERIF GHOUTI-WILAYA DE TLEMCEM** doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre.

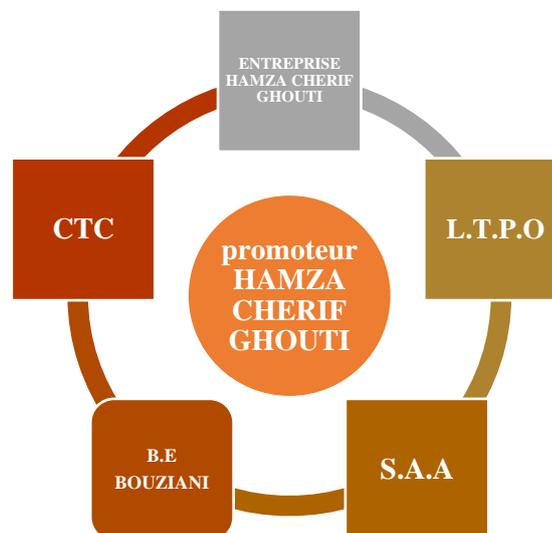


Figure VII-2: Les acteurs de notre projet.

VII.4 planifications et ordonnancement :

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet, à estimer leurs charges et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. [2]

Pour les besoins inhérents au présent notre Projet de Fin d'étude, nous nous sommes fixés uniquement comme objectifs, de définir le délai, le coût et les risques.

Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons plusieurs outils à utiliser :



Figure VII-3: Planification de notre projet.

VII.4.1 Etablir les priorités du projet (PP) :

Un projet est un système dynamique à maintenir en équilibre.

- ✓ Chaque changement de ces facteurs suivants déséquilibre le projet.

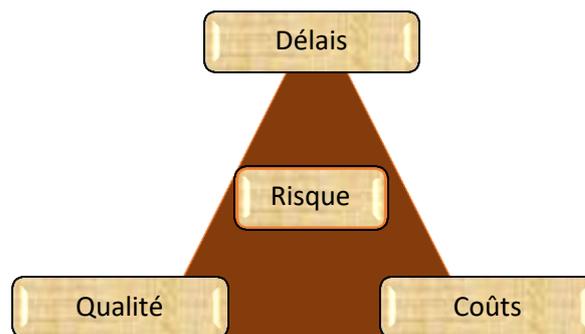


Figure VII-4: Les priorités du projet (PP).

D’après les besoins des propriétaires, on va établir la matrice de priorité.

La matrice de priorité fournit un moyen de classement par ordre d’importance de différents problèmes, majeurs ou non. [4]

- ✓ les problèmes rencontrés dans les projets de construction en Algérie affectent beaucoup plus le délai et la performance par rapport au coût qui existe toujours c’est pour ça nous nous sommes fixés le délai comme contrainte, le coût est acceptable et on a amélioré la performance.

Cette matrice est illustrée sur ce tableau :

Tableau VII-1 : Matrice de priorité de notre cas.

	délai	performance	coût
contraindre	★		
améliorer		★	
accepter			★

VII.4.2 Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat (PDCS) :

PDCS outil informatique (Excel) développé par «Construction Industry Institute». (Organisation des propriétaires)

Le but est de satisfaire au maximum les objectifs des propriétaires. (Généralement d'importance différente, coût, durée, confidentialité etc...)

Les critères de sélection sont basés sur les objectifs du propriétaire. (Facteurs tirés de l'industrie).

Dans le PDCS, 12 types d'élaboration de projet et de stratégie de contrat.

La procédure de ce système regroupe dans trois(03) grandes parties :

- Choix des 03 alternatives avec le total de points les plus élevés (points définis suivant les objectifs et les conditions du projet 20).
- Utilisation de l'approche de compensation par défaut associé à chacune des 03 alternatives.
- Utilisation du système de compensation plus efficace pour la décision finale.

D'après les besoins du propriétaire, on va définir les facteurs importants dans ce projet et leurs scores. [5]

5. Le propriétaire assume un risque financier minimal dans le projet.

➔ On a choisi un score de 60%.

6. Achèvement dans les délais est très critique pour le succès du projet.

➔ On a choisi un score de 80%.

8. Acquisition très tôt des équipements et / ou des matériaux est critique pour le succès du projet.

➔ On a choisi un score de 90%.

13. Le propriétaire veut un degré très élevé de control et d'influence sur l'exécution du projet.

➔ On a choisi un score de 70%.

17. Aspects du projet bien définis à l'attribution des contrats (BET et/ou entrepreneur).

➔ On a choisi un score de 95%.

20. conception/engineering du projet ou bien construction très complexe, non standards ou innovées.

➔ On a choisi un score de 50%.

Tableau VII-2 : Facteurs et leurs scores.

Table A-1: Compute Preference Weights			
Factor Action Statement	Preference Rank	Preference Scores	Normalized Preference Weight
5. Reduce risks or transfer risks to contract ▼	4	60	0,13
6. Control time growth ▼	3	80	0,18
8. Promote early procurement ▼	2	90	0,20
13. Maximize Owner's controlling role ▼	3	70	0,16
17. Capitalize on well defined scope ▼	1	95	0,21
20. Efficiently coordinate project complexit ▼	5	50	0,11
		445	

Tableau VII-3 : Score de chaque système.

Table A-2: Compute Aggregate Scores									
PDCS Relative Rank	PDCS Alternatives	Factor	5	6	8	13	17	20	Aggregate Score
		Preference Weight	0,13	0,18	0,20	0,16	0,21	0,11	
9	PDCS 01	Predetermined Effectiveness Values (Table EV-1)	80	20	0	90	0	70	36,40
6	PDCS 02		50	50	90	100	20	60	60,67
12	PDCS 03		60	20	0	70	0	50	28,31
11	PDCS 04		60	20	0	80	0	40	28,76
7	PDCS 05		20	50	90	80	30	40	53,37
5	PDCS 06		70	70	100	60	40	70	68,09
2	PDCS 07		90	90	100	10	100	100	82,70
3	PDCS 08		80	80	100	20	90	80	76,74
8	PDCS 09		10	0	80	90	80	0	48,76
10	PDCS 10		0	0	50	50	60	0	30,79
1	PDCS 11		100	100	100	0	100	90	83,15
4	PDCS 12		0	80	100	100	60	80	72,13

Le résultat de travail élaboré est représenté comme suit :

PDCS Relative	PDCS Alternatives	Types de contrat
1	PDCS 11	Clé en main (TurnKey)
2	PDCS 07	Conception/construction (DB)
3	PDCS 08	Multiple Conception/construction

D'après les résultats obtenus, on va choisir :

<i>PDCS 11</i>	<i>Clé en main</i>	<ul style="list-style-type: none"> ○ Chevauchement entre les phases de conception et de construction. ○ Acquisition commence pendant la conception. ○ Propriétaire signe un contrat avec l'entrepreneur pour la livraison clé en main.
----------------	--------------------	---

❖ Interprétation :

Un projet **clé en main** est un projet qui, une fois réalisé, est immédiatement prêt à être utilisé.

● Les avantages d'un projet clé en main :

➤ **Le confort :** avec un contrat de bâtiment clé en main, le propriétaire n'intervient absolument pas dans la construction.

➤ **Le prix ferme et définitif :** avec un bâtiment clé en main, le prix est convenu à l'avance. Ce qui signifie que si le coût d'un matériau augmente, cela n'aura pas de répercussion sur le prix.

➤ **La garantie.** Contrairement à l'auto construction qui n'offre que la garantie du fabricant, le propriétaire d'un bâtiment clé en main bénéficie du Plan de garantie des bâtiments résidentiels neufs.

● Les limites d'un projet clé en main :

➤ **Le manque de souplesse :** avec des délais et un budget à tenir, un contrat de bâtiment clé en main présente forcément moins de flexibilité que celui d'un bâtiment traditionnelle.

- **Un bâtiment standard** : bien que l'on puisse adapter un petit peu les plans à ses souhaits et ses goûts personnels, les bâtiments clé en main laissent très peu de liberté quant à la personnalisation de bâtiment.
- **Le prix.** Comme le propriétaire n'intervient absolument pas dans les travaux de construction d'un bâtiment clé en main, il n'est pas possible de faire des économies sur les finitions. Le prix de ce type de bâtiment est donc beaucoup plus cher.

VII.4.3 Works breakdown structure (WBS) :

WBS est le processus qui consiste à subdiviser les livrables et le travail du projet en composants plus petits et plus faciles à maîtriser. Il peut être utilisé dans plusieurs façons :

- ✓ Il peut illustrer comment chaque pièce du projet peut contribuer à l'ensemble en termes de performance, responsabilité, coût et délai.
- ✓ Il peut servir comme base de travail pour estimer les coûts et les délais (des tâches et donc du projet global).
- ✓ Il peut être utilisé pour documenter que toutes les parties ont signés leurs engagements dans le projet. [4]

Le WBS de notre bâtiment dans [l'annexe B].

VII.4.4 Organisationnel breakdown structure (OBS) :

OBS est un schéma qui représente les responsabilités de chaque membre pour chaque tâche d'un projet (détermination du rôle et de l'autorité de chaque intervenant). [2]



Figure VII-5: Exemple d'Organisationnel Breakdown Structure (OBS).

VII.4.5 Diagramme de Gantt (délai) :

Le diagramme de Gantt est une représentation graphique du planning couramment utilisée, souvent en complément d'un diagramme PERT. Il porte le nom de l'ingénieur américain Henry L. Gantt qui l'a décrite et publiée en 1910.

- Il présente une liste de tâches en colonne et en abscisse l'échelle de temps retenue.
- Il permet de visualiser facilement le déroulement du projet, ainsi que de prévoir suffisamment à l'avance les actions à penser.

Diagramme de Gantt est particulièrement facile à mettre en œuvre avec un simple tableur plus connu est **Microsoft Project**.

VII.4.5.1 MS Project : est un outil informatique qui permet de planifier et suivre un projet, il permet de gérer les tâches, les ressources, les charges de travail, les coûts et les calendriers. La gestion est assurée par la mise à jour de la progression et le réajustement automatique du projet.

VII.4.5.2 La notion tâche :

L'activité est l'élément de travail effectué au cours d'un projet. Elle est affectée d'une durée attendue, d'un coût attendu et de besoins prévisionnels de moyens. Les activités sont souvent décomposées en tâches, ou confondues avec les tâches. [2]

Les activités sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées, à savoir :

- ✓ **Liaison fin-début (FD) :** Le démarrage de l'activité successeur dépend de l'achèvement de l'activité antécédente.
- ✓ **Liaison fin-fin (FF) :** L'achèvement de l'activité successeur dépend de l'achèvement de l'activité antécédente.
- ✓ **Liaison début-début (DD) :** Le démarrage de l'activité successeur dépend du démarrage de l'activité antécédente.
- ✓ **Liaison début-fin (DF) :** L'achèvement de l'activité successeur dépend du démarrage de l'activité antécédente.

Interprétation : Dans notre étude la majorité des tâches sont reliées par des liaisons fin-début, il y a d'autres tâches aussi telles que la menuiserie, l'électricité et maçonnerie qui sont en parallèle.

VII.4.5.3 Nombre des effectifs :

Puisque la surface de notre bâtiment est grande (929,779 m²), et elle contient 5 logements nous allons utiliser une équipe dans chaque logement.

- ✓ L'équipe contient de :
 - Un coffreur
 - Un ferrailleur
 - Un maçon
 - Deux Manœuvres
 - Un peintre
 - Un électricien
 - Un menuisier

On a fait un coffrage métallique pour les murs porteurs afin de minimiser la durée car l'utilisation de coffrage en bois prend une durée plus importante que l'utilisation de coffrage métallique pour les voiles (1 coffreur + 1 manœuvre fait 100 m²/J). Et un coffrage en bois pour les dalles (100 m² dans les 3 jours).

Tableau VII-4 : Nombre des éléments structuraux dans chaque niveau.

Les niveaux	Nombre de poteau	Nombre de voile	Nombre de poutre principale	Nombre de poutre secondaire
Sous-sol	42	31	35	36
L'entre sol	44	31	35	36
RDC	44	13	35	36
1 ^{er} étage	41	13	33	34
2 ^{ème} jusqu'à 12 ^{ème} étage	40	13	31	32

Tableau VII-5 : Les quantités des éléments structuraux dans chaque niveau.

Les niveaux	Volume des poteaux (m ³)	Volume des Voiles (m ³)	Volume des principales (m ³)	Volume des Secondaire (m ³)	Surface des planchers (m ²)	La surface des murs intérieurs (m ²)	La surface des murs extérieurs (m ²)
Sous-sol	70.46	77.58	/	/	929.779	67.19	/
L'entre sol	70.97	75.84	31.74	26.3	803.177	160.45	46.82
RDC	61.20	55.73	31.74	26.3	873.032	385.19	189.11
1 ^{er} étage	59.69	54.91	30.92	24.89	885.35	675.08	138.69
2 ^{ème} étage	40.41	40.4	29.93	23.46	895.40	789.98	462.05
3 ^{ème} étage	40.41	40.4	29.93	23.46	895.40	789.98	462.05
4 ^{ème} étage	36.23	40.4	29.93	23.46	895.40	789.98	462.05
5 ^{ème} étage	36.23	40.4	29.93	23.46	895.40	789.98	462.05
6 ^{ème} étage	32.37	40.4	29.93	23.46	895.40	789.98	462.05
7 ^{ème} étage	32.37	40.4	29.93	23.46	895.40	789.98	462.05
8 ^{ème} étage	28.82	40.4	29.93	23.46	895.40	789.98	462.05
9 ^{ème} étage	25.57	40.4	29.93	23.46	895.40	789.98	462.05
10 ^{ème} étage	22.63	40.4	29.93	23.46	895.40	789.98	462.05
11 ^{ème} étage	20.01	40.4	29.93	23.46	895.40	789.98	462.05
12 ^{ème} étage	17.69	40.4	29.93	23.46	906.99	789.98	462.05
Buanderie	2.21	21.65	2.56	2.86	71.68	/	/

On a défini les jours fériés à partir de calendrier du logiciel ms Project.

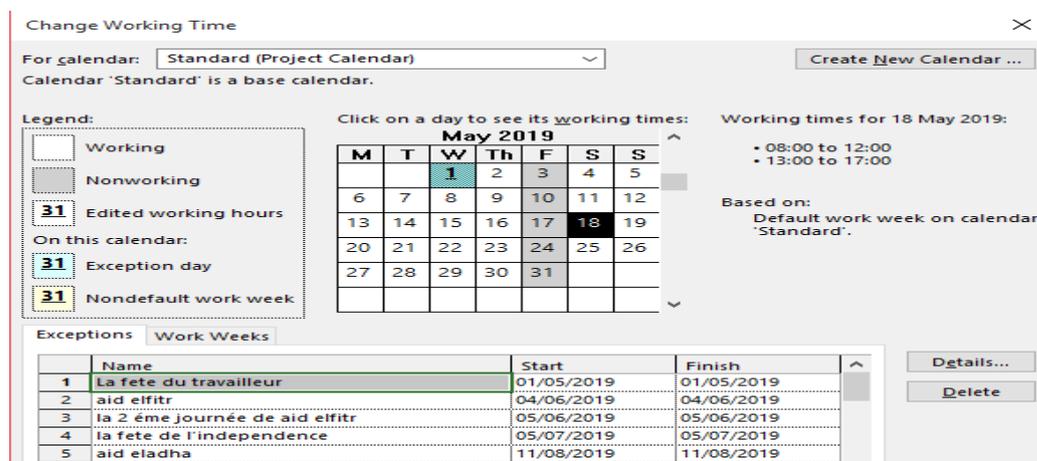


Figure VII-6: Calendrier du diagramme de GANTT.

Sur la base de ces informations, on a effectué un calcul automatique grâce au logiciel MS Project (voir annexe C), qui nous a permis d'obtenir les résultats ci-après :

- ✓ La durée du projet est de **1099 jours** de travail.
- ✓ La durée du projet en mois est d'environ **36 mois**.
- ✓ Le début du projet est prévu le : **28/05/2019**.
- ✓ La fin du projet est prévu le : **31/12/2022**.

VII.4.6 L'estimation du coût de projet :

Une estimation du coût d'une activité est une évaluation quantitative du coût probable des ressources nécessaires à l'achèvement de cette activité. [3]

Il existe plusieurs méthodes d'estimation de coûts :

VII.4.6.1 Estimation par analogie (Top Down, Descendante, Macro) :

L'estimation des coûts par analogie consiste à utiliser le coût réel de projets similaires antérieurs comme base d'estimation du coût du projet actuel. Cette technique est souvent utilisée pour estimer les coûts lorsqu'on ne dispose que d'informations limitées sur le projet, notamment dans ses premières phases. L'estimation des coûts par analogie utilise le jugement d'expert.

VII.4.6.2 Estimation analytique (Bottom up, Ascendante, Micro) :

Afin de calculer le coût des activités de l'échéancier, la personne qui calcule les taux de coût ou le groupe qui en prépare l'estimation doit connaître les coûts unitaires de chaque ressource (exemples : salaire horaire du personnel, prix d'un matériau au mètre cube).

VII.4.6.3 Estimation paramétrique :

L'estimation paramétrique est une technique partant d'une relation statistique entre des données historiques et d'autres variables permet d'établir le lien entre des caractéristiques techniques d'un produit (masse, volume...) et le coût par l'intermédiaire de relations mathématiques.

VII.4.6.4 Estimation par logiciels de gestion de projet :

Tel que Microsoft Project (MS).

La liste des effectifs.

Ressource matériaux et matériels.

Cette (**Figure VII-7**) nous explique la pertinence des différentes méthodes par rapport au cycle de vie de notre projet :

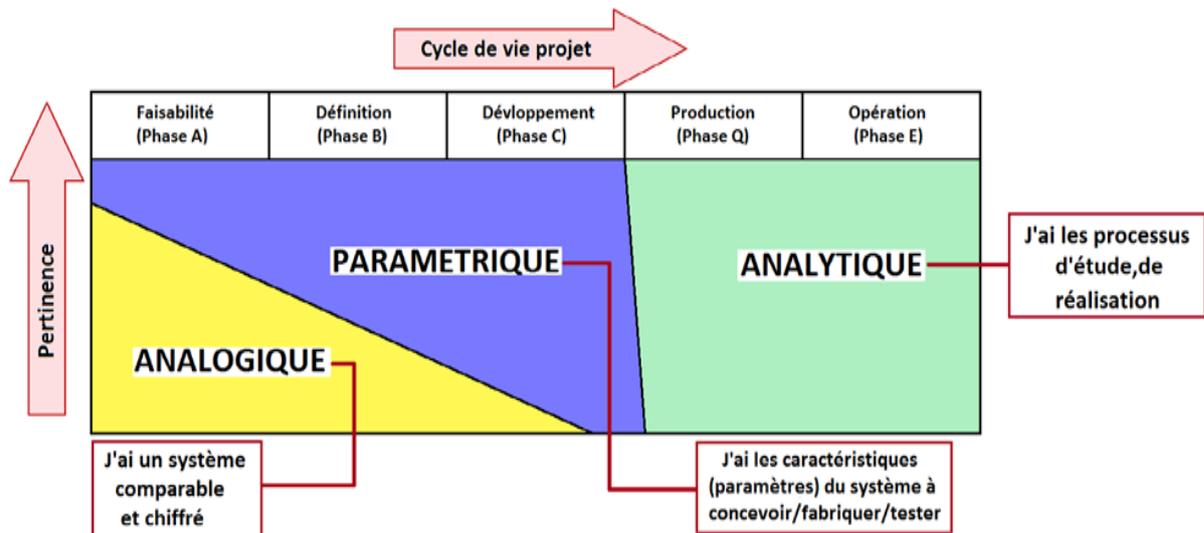


Figure VII-7 : Les modèles d'estimation des coûts. [9]

✚ Pour notre projet on a choisi de faire une estimation de cout par la méthode paramétrique à cause de ses avantages qui sont :

- ✓ Facilement modifiable.
- ✓ Raisonnablement rapide.
- ✓ Visibilité sur les drivers de coûts.

✚ Détermination de coût par estimation paramétrique :

Notre projet est classé comme logement Promotionnel aidé (LPA), le coût de réalisation par mètre carré est varié entre 30000.00 DA et 50000.00 DA. Notre bâtiment est de logement de type (F3, F4, F5), le RDC réserver a des locaux commerciaux le prix du mètre carré est égale à 30000.00 DA, le parking est destiné comme sous-sol le prix du mètre carré est égale à 15000.00 DA, et le 1^{er} étage à usage administratif (bureaux) le prix est fixé à 35000.00 DA. [7]

Une fois que nous nous sommes fixés les paramètres nous pouvons donc estimer le coût de revient de notre projet suivant les tableaux ci-dessous :

✓ Locaux :

Dans notre bâtiment, il y a 07 types des locaux au niveau du RDC, dépend la superficie, le prix de chaque catégorie est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII-6 : Le prix de chaque catégorie des locaux.

<i>Types</i>	<i>Surfaces (m²)</i>	<i>Prix unitaire A.T (DA)</i>	<i>Prix de local A.T (DA)</i>
<i>C1</i>	57,30	30000.00	2005500.00
<i>C2</i>	117,48	30000.00	4111800.00
<i>C3</i>	65,11	30000.00	2278850.00
<i>C4</i>	55,58	30000.00	1945300.00
<i>C5</i>	105,64	30000.00	3697400.00
<i>C6</i>	67,21	30000.00	2352350.00
<i>C7</i>	92,41	30000.00	3234350.00
			$\Sigma = 19625550.00$

✓ Bureaux :

Dans notre bâtiment, il y a 13 types des locaux au niveau du étage 1, dépend la superficie, le prix de chaque catégorie est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII-7: Le prix de chaque catégorie des bureaux.

<i>Types</i>	<i>Surfaces (m²)</i>	<i>Prix unitaire A.T (DA)</i>	<i>Prix de local A.T (DA)</i>
<i>B1</i>	170,26	35000.00	5959100.00
<i>B2</i>	77,85	35000.00	2724750.00
<i>B3</i>	95,14	35000.00	3329900.00
<i>B4</i>	66,27	35000.00	2319450.00
<i>B5</i>	55,24	35000.00	1933400.00
<i>B6</i>	58,57	35000.00	2049950.00
<i>B7</i>	28,06	35000.00	982100.00
<i>B8</i>	46,82	35000.00	1638700.00
<i>B9</i>	44,68	35000.00	1563800.00
<i>B10</i>	41,53	35000.00	1453550.00
<i>B11</i>	48,62	35000.00	1701700.00
<i>B12</i>	79,88	35000.00	2795800.00
			$\Sigma = 28452200.00$

✓ **Logements:**

On spécifie 5 types de logements selon la superficie.

Tableau VII-8: Le prix de chaque catégorie des logements.

<i>Types</i>	<i>Surfaces (m²)</i>	<i>Prix unitaire A.T (DA)</i>	<i>Prix de local A.T (DA)</i>
<i>F3a</i>	128,05	50000.00	6402500.00
<i>F3b</i>	136,42	50000.00	6821000.00
<i>F4a</i>	141,41	50000.00	7070500.00
<i>F4b</i>	157,57	50000.00	7878500.00
<i>F5</i>	185,53	50000.00	9276500.00
			$\Sigma = 37449000.00$

Alors, le coût global de la réalisation de notre projet avec Taxe sera représenté comme suit :

Tableau VII-9: Le prix estimatif global avec taxe de notre structure.

<i>Usage</i>	<i>Prix de 1m² (DA)</i>	<i>Surface (m²)</i>	<i>Prix par étage (DA)</i>
<i>Parking</i>	15000.00	929.779×2	27893370.00
<i>Commerce</i>	30000.00	812,92	19625550.00
<i>Bureau</i>	35000.00	868,16	28452200.00
<i>Habitation</i>	50000.00	748,98×11	37449000.00
<i>Estimation</i>	$\Sigma = 492672170.00$		

D'après plusieurs études managériales similaires [1], [10], [11], notre coût est dans les normes standards.

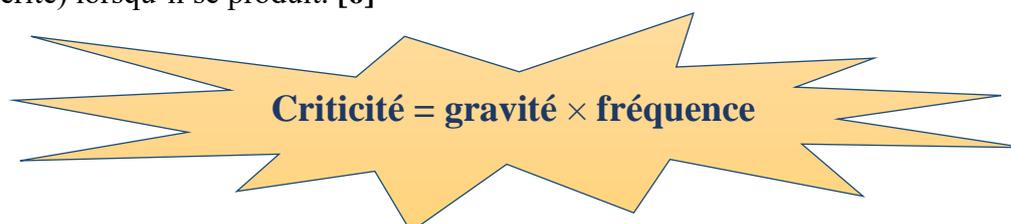
VII.5 Le management des risques :

Le management des risques du projet comprend les processus de conduite de la planification du management des risques, leur identification, leur analyse, la planification des réponses aux risques, ainsi que leur surveillance et maîtrise dans le cadre du projet. Les objectifs du management des risques du projet sont d'accroître la probabilité et l'impact des événements positifs, et de réduire la probabilité et l'impact des événements négatifs dans le cadre du projet.

VII.5.1 Caractéristiques du risque :

- ✓ La fréquence d'occurrence (la probabilité).
- ✓ La gravité d'impact
- ✓ La criticité

La criticité est la combinaison de l'impact (ou gravité) et la probabilité d'un risque, évaluée souvent sur une échelle de 1 à 4, est liée à l'intensité de l'accident (ou gravité, ou sévérité) lorsqu'il se produit. [6]



$$\text{Criticité} = \text{gravité} \times \text{fréquence}$$

Figure VII-8 : La relation entre la gravité et la fréquence.

VII.5.2 La procédure de mise en place du management des risques de projet :

Les processus de gestion des risque se fait en quatre étape :

- ✓ **L'identification :** (Processus utilisé pour en définir la nature).
 - Identification par expérience
 - Identification systémique (méthodes d'identification inductives et déductives)
- ✓ **L'estimation :** (processus utilisé pour affecter des valeurs à la probabilité et à l'intensité du risque).
 - Méthodes traditionnelles
 - Méthodes probabilistes
- ✓ **L'évaluation :** (processus de hiérarchisation et de comparaison pour déterminer l'acceptabilité d'un risque).
 - Évaluation qualitative
 - Évaluation quantitative
- ✓ **Le traitement** (processus de mise en œuvre de solutions adaptées à chaque problème identifié).
 - Mitigation du risque (prévention, protection, précaution)
 - Financement du risque (Assurance)
 - Réaction au risque (techniques, organisationnelles, humaines) [8]

VII.5.3 Classification des risques présentant dans notre projet :

Notre projet est soumis aux risques, on a estimé et identifié les principaux risques, ensuite on a évalué la criticité dans le but de les gérer manager et les maitriser.

Tableau VII-7 : Classification des risques.

	<i>Evénement à risque</i>	<i>Probabilité</i>	<i>Gravité</i>	<i>Criticité</i>	<i>Action à entreprendre</i>
R1	Chutes des ouvriers.	3	4	12	* Equipements de sécurité (EPI). * Filet de sécurité.
R2	Glissement du délai par rapport au planning	3	1	3	* travailler des heures supplémentaires avec des motivations.
R3	Tassement du sol	3	2	6	* partagé le risque avec une assurance (SAA). * système de fondation rigide (radier général).
R4	séisme	1	3	3	* suivre les exigences du RPA. * partagé le risque avec une assurance (SAA).

VII.5.4 Matrice de criticité :

La matrice de criticité est évaluée souvent sur une échelle de 1 à 5. Elle est liée à l'intensité de l'accident lorsqu'il se produit, et elle est conçue pour aider les entreprises à déterminer le niveau de risque. [4]

Par ailleurs, afin d'estimer les risques acceptables et non acceptables selon le cas de notre projet on a élaboré une matrice de criticité représenté comme suit :

Probabilité d'occurrence	Quasiment certain 5					
	Probable 4					
	Possible 3	R2	R3		R1	
	Peu-probable 2					
	Rare 1			R4		
		Limité 1	Mineur 2	Modéré 3	Majeur 4	Très significatif 5
		Gravité				

	Risque inacceptable		Risque majeur
	Risque modéré		Risque acceptable

Figure VII-9 : La matrice de criticité.

VII.6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de développer une démarche pour la planification du projet étudié qui nous conduira à l'atteinte des objectifs dans les délais et les couts préétablis.

Nous avons estimé la durée du projet d'environ 1099 jours (logiciel MS Project), avec un coût total qui dépasse 492 millions de DA (méthode d'estimation paramétrique).

En comparant notre projet avec plusieurs marchés et plusieurs projets similaires, on a remarqué que notre délai et notre cout reste acceptable.

Dans l'organisation des travaux et l'utilisation des ressources d'une manière efficace, nous avons préconisé d'utilisé 05 équipes et chaque équipe par logement, aussi on a opté pour un coffrage métallique et des adjuvants pour accélérer le durcissement du béton et aller plus vite pour le décoffrage.

Aussi on a essayé de montrer dans ce chapitre l'importance du management des risques dans un projet de bâtiment, par exemple les accidents de travail et en particulier la chute en hauteur qui est très fréquente dans ce genre de projet et l'importance des EPI qui vont certainement diminuer de la gravité du risque.

CHAPITRE VIII : Etude thermique

VIII.1 Introduction :

Le règlement BAEL91 exige que toute structure ayant une dimension en plan supérieur à 25 m, dans les régions sèches et à forte exposition à des variations de température, doive être vérifiée par une étude thermique (**BAEL91 art B.5.1**).

L'introduction de la température donnera naissance à des efforts internes dans les murs voiles et les planchers. Ces efforts seront de traction (traction dans les aciers seulement) ou bien de compression (compression dans le béton et les aciers).

Vu que notre structure est implantée à « Tlemcen », qui est une zone de forte chaleur en été, ou elle dépasse les 42 °C. Aussi, les dimensions en plan de notre structure dépassent les 25 m ($L_x=33,1$ m et $L_y= 28,4$ m) ; ainsi que la hauteur importante de la structure (49,92 m) ; il est impératif de prendre en considération les effets thermique dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

Dans ce contexte nous allons comparer les efforts internes des murs voiles et plancher sous l'effet de température avec celles de dynamiques (séisme). Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SAP2000 (version14.2.4).

VIII.2 Effet de la température :

La variation de la température a une influence sur la durée de vie de la structure suivant les changements saisonniers. Une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Sous ces variations, il est indispensable de prévoir des joints de dilatation tous les 25 m et cela en respectant les normes d'exécution, soit de prendre en compte dans le calcul l'effet de température.

Etant donné que la température à l'intérieur des bâtiments est uniforme, donc principalement les éléments situés à l'extérieur sont les plus concernés par l'étude de l'effet de température.

VIII.2.3 convention de signe :

La contrainte thermique produite par une variation de température se traduit par une contrainte de traction ou de compression et cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$\Delta T > 0 \Rightarrow \sigma > 0$ Allongement, traction

$\Delta T < 0 \Rightarrow \sigma < 0$ Raccourcissement, compression

VIII.3 Combinaisons fondamentales :

Les combinaisons d'actions à considérer dans les cas courants (notre cas) pour la vérification des états limites ultimes de résistance et des états limites de service sont définies ci-après:

Tableau VIII-1 : Évaluation des sollicitations

<i>ELU</i>	$1,35G + 1,5Q + 1,5T$
	$G + 1,5Q + T$
<i>ELS</i>	$G + 1,5Q + T$
	$G + Q + 0,8T$
	$G + 0,8T$

Avec, G: Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation des bâtiments.

T : Variations uniformes de la température.

VIII.4 Détermination des profils de température :

La composante de température uniforme d'un élément de structure ΔT_u est définie par la formule suivante : $\Delta T_u = T - T_0 \dots (1)$

D'où :

T est une température moyenne d'un élément de structure, résultant des températures climatiques en hiver ou en été et des températures d'exploitation.

Il convient que la température T , selon l'équation (1), soit déterminée en tant que température moyenne d'un élément de structure, en hiver ou en été, en utilisant un profil de température. En cas d'élément en sandwich.

Lorsqu'il s'agit d'éléments d'une couche et que les conditions ambiantes sont identiques de part et d'autre, T peut être approximativement déterminé en tant que moyenne des températures de l'environnement extérieur et intérieur T_{in} et T_{out} .

On détermine la température de l'environnement intérieur « T_{in} » conformément au Tableau VIII.2, par contre la température de l'environnement extérieur « T_{out} » conformément au :

- Tableau VIII.3 pour les parties situées au-dessus du niveau du sol.
- Tableau VIII.4 pour les parties souterraines.

Tableau VIII-2 : Températures de l'environnement intérieures T_{in} données à titre indicatif. [12]

<i>Saison</i>	<i>Température T_{in}</i>
<i>Hiver</i>	T_1
<i>Eté</i>	T_2
A défaut de données disponible, les valeurs $T_1 = 20^\circ$ et $T_2 = 25^\circ$ sont recommandées	

Tableau VIII-3 : Températures T_{out} pour bâtiment au-dessus du niveau du sol, données à titre indicatif. [12]

<i>Saison</i>	<i>Facteur significatif</i>	<i>Température T_{out} en °C</i>
<i>Eté</i>	0,5 Surface claire	$T_{max} + T_3$
	0,7 Surface légèrement colorée	$T_{max} + T_4$
	0,9 Surface sombre	$T_{max} + T_5$
<i>Hiver</i>		T_{min}
NOTE : les valeurs de la température maximale de l'air sous abri T_{max} , de la température minimale de l'air sous abri T_{min} , et des effets du rayonnement solaire T_3 , T_4 et T_5 peuvent être spécifiées dans l'Annexe nationale. A défaut de données disponibles pour les régions situées à des latitudes comprises entre $45^\circ N$ et $55^\circ N$, les valeurs $T_3 = 0^\circ C$, $T_4 = 2^\circ C$ et $T_5 = 4^\circ C$ sont recommandées pour les éléments orientés Nord-est, et $T_3 = 18^\circ C$ et $T_5 = 42^\circ C$ pour les éléments orientés Sud-ouest ou horizontaux		

Tableau VIII-4 : Températures **Tout** pour parties souterraines de bâtiment, données à titre indicatif.[12]

Saison	Profondeur sous la surface du sol	Température Tout en °C
Eté	Moins de 1m	T6
	Plus de 1m	T7
Hiver	Moins de 1m	T8
	Plus de 1m	T9

NOTE : Les valeurs T₆, T₇, T₈ et T₉ peuvent être spécifiées dans l'Annexe nationale. A défaut de données disponibles pour les régions situées à des latitudes comprises entre 45°N et 55°N, les valeurs T₆ = 8°C, T₇ = 5°C, T₈ = -5°C et T₉ = -3°C sont recommandées.

Remarque :

En manque des informations sur la température extrêmes sous air d'abri minimal et maximal, on va utiliser les valeurs d'une région proche de «Tlemcen » .

Les valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VIII-5 : Température extrêmes sur air d'abri (1997-2006).

Oran				Tiaret				Sidi-Bel-Abbès			
T min	Date	T max	Date	T min	Date	T max	Date	T min	Date	T max	Date
-1.9	09 janv. 1997	39.9	7 août 1997	-5	15 janv. 1997	40.5	04 juil. 1997	-2.4	07 déc. 1997	42.8	23 juil. 1997
-1.1	24 déc. 1998	42.6	5 juillet 1998	-5.5	22 déc. 1998	40.5	05 juil. 1998	-2	16 déc. 1998	42	17 juil. 1998
-1.3	15 janv. 1999	38.3	16 août 1999	-5.5	03 fév. 1999	41.1	17 août 1999	-1.7	03 fév. 1999	44	23 août 1999
0.5	23 fév. 2000	36.7	11 août 2000	-5.6	22 janv. 2000	41.6	02 juil. 2000	-2.6	02 janv. 2000	43.1	20 août 2000
2.4	24 déc. 2001	39.5	29 août 2001	-3.9	09 déc. 2001	41.4	31 juil. 2001	-0.2	13 fév. 2001	44.9	30 juil. 2001
0.6	21 déc. 2002	39.6	30 août 2002	-4.6	01 fév. 2002	40.6	20 juil. 2002	-2.5	02 fév. 2002	42.4	25 juin 2002
5	01 fév. 2003	41.4	24 août 2003	-7.1	01 fév. 2003	41.5	21 juil. 2003	-2.9	23 déc. 2003	43.4	19 juil. 2003
-0.5	01 janv. 2004	40.4	19 août 2004	-7.6	28 déc. 2004	40.6	27 juin 2004	-4.8	28 déc. 2004	43.3	23 août 2004
-0.2	28 déc. 2005	39.8	23 août 2005	-11.4	27 janv. 2005	41.4	16 juil. 2005	-9.3	27 janv. 2005	43.3	07 août 2005
-0.1	13 janv. 2006	39.2	25 juin 2006	-5.6	15 janv. 2006	39.7	22 juin 2006	-2.8	14 janv. 2006	41.5	18 juil. 2006

On va utiliser les valeurs moyennes de la région de Sidi-Bel-Abbès.

Donc, $T_{max} = 42,2 \text{ °C}$ et $T_{min} = -6,05 \text{ °C}$

Tableau VIII-6 : Récapitulation des températures influe sur notre structure.

Saison	Tout		Tin	
	infrastructure	superstructure	infrastructure	superstructure
Eté	5	60,4	25	25
Hiver	-3	-6,05	20	20

VIII.5 Modélisation de la structure et l'introduction de l'effet thermique :

On va faire une modélisation par SAP2000 version 14.2.5 d'où on définit les combinaisons thermiques de tel façon on sélectionne tous les éléments qui sont exposés au soleil ou bien à la chaleur externe, et on applique sur la face du "voile et dalle" la chaleur uniforme **T** et le coefficient gradient, comme le montre la figure ci-dessous.

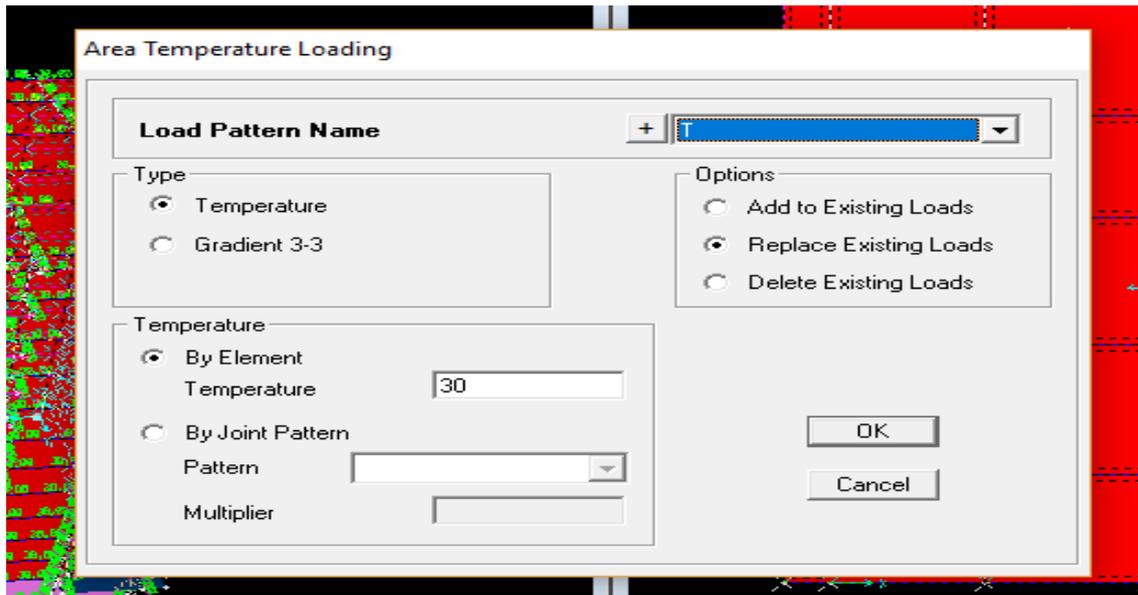


Figure VIII-1 : Chargement de la température et le gradient de la superstructure.

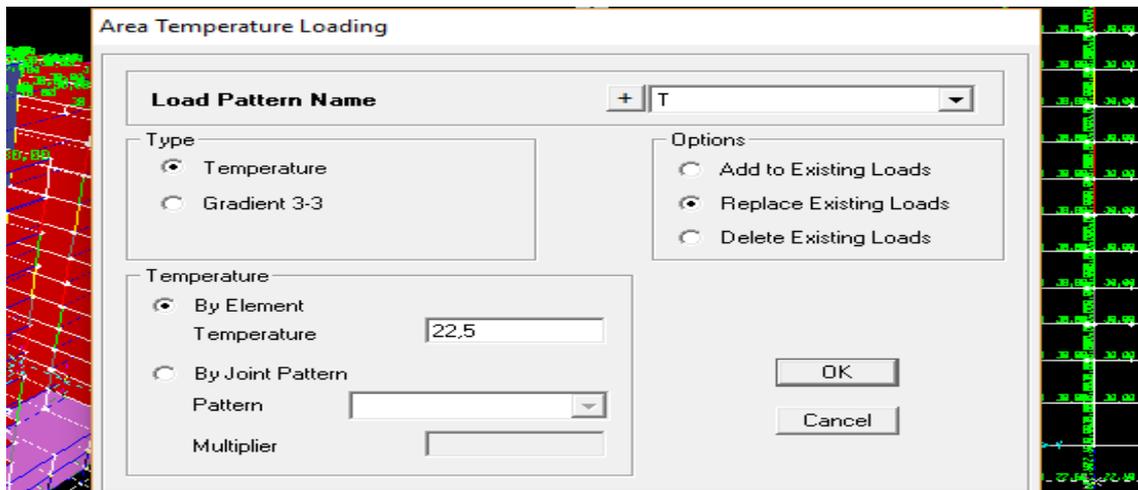


Figure VIII-2 : Chargement de la température et le gradient de l'infrastructure.

VIII.6 Le résultat de calcul :

D'après l'exécution, quelques éléments de notre structure porteuses « dalles, voiles » ont subies des déformations et un changement dans les valeurs des sollicitations appliquées et la figure suivante montre très bien ce résultats

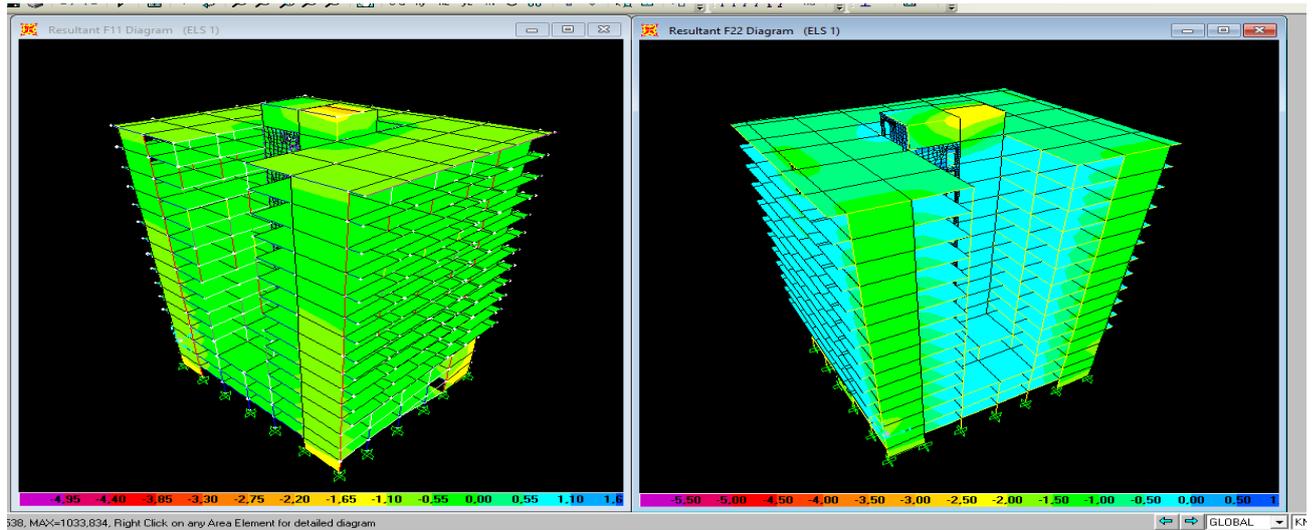


Figure VIII-3 : Effet thermique sur la structure

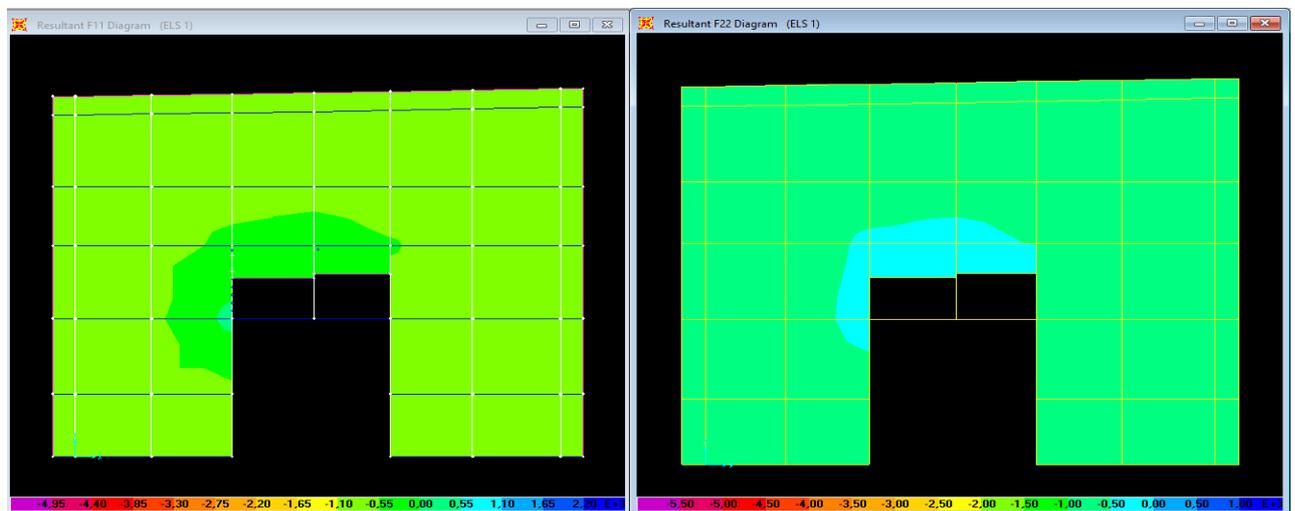


Figure VIII-4 Effet thermique de la terrasse accessible

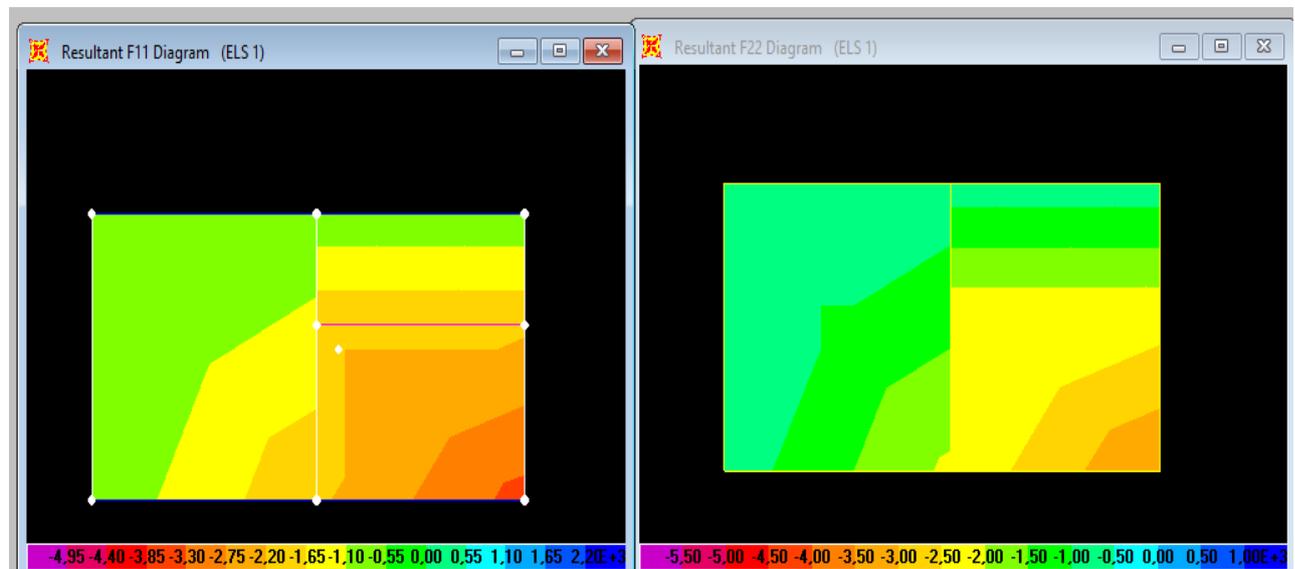


Figure VIII-5 Effet thermique de la terrasse inaccessible

Les différentes sollicitations sont illustrées dans les tableaux suivantes :

Tableau VIII-7 : Les sollicitations des plancher sous combinaisons « thermique, Dynamique »

				<i>ELU</i>		<i>ELS</i>	
				<i>M11(KN.m)</i>	<i>M22(KN.m)</i>	<i>M11(KN.m)</i>	<i>M22(KN.m)</i>
<i>thermique</i>	<i>Terrasse accessible</i>	<i>ELU</i>	<i>Appui</i>	89,217	10,758	64,529	-11,854
			<i>Travée</i>	-16,276	46,007	8,408	33,276
	<i>Terrasse inaccessible</i>	<i>ELS</i>	<i>Appui</i>	-4,943	3,623	4,564	2,462
			<i>Travée</i>	-18,096	-6,895	-13,406	-5,092
<i>dynamique</i>	<i>Terrasse accessible</i>	<i>accidentel</i>	<i>Appui</i>	62,138	10,262	57,981	9,841
			<i>Travée</i>	-11,925	31,962	-11,362	-27,146
	<i>Terrasse inaccessible</i>	<i>ELS'</i>	<i>Appui</i>	6,840	2,976	4,007	2,552
			<i>Travée</i>	-16,399	-6,361	-14,038	-5,289

Remarque :

La numérotation des voiles se trouve dans le chapitre V (Etude des éléments structuraux).

Tableau VIII-8 : Les sollicitations des voiles (ss1, ss2, RDC, étage1 et 2) sous combinaisons « Thermique, Dynamique »

		<i>SS-2, SS-1, RDC, étage 1 et 2</i>			
		<i>F11 (KN)</i>	<i>F22 (KN)</i>	<i>M11(KN.m)</i>	<i>M22(KN.m)</i>
<i>thermique</i>	<i>V5 = 5,9 m</i>	-2278,240	-282,850	-3,692	-0,738
	<i>V6 = 5,1 m</i>	-2397,16	-306,63	-3,014	-0,602
	<i>V7 = 5,1 m</i>	-2169,61	-433,92	-0,760	-0,152
	<i>V8 = 6,31 m</i>	-2521,94	-331,59	-1,909	-0,381
	<i>V9 = 5,8 m</i>	-2755,64	-378,33	-2,952	-0,590
<i>dynamique</i>	<i>V5 = 5,9 m</i>	-2536,41	-507,28	4,524	0,904
	<i>V6 = 5,1 m</i>	-2373,32	-474,66	7,788	1,557
	<i>V7 = 5,1 m</i>	-2247,59	-449,52	3,795	0,759
	<i>V8 = 6,31 m</i>	-2165,47	-433,09	3,885	0,777
	<i>V9 = 5,8 m</i>	-2725,4	-545,08	4,949	0,989

Tableau VIII-9 : Les sollicitations des voiles (etage3, 4, 5,6 et 7) sous combinaisons « Thermique, Dynamique »

		Etage 3, 4, 5,6 et 7			
		F11 (KN)	F22 (KN)	M11(KN.m)	M22(KN.m)
thermique	V5 = 5,9 m	-2078,47	-385,29	-26,616	-5,323
	V6 = 5,1 m	-2181,38	-305,88	-26,128	-5,225
	V7 = 5,1 m	-2430,36	-355,67	15,919	3,1839
	V8 = 6,31 m	-2822,92	-3934,18	-4,713	-0,942
	V9 = 5,8 m	-2741,47	-4589,62	3,861	-0,871
dynamique	V5 = 5,9 m	-1031,3	-206,26	-19,295	-3,859
	V6 = 5,1 m	-941,48	-188,3	22,168	4,433
	V7 = 5,1 m	-1023,92	-204,78	-13,688	-2,737
	V8 = 6,31 m	-1150,21	-230,04	-6,837	-1,367
	V9 = 5,8 m	-2630,49	-1109,2	17,811	-3,675

Tableau VIII-10 : Les sollicitations des voiles (etage7, 8,9, 10,11 et 12) sous combinaisons « Thermique, Dynamique »

		Etage 7, 8, 9, 10,11 et 12			
		F11 (KN)	F22 (KN)	M11(KN.m)	M22(KN.m)
thermique	V5 = 5,9 m	-1491,2	-367,84	-41,887	-8,377
	V6 = 5,1 m	-1601,2	-389,84	-41,572	-8,314
	V7 = 5,1 m	-1772,23	-324,05	26,364	5,273
	V8 = 6,31 m	-1526,13	-374,83	-12,389	-2,477
	V9 = 5,8 m	-2206,74	-6001,13	-12,722	-2,977
dynamique	V5 = 5,9 m	-484,44	-96,89	-19,796	-3,959
	V6 = 5,1 m	-477,09	-95,42	-22,096	-4,419
	V7 = 5,1 m	-651,74	-130,35	14,372	2,874
	V8 = 6,31 m	-593,29	-118,66	-5,826	-1,165
	V9 = 5,8 m	-1033,48	-298,14	-16,029	-3,966

Tableau VIII-11 : Les sollicitations des voiles (terrasse accessible) sous combinaisons « Thermique, Dynamique »

		Terrasse accessible			
		F11 (KN)	F22 (KN)	M11(KN.m)	M22(KN.m)
thermique	V1 = 5,5 m	-2329,28	-4677,86	-33,266	-6,653
	V2 = 5,1 m	-3103,86	-4832,77	-33,266	-6,653
	V4 = 5,8 m	2161,14	432,23	-12,680	-2,536
dynamique	V1 = 5,5 m	-128,37	-25,67	-24,832	-4,966
	V2 = 5,1 m	-128,37	-25,67	-24,832	-4,966
	V4 = 5,8 m	-80,16	-16,03	-9,209	-1,842

VIII.7 Interprétation des résultats:

D'après les figures (VIII-3, VIII-4, VIII-5), et le tableau VIII-7 on remarque qu'il y'a une dilatation au niveau des plancher exposée au soleil de l'ordre de (5 ~ 45 %). Ce qui est relativement important et peut poser des problèmes.

D'après les tableaux (VIII-8, VIII-9, VIII-10, VIII-11), Les efforts F11 et F22 ainsi que les moments M11 et M22 trouver par les combinaisons thermiques sont toujours plus grands que ceux trouver par les combinaisons accidentelles, les pourcentages entre les grandeurs thermiques et accidentelles généralement dépassent les 37 %.

Donc, on constate que le joint de dilatation est nécessaire soit pour éviter le problème de dilatation des éléments structuraux. Soit pour faciliter le coulage de béton en 02 Phases (c'est difficile pour les ouvriers de couler 930 m² dans 1 jour). Alors, on évite la ligne de faiblesse, qui provoquera des fissures à long termes.

VIII.8 Conclusion :

L'étude thermique est une phase très importante dans le secteur des bâtiments, surtout au dernier siècle .Elle nous permis d'assurer la stabilité vis-à-vis la dilatation des éléments structuraux exposer des hautes températures d'été (Tlemcen environ de 40°).

Il y'a d'autre moyens pour diminuer la dilation des éléments structuraux (plancher, poteaux, poutres et voiles) exposé au soleil, on peut citer les bâtiments écologique ou durable (ils sont connus généralement par les bâtiments verts). Qui est basée sur l'utilisation de la végétation (absorbe la haute chaleur), ainsi que l'isolation par le polystyrène, ou le PVC.

Conclusion générale :

Dans ce travail, on a fait une étude exhaustive de toute la construction, ceci nous a permis d'aborder un grand nombre de problématiques différentes.

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul (SAP2000 ; Auto CAD ; MS Project ; MindView) ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Les conclusions auxquelles a abouti après ce modeste travail, sont résumées dans ce qui suit :

- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans la conception et du calcul des structures.
- La nécessité des voiles dans le nouveau code parasismique rend le système de contreventement mixte plus adéquat pour les bâtiments de hauteur moyenne, vérifiant les deux aspects (sécurité et économique).
- la gestion de projets via des méthodes et des techniques nous donne les clés pour pouvoir juger, agir, analyser, planifier et contrôler notre projet.
- L'étude économique et managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteinte des objectifs dans les délais et les coûts préétablis.
- Vu que notre bâtiment dépasse 25 m dans les deux directions en plan, nous étudier l'influence de la température sur le dimensionnement des murs voiles et des planchers. Néanmoins nous avons constaté que le joint de dilatation est important pour notre structure.

Références bibliographiques :

[BAEL, 91] Jean-Pierre Mougine, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[RPA, 99/V2003] Règles Parasismique Algérienne RPA99/Version 2003.Document technique réglementaire. D.T.R B.C.2.48. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

[DTR B.C. 2.2] MELLAK, Hachemi. Charges permanentes et charges d'exploitation. Document technique réglementaire. DTR.B.C 22. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S. Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

[CBA 93] Mr. BELAZOUGUI, M (président du groupe). Règles de conception et de calcul des structures en béton arme C.B.A.93.Document technique règlementaire.D.T.R.-B.C.2-41. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Rue Kaddour Rahim (Prolongée) B.P 2 52 Hussein-Dey-Alger.

[1] DIB, M et RAIS, A. Etude structurelle d'un bâtiment en béton arme « Sous-sols, RDC, MEZANNINE+13 étages » à usage multiple. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en Juin 2016, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 260 p.

[2] OUNADJELA, K., OUAHMED, B. Etude technico-managériale d'un bâtiment à usage multiple « 2 SS+RDC+15 étages » en béton armé. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en Juin 2017, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 177 p.

[3] DJELTI, Y et ALIDAHMANE, I. Etude technique managériale d'un bâtiment « SS+RDC+07 étages » type dalle voile à Sidi Chaker-Tlemcen. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en Juin 2018, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 147 p.

[4] PMBOK, Guide du corpus des connaissances en management de projet. Quatrième édition, ANSI/MPI 99-001-2008.

[5] DR. HAMZAOU, F. Élaboration de projets et stratégie de contrats .Cours Administration et contrôle de construction, Algérie, 2015-2016.

[6] DR. HAMZAOU, F. Cours management des risques, Algérie, 2018.

[7] Le site Web [http://www.logements-algerie.com/lpa-2019/prix_logement_lpa-2019] (consulté le 19/03/2019)]

- [8] DR. HAMZAOUI, F. Notions de risques en construction. Cours Administration et contrôle de construction, Algérie, 2015-2016.
- [9] PH.GASTINEL. J.FRANCK. Approche paramétrique d'estimation des coûts.
- [10] ABDELMOUMENE, M., BELKADI, K. Etude technico-Economique d'un bâtiment à usage d'habitation contreventé entièrement par des voiles « 2 SS+RDC+12 étages » en béton armé. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en Juin 2018, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 131 p.
- [11] CHIKHI, L., HARBI, L. Etude technico-Economique d'un bâtiment à usage multiple « 3 SS+RDC+13 étages » en béton armé. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en Juin 2015, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 151 p.
- [12] BENCHAIIB,W.LAOUICHI,F. dimensionnement et conception d'un bâtiment r+6 type dalle-voile avec modélisation de joint sismique entre 2 blocs « gap ». Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en Juin 2018, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 188 p.

ANNEXE A



LABORATOIRE GET PRIM-SIDI BEL ABBES

75 LOGEMENTS PROMOTIONNELS EN R+15 +02 S/SOL.

ETUDE : 75 Logements Promotionnels en R+15 +02 S/SOL

LIEU : EL Kiffane -Wilaya de Tlemcen

CLIENT : Hamza Cherif Ghaouti-Tlemcen

DATE DEBUT : 05-12-2017

DATE FIN : 05-12-2017

NIVEAU NAPPE : / m

RAPPORT DE FORAGE

Sondage N°: SC

PROFONDEUR TOTALE

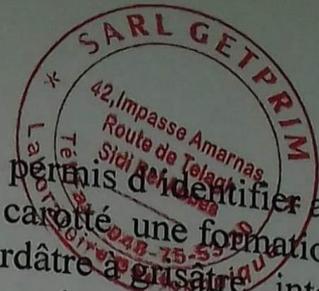
COORDONNEES : X = 814 201 000



BOUE DE FORAGE : EAU
 TYPE FORAGE : ROTATION
 TYPE DE MACHINE : FORACO TYPE 70

Prof (m)	Récupération					S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
	0	25	50	75	100							
1,5												Remblai en sable grossier rougeatre
3,0												
4,5												Marne argileuse sableuse carbonatée jaunatre, verdatre à grisâtre.
6,0												
7,5												
9,0												
10,5												
12,0												
13,5												
15,0												
16,5												
18,0												
21,0												
22,5												Marne verdatre grisatre compact
24,0												
25,5												
27,0												
28,5												
30,0												

VII) CONCLUSION :



Notre investigation in situ a permis d'identifier ainsi à travers la lecture de la lithologie ramenée par le sondage carotté, une formation argileuse marneuse sableuse carbonatée de couleur jaunâtre, verdâtre à grisâtre, intercalée par un limon sableux de couleur rougeâtre avec des passages de doche calcaire blanchâtre à grisâtre. Le tout est coiffé d'un remblai composé de sable grossier rougeâtre d'une puissance variable d'un point à l'autre, soit de 3,00 m /TN dans le sondage réalisé.

Les allures des courbes pénétrométriques sont relativement semblables ce qui confirme l'homogénéité du sol de point de vue résistance et reflète la formation géologique du terrain. La résistance dynamique est généralement élevée, oscillant presque proportionnellement avec la profondeur entre un minimum de 83,33bars (essai n°03 à 1,60 m/TN) à un maximum de couches sous jacentes intermédiaires plus résistantes allant à 381,49 bars (essai n°03 à 0,60 m/TN). Le refus est superficiel causé probablement par les remblais fluctue dans un intervalle variant de 1,60 m/TN (essai n°01) à 2,20 m/TN (essai n°02) de la profondeur de pénétration.

Les résultats des essais physiques, mécaniques et chimiques effectués au laboratoire sur les échantillons intacts et paraffinés récupérés lors du sondage carotté identifient un sol à matrice fine est généralement argileux marneux, peu sableux, de consistance raide et ce d'après la classification à la Norme XP 94-011 du mois d'Aout 1999, NFP 94-056 NFP du mois de Mars 1996 et la Norme NFP 94-057 du mois de Mai 1992, avec une fraction des particules fines variant de 82,70% à 84,10%, des passants de particules sableuses de 15,90 % à 17,30 % et graveleuses de 0,00 %, argileux, plastique, dense à très dense et peu à moyennement compressible.

Selon la norme NF P 18-011 du mois de juin 1992, l'analyse chimique sur les échantillons du sol prélevés lors du sondage carotté n'a révélé aucune agressivité vis-à-vis des bétons et des armatures et ce selon le taux des sulfates ; soit la classe A0 (voir ci-joint les résultats des essais du laboratoire).

Selon la teneur en carbonates, le sol est de qualificatif faiblement marneux.

Nous adoptons ainsi l'emploi des fondations superficielles ancrées dans le bon sol a une profondeur moyenne de 7,00 m/TN (réservée pour 02 sous-sol), tout en dépassant catégoriquement la couche de remblai et en assurant un encastrement suffisant pour la stabilité de l'ouvrage). Le taux de travail est limité à 2 bars.

Il est recommandé de :

- Respecter le RPA/99, version 2003 et de bien chainer les fondations afin de limiter les déplacements horizontaux lors d'un séisme et d'atténuer le tassement différentiel.
- Sachant la sensibilité du sol à l'eau, à savoir la présence d'une argile marneuse sableuse, il est nécessaire de protéger les fondations contre les arrivées accidentelles des eaux et ce afin d'éviter tout phénomène de lessivage d'éléments fins sous les fondations et ainsi tout désordre sous ces dernières.

u P: 2%

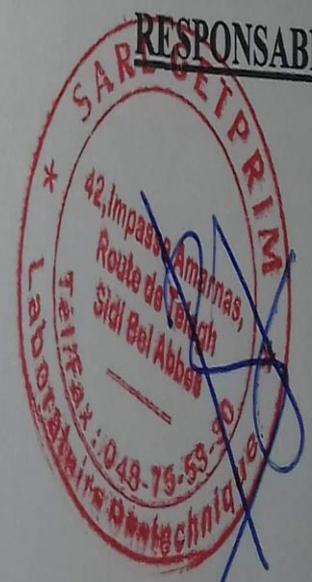
V.S

- Il appartient au maître de l'œuvre de déterminer les modalités d'exécution et de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la sécurité de l'ouvrage à construire.
 - La présence des spécialistes du CTC est indispensable lors de l'ouverture des fouilles.
 - Le Laboratoire GETPRIM prie le client de l'avertir lors des ouvertures des fouilles et de lui faire part de tout élément nouveau mis en évidence au cours des travaux et n'ayant pas été détecté lors de la campagne de reconnaissance afin de lui permettre de reconsidérer ou éventuellement d'adapter les solutions préconisées.
- Le Laboratoire et l'ingénieur chargé de l'étude restent à la disposition du client pour tout renseignement complémentaire.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

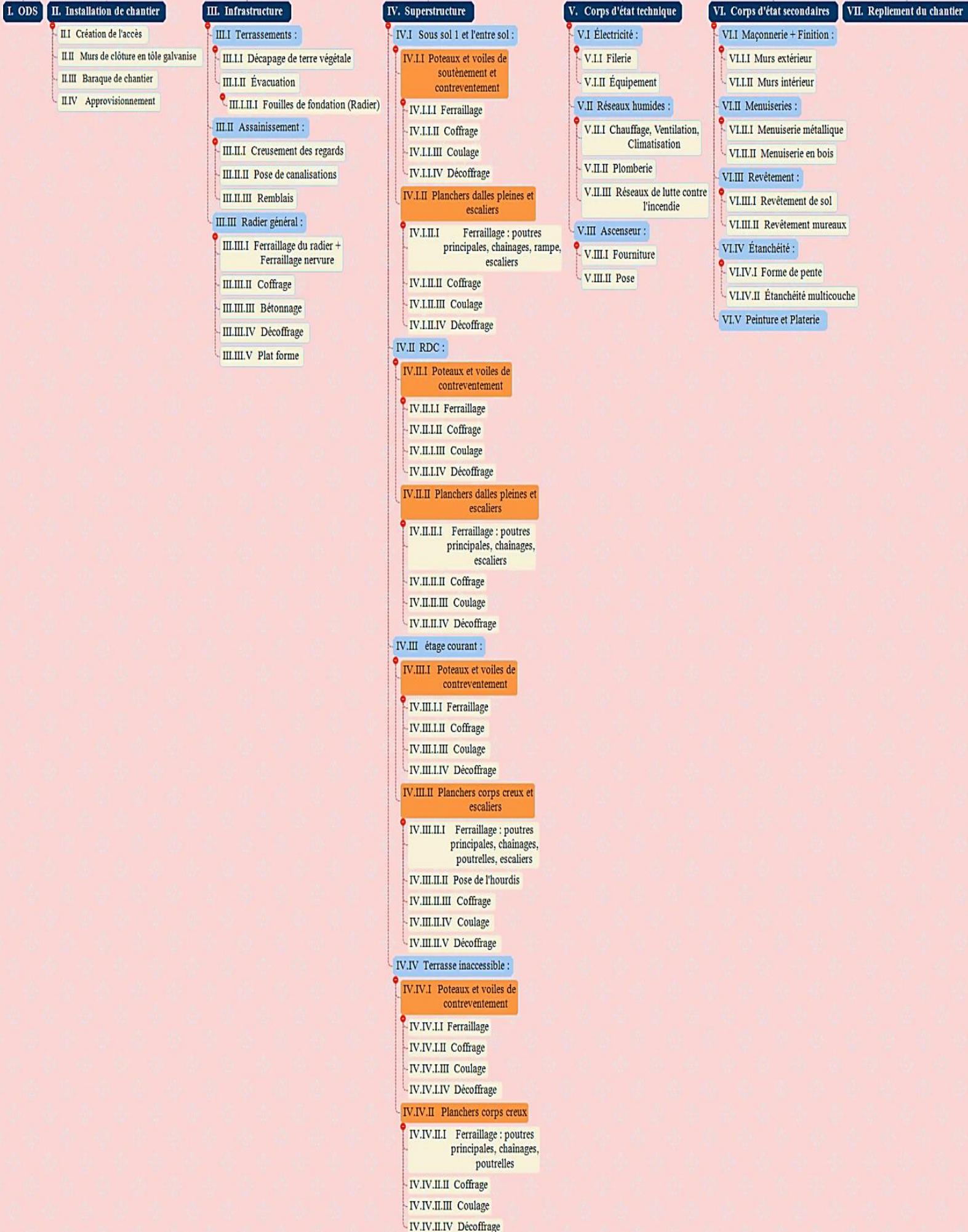
RESPONSABLE DE LABORATOIRE

BENSENRANE .A
 Master ~~de~~ **Civil**
 Spécialité **Travaux Publics**

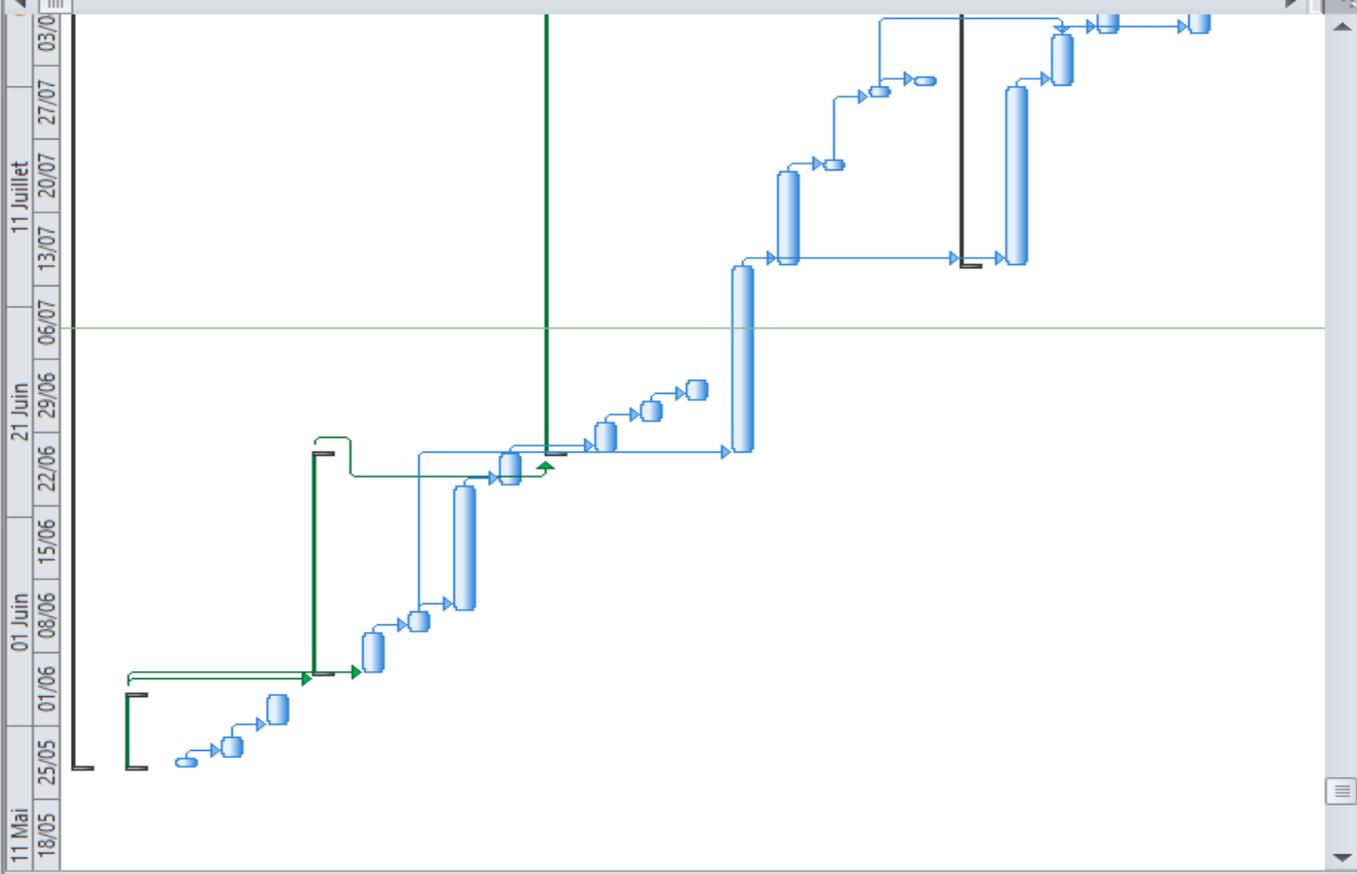


ANNEXE B

WBS
Construction d'un
Bâtiment R+12
tlemcen



ANNEXE C



Task Name	Durée	Début	Fin	Pr
1 Bâtiment 2 SS+R+12	1099 jours	Mar 28/05/19	Sam 31/12/22	
2 Installation du chantier	6 jours	Mar 28/05/19	Lun 03/06/19	
3 Création de l'accès	1 jour	Mar 28/05/19	Mar 28/05/19	
4 Murs de clôture en tôle galvanisée	2 jours	Mer 29/05/19	Jeu 30/05/19	
5 Baraque de chantier	3 jours	Sam 01/06/19	Lun 03/06/19	
6 Terrassement	18 jours	Jeu 06/06/19	Mer 26/06/19	
7 Décapage de la terre végétale	3 jours	Jeu 06/06/19	Dim 09/06/19	
8 Nivellements	2 jours	Lun 10/06/19	Mar 11/06/19	
9 Fouille de radier	10 jours	Mer 12/06/19	Dim 23/06/19	
10 Creusement des regards	3 jours	Lun 24/06/19	Mer 26/06/19	
11 Infrastructure	143 jours	Jeu 27/06/19	Lun 16/12/19	
12 Pose des canalisations (assainissement)	2 jours	Jeu 27/06/19	Sam 29/06/19	
13 Remblais	2 jours	Dim 30/06/19	Lun 01/07/19	
14 Béton de propreté	2 jours	Mar 02/07/19	Mer 03/07/19	
15 Ferrailage de radier + nervures	15 jours	Jeu 27/06/19	Dim 14/07/19	
16 Coffrage de radier	8 jours	Lun 15/07/19	Mar 23/07/19	
17 Bétonnage de radier	1 jour	Mer 24/07/19	Mer 24/07/19	
18 Décoffrage de radier	1 jour	Mer 31/07/19	Mer 31/07/19	
19 Plateforme	1 jour	Jeu 01/08/19	Jeu 01/08/19	
20 Sous-sol	66 jours	Lun 15/07/19	Jeu 03/10/19	
21 Ferrailage des poteaux et des voiles	15 jours	Lun 15/07/19	Mer 31/07/19	
22 Pose du ferrailage poteaux et voiles	4 jours	Jeu 01/08/19	Lun 05/08/19	
23 Coffrage des poteaux et des voiles	8 jours	Mar 06/08/19	Sam 17/08/19	
24 Bétonnage des poteaux et voiles	1 jour	Dim 18/08/19	Dim 18/08/19	
25 Ferrailage des poutres	8 jours	Mar 06/08/19	Sam 17/08/19	
26 Coffrage des poutres	4 jours	Dim 18/08/19	Mer 21/08/19	
27 Coffrage de la dalle pleine entre sol	10 jours	Mer 28/08/19	Mar 10/09/19	

Prêt

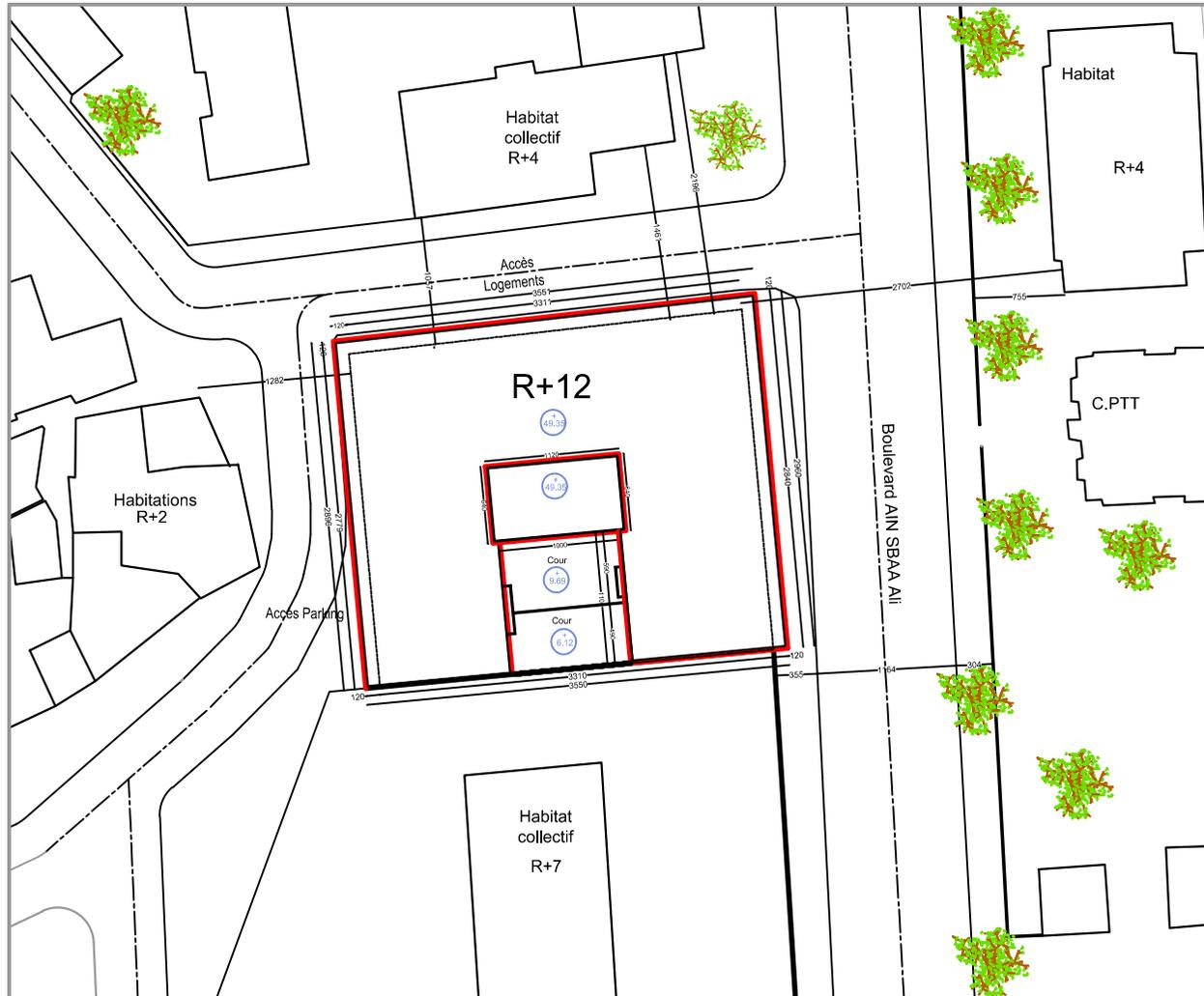
Nouvelles tâches : Planifié automatiquement

Taper ici pour rechercher

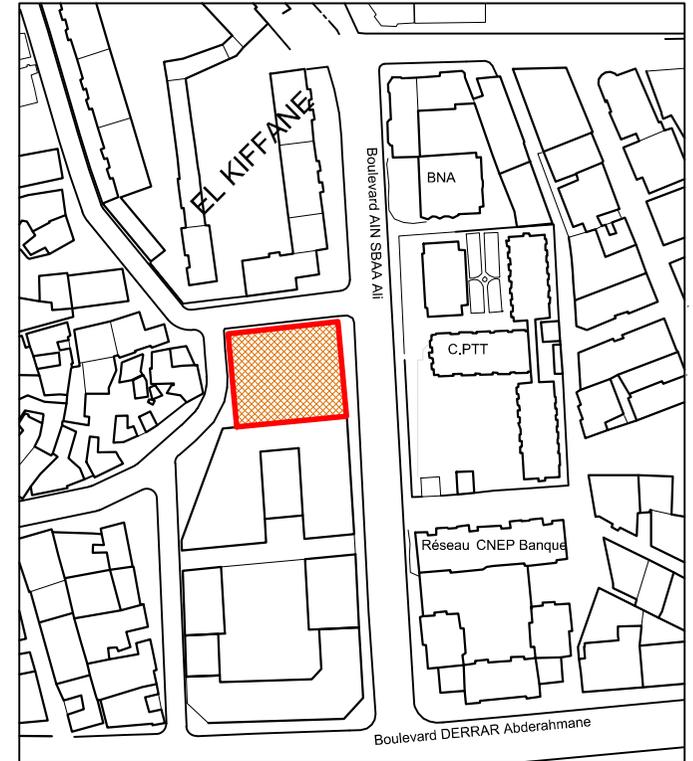
12:58 09/07/2019 FRA

ANNEXE D

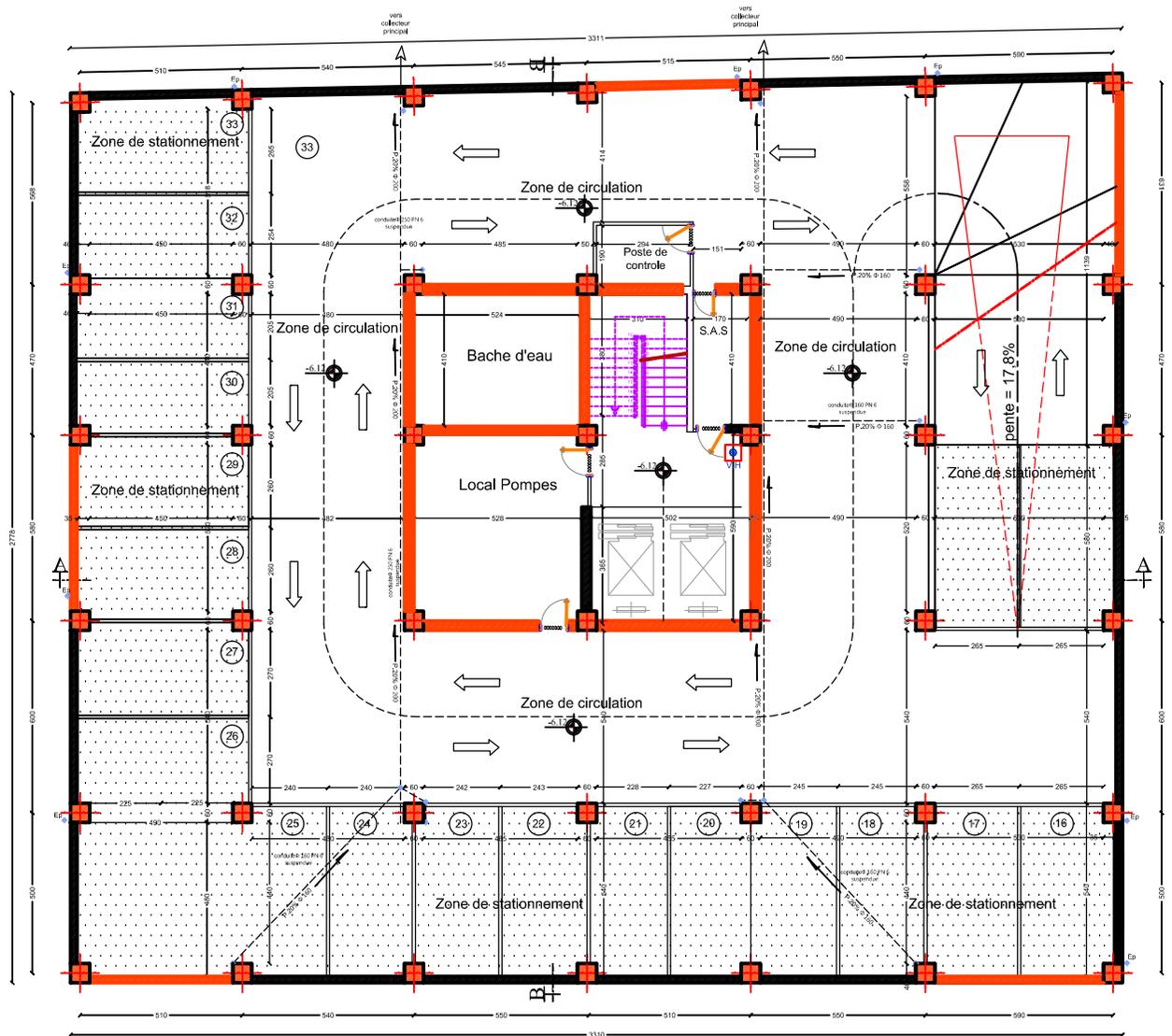
PLAN DE MASSE



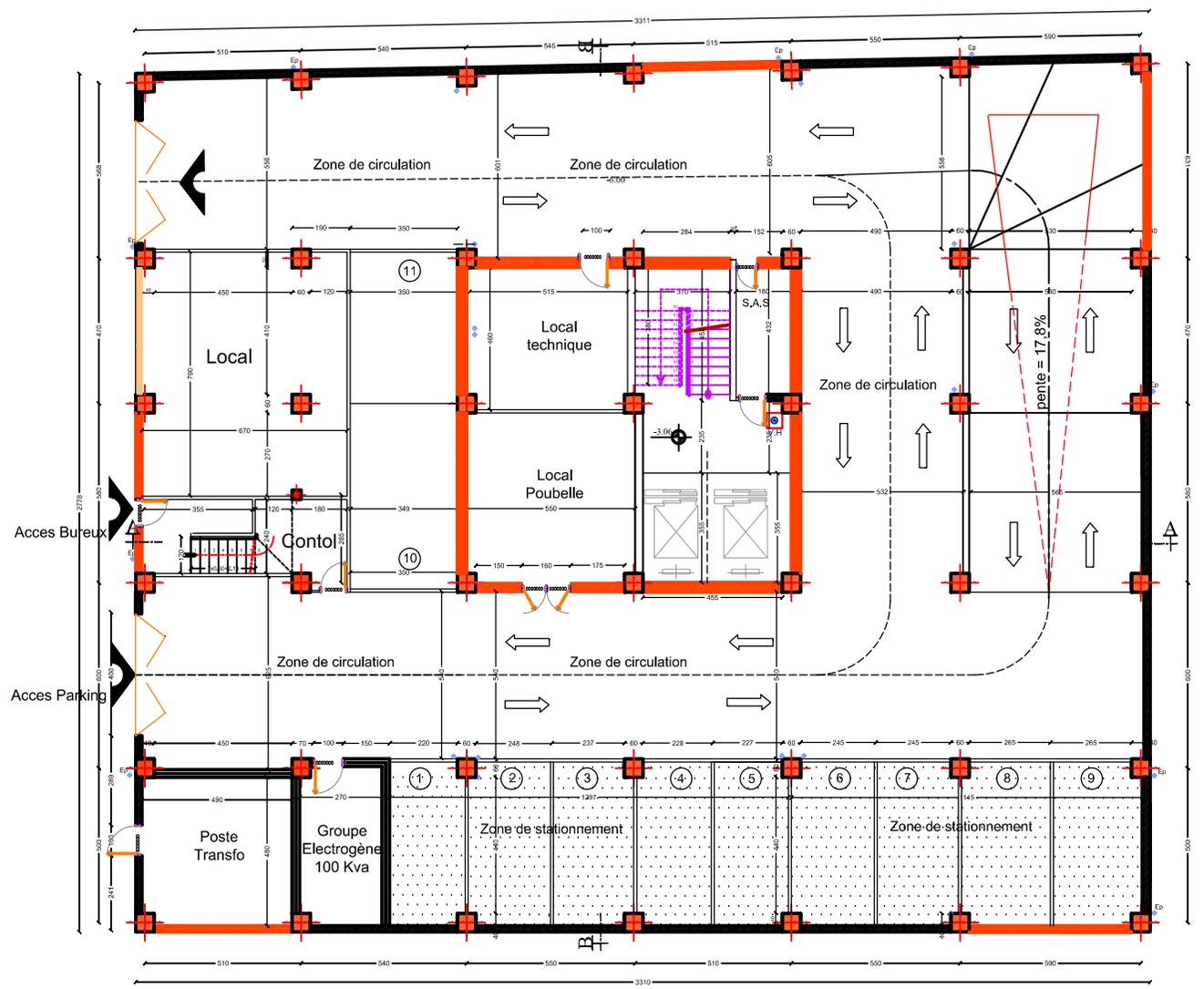
PLAN DE SITUATION



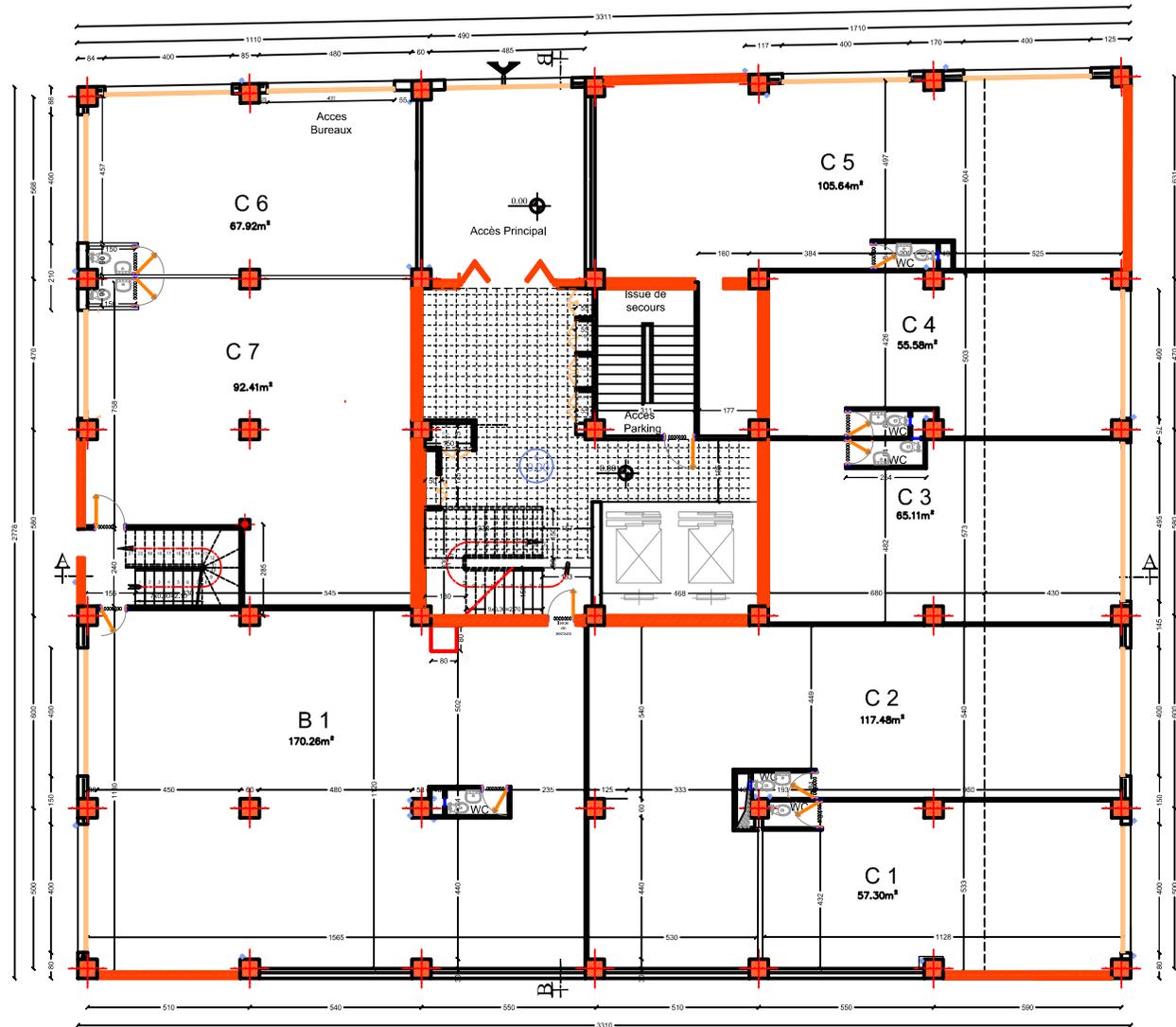
			REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE BUREAU D'ETUDES "LES ZIANIDES Archi" <small>N° 474 Les Beldjas El Kiffane Central Tlemcen TEL. FAX: 043 - 26 - 77 - 94 MOB: 07 - 72 - 78 - 60 - 21</small>		
WILAYA DE TLEMCCEN DAIRA DE TLEMCCEN COMMUNE DE TLEMCCEN		PROJET : Réalisation d'un Ensemble Immobilier de Logements Promotionnels avec Commerces et Parkings (R+12 + 2 Sous Sols)		PROMOTEUR HAMZA CHERIF Ghouti	
PLANS DE : ► MASSE ► SITUATION		SITUATION: Boulevard Ain Sebaa Ali El Kiffane Tlemcen Date: 05 / 2018 Ech: 1/200		Dossier: ARCHITECTURE Phase: Exécution PLANCHE	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA DE TLEMCEN	DARRA DE TLEMCEN
COMMUNE DE TLEMCEN	
<p>PROPRIETAIRE</p> <p>Mr. HAMZA CHERIF Ghouti</p>	<p>Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"</p> <p>REALISER PAR :</p> <p>Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina</p>
<p>PROJET</p> <p>REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX, COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12</p>	
<p>PLAN SOUS SOL</p>	
<p>Dossier ARCHITECTURE</p> <p>Echelle: 1/100</p> <p>Date: 05/2018</p> <p>PLANCHE N° : 1</p>	<p>Sous La Direction De :</p> <p>Mr. HOUTI F Mr. HAMZA OUI F</p>



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA DE TLEMSEN	DARRA DE TLEMSEN
COMMUNE DE TLEMSEN	
<p>PROPRIETAIRE</p> <p>Mr. HAMZA CHERIF Ghouti</p>	<p>Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"</p> <p>REALISER PAR :</p> <p>Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina</p>
PROJET	
<p>REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX, COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12</p>	
PLAN ENTRE SOUS SOL	
<p>Dossier ARCHITECTURE</p> <p>Echelle: 1/100</p> <p>Date: 05/2018</p> <p>PLANCHE N° : 2</p>	<p>Sous La Direction De :</p> <p>Mr. HOUTI F</p> <p>Mr. HAMZAOUI F</p>



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

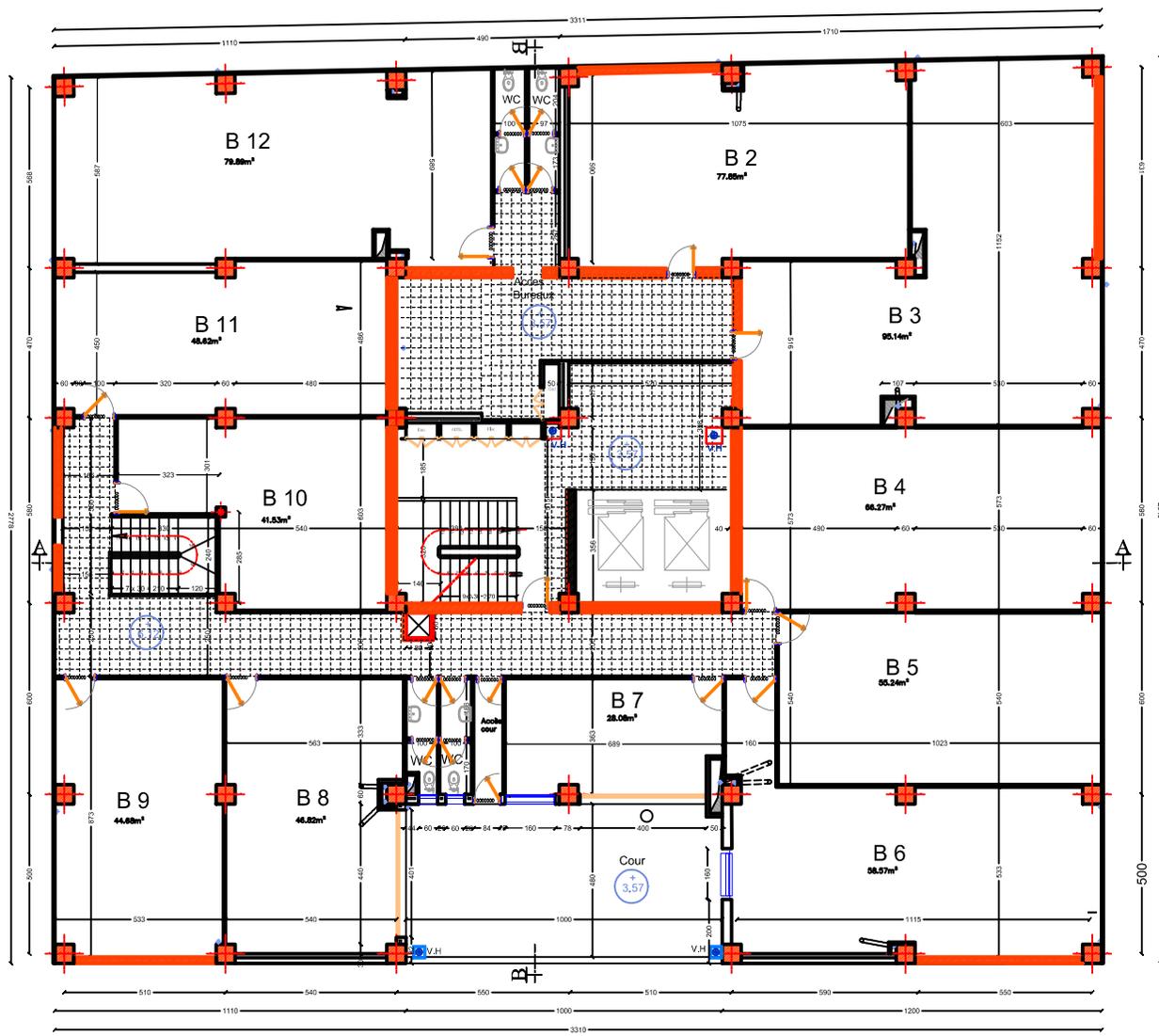
WILAYA DE TLEMCEN DARRA DE TLEMCEN COMMUNE DE TLEMCEN

PROPRIETAIRE	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"
<i>Mr. HAMZA CHERIF Ghouti</i>	REALISER PAR:
	<i>Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina</i>

PROJET
**REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60
 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX,
 COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12**

PLAN REZ DE CHAUSSEE

Dossier ARCHITECTURE	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100	<i>Mr. HOUTIF</i>
Date: 05/2018	<i>Mr. HAMZAOUF</i>
PLANCHE N° : 3	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

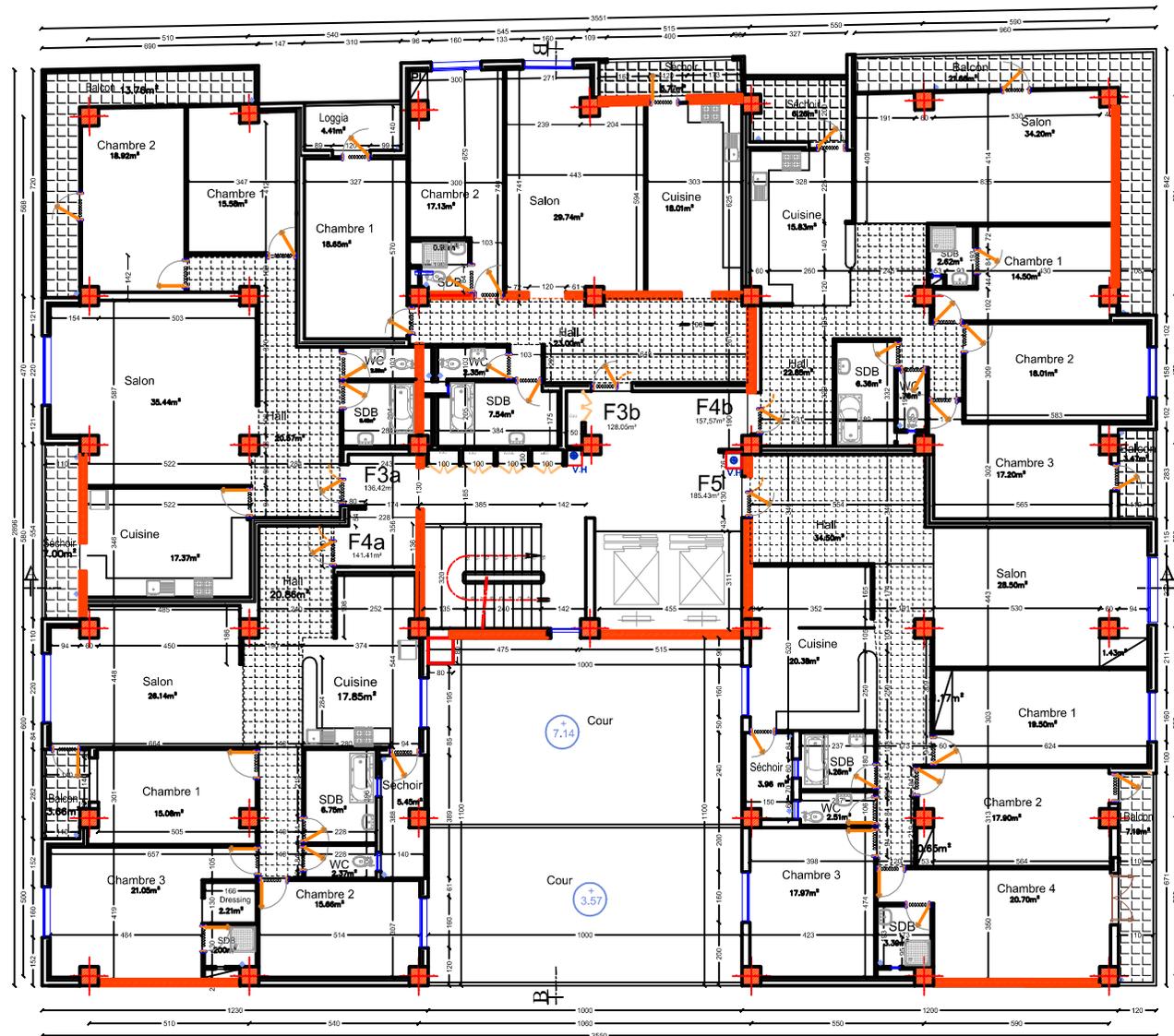
WILAYA DE TLEMCEN DARRA DE TLEMCEN COMMUNE DE TLEMCEN

PROPRIETAIRE	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	REALISER PAR : Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina

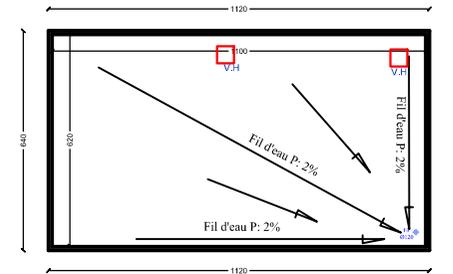
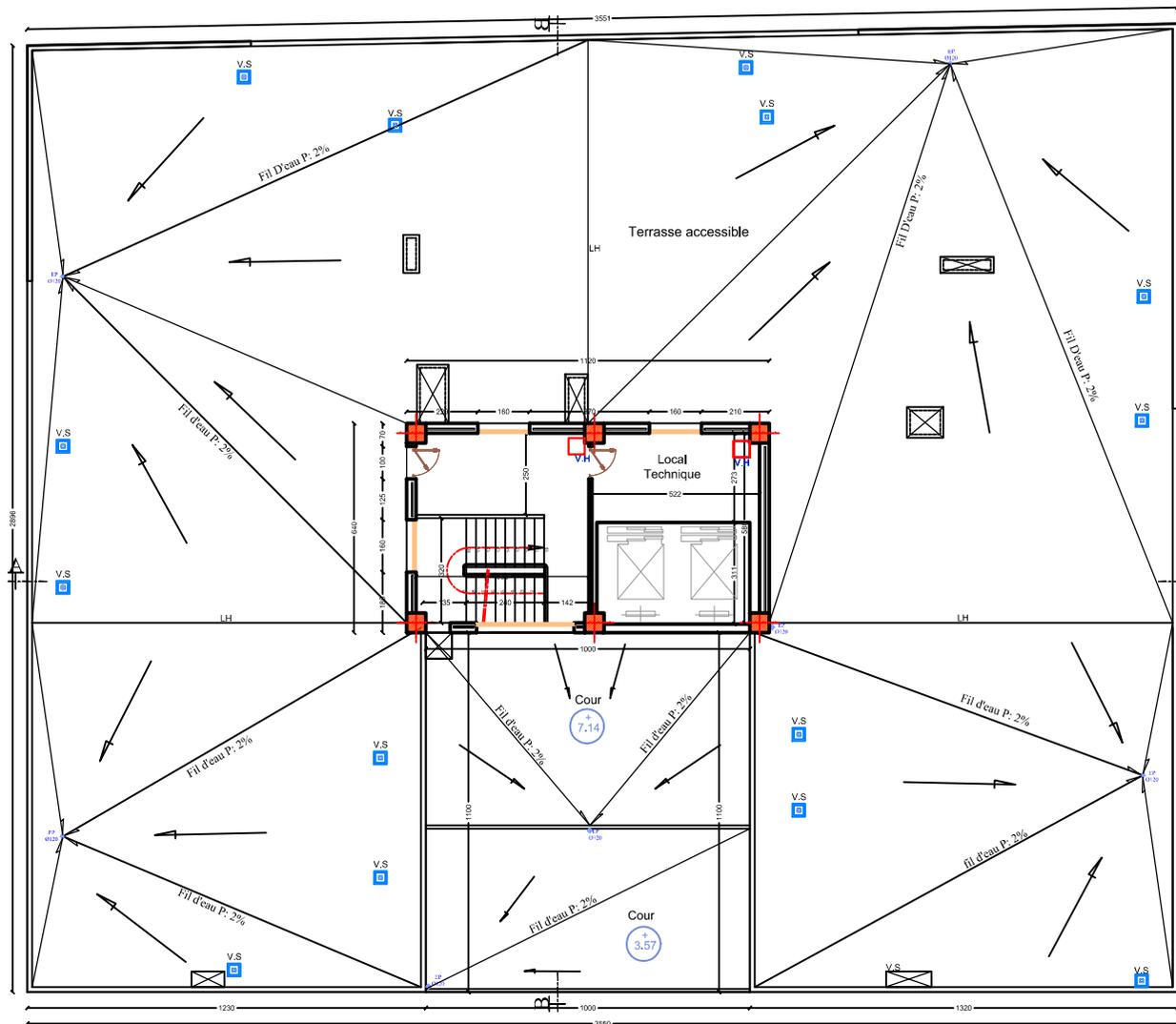
PROJET
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60
LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX,
COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12

PLAN 1 ere ETAGE

Dossier ARCHITECTURE	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100	Mr. HOUTI F
Date: 05/2018	Mr. HAMZAOUI F
PLANCHE N° : 4	

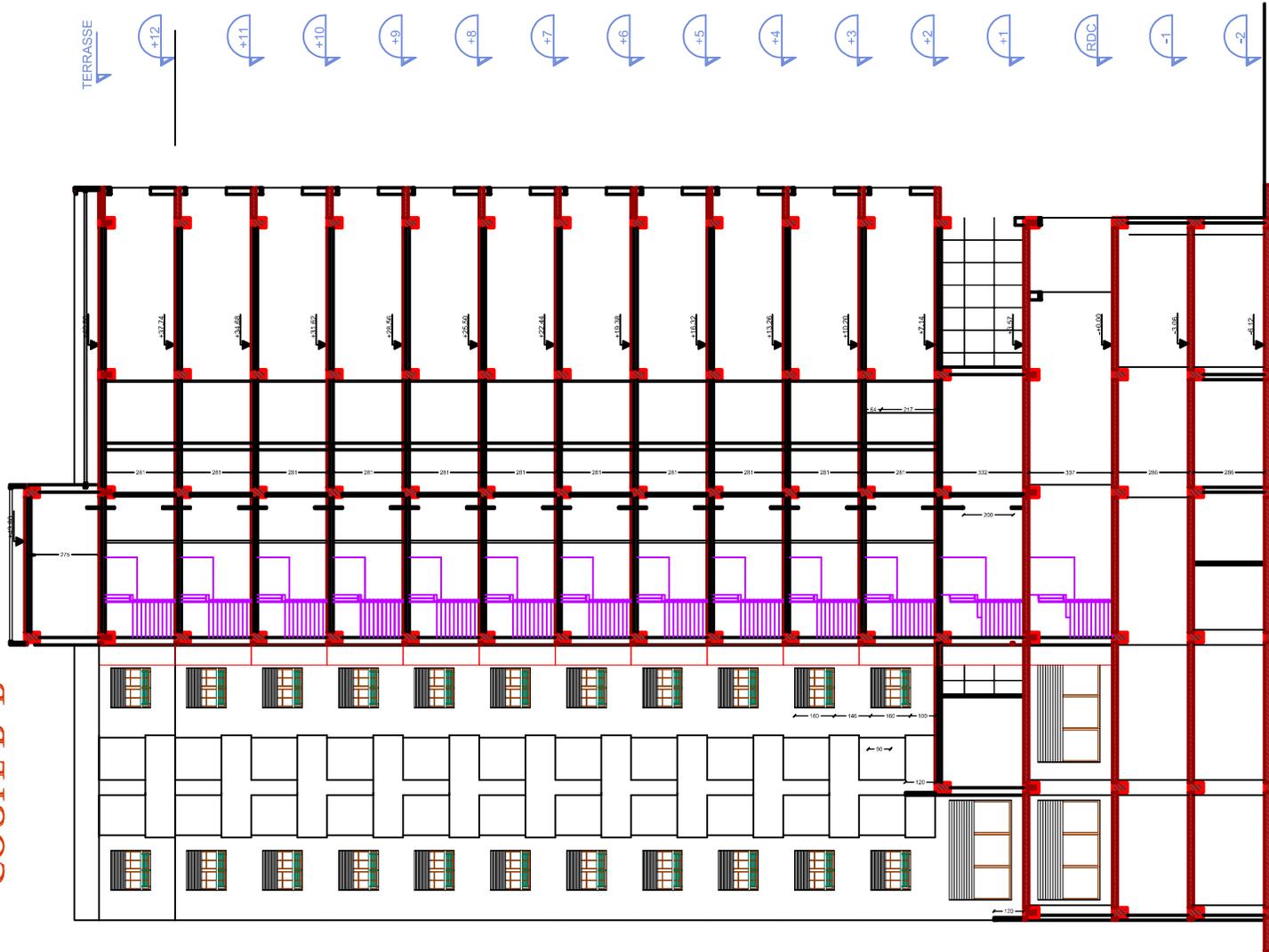


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WALAYA DE TLEMCEN	DAIRA DE TLEMCEN
COMMUNE DE TLEMCEN	
PROPRIETAIRE	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANDES Archi"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	REALISER PAR : Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina
PROJET	
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX, COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12	
PLAN ETAGE COURANT	
Dossier ARCHITECTURE	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100	Mr. HOUTIF
Date: 05/2018	Mr. HAMZAOUI F
PLANCHE N° : 6	



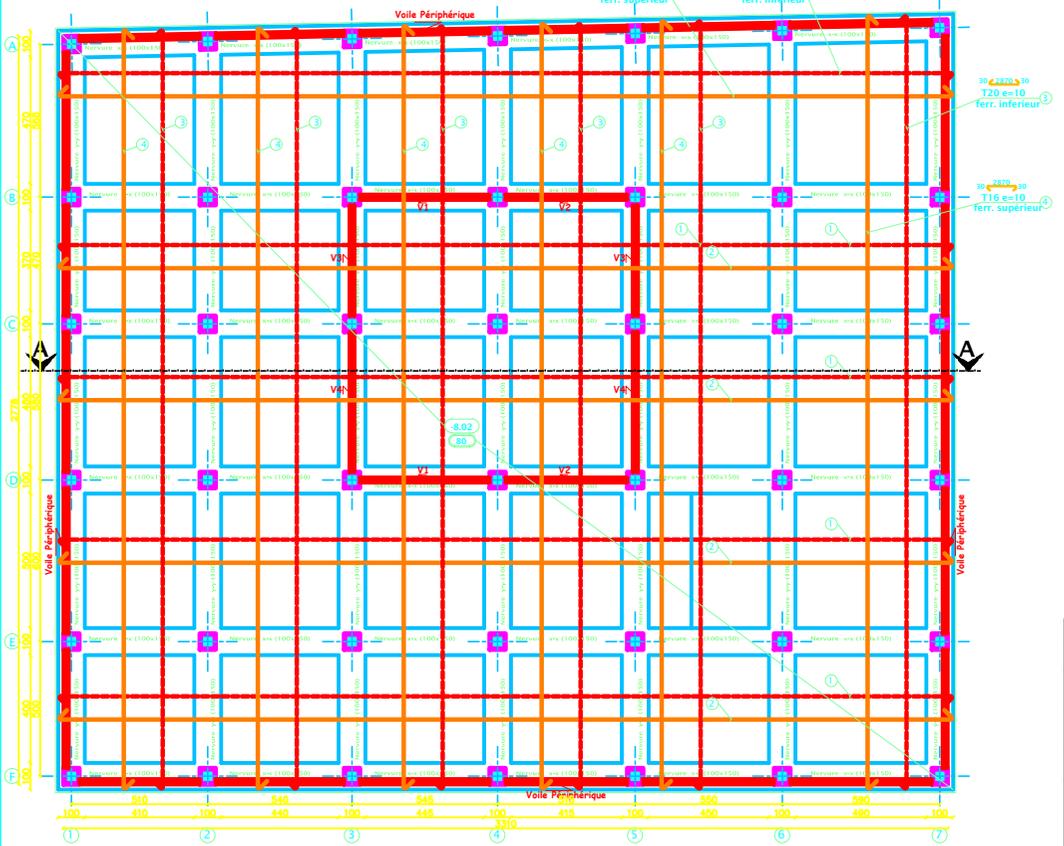
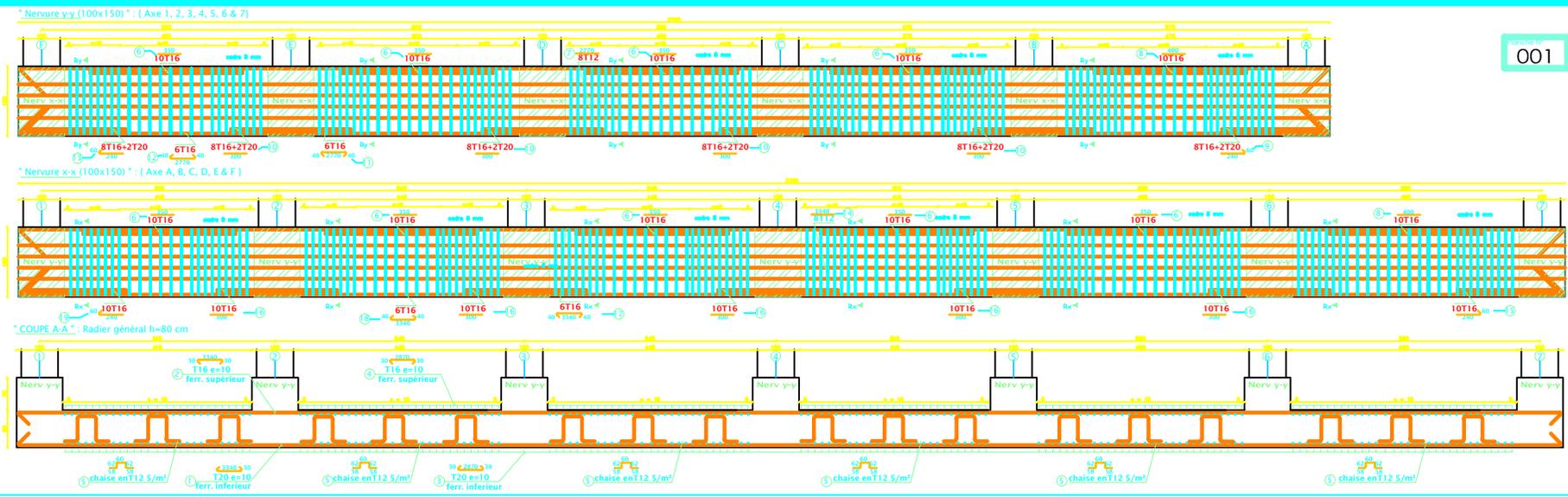
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA DE TLEMSEN DARARA DE TLEMSEN COMMUNE DE TLEMSEN	
<p>PROPRIETAIRE</p> <p><i>Mr. HAMZA CHERIF Ghouti</i></p>	<p>Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"</p> <p>REALISER PAR:</p> <p><i>Mr. RAMDANI Mohamed</i> <i>Mlle. HAROUAT Amina</i></p>
<p>PROJET</p> <p>REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX, COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12</p>	
<p>PLAN TERRASSE ACCESSIBLE ET INACCESSIBLE</p>	
<p>Dossier ARCHITECTURE</p> <p>Echelle: 1/100</p> <p>Date: 05/2018</p> <p>PLANCHE N° : 7</p>	<p>Sous La Direction De :</p> <p><i>Mr. HOUTI F</i> <i>Mr. HAMZAOUI F</i></p>

COUPE B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ALGER	ALGER
PROPRIETAIRE	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Arch"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	REALISER PAR : Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina
PROJET	
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX, COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12	
PLAN COUPE BB	
Dossier ARCHITECTURE	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100	Mr. HOUTI F
Date: 05/2018	Mr. HAMZAOUI F
PLANCHE N° : 9	

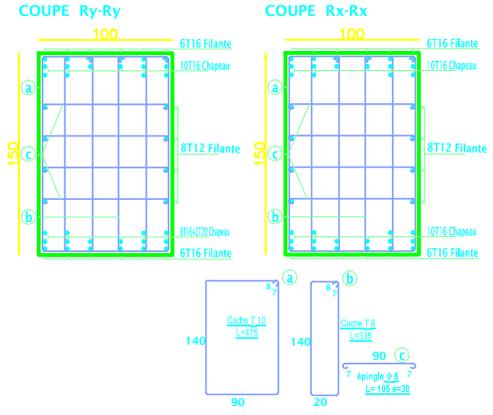
ANNEXE E



PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE FONDATION Niv -8.02 Ech:1/100

Repère	Nbre	Long	Ø	Façonnage
⑥	10	350	16	150
⑦	8	2770	12	2720
⑧	10	400	16	400
⑨	8	300	16	200
⑩	8	300	16	200
⑪	6	2850	16	40 2770 40
⑫	6	2850	16	40 2770 40
⑬	8	300	16	60 200
⑭	8	3340	12	3340
⑮	10	300	16	400 60
⑯	10	300	16	400
⑰	6	3420	16	40 3340 40
⑱	6	3420	16	40 3340 40
⑲	10	300	16	60 200
Ⓐ	475	10		100
Ⓑ	335	10		100
Ⓒ	105	6		100

Repère	Esp	Long	Ø	Façonnage
①	10 cm	3400	20	30 3340 30
②	10 cm	3400	16	30 3340 30
③	10 cm	2930	20	30 2870 30
④	10 cm	2930	16	30 2870 30
⑤	5/m²	300	12	60 200 58 200



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE TLEMCEN DAIRA DE TLEMCEN COMMUNE DE TLEMCEN

PROPRIETAIRE

Mr. HAMZA CHERIF
Ghouit

Bureau d'Etude d'Architecture
"LES ZIANIDES Architect"

REALISER PAR

Mr. RAMDANI Mohamed
Mlle. HAROUAT Amina

PROJET

REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60
LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX,
COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12

**PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE FONDATION
SOUS-SOL NIV -8.02 m**

Dossier Béton

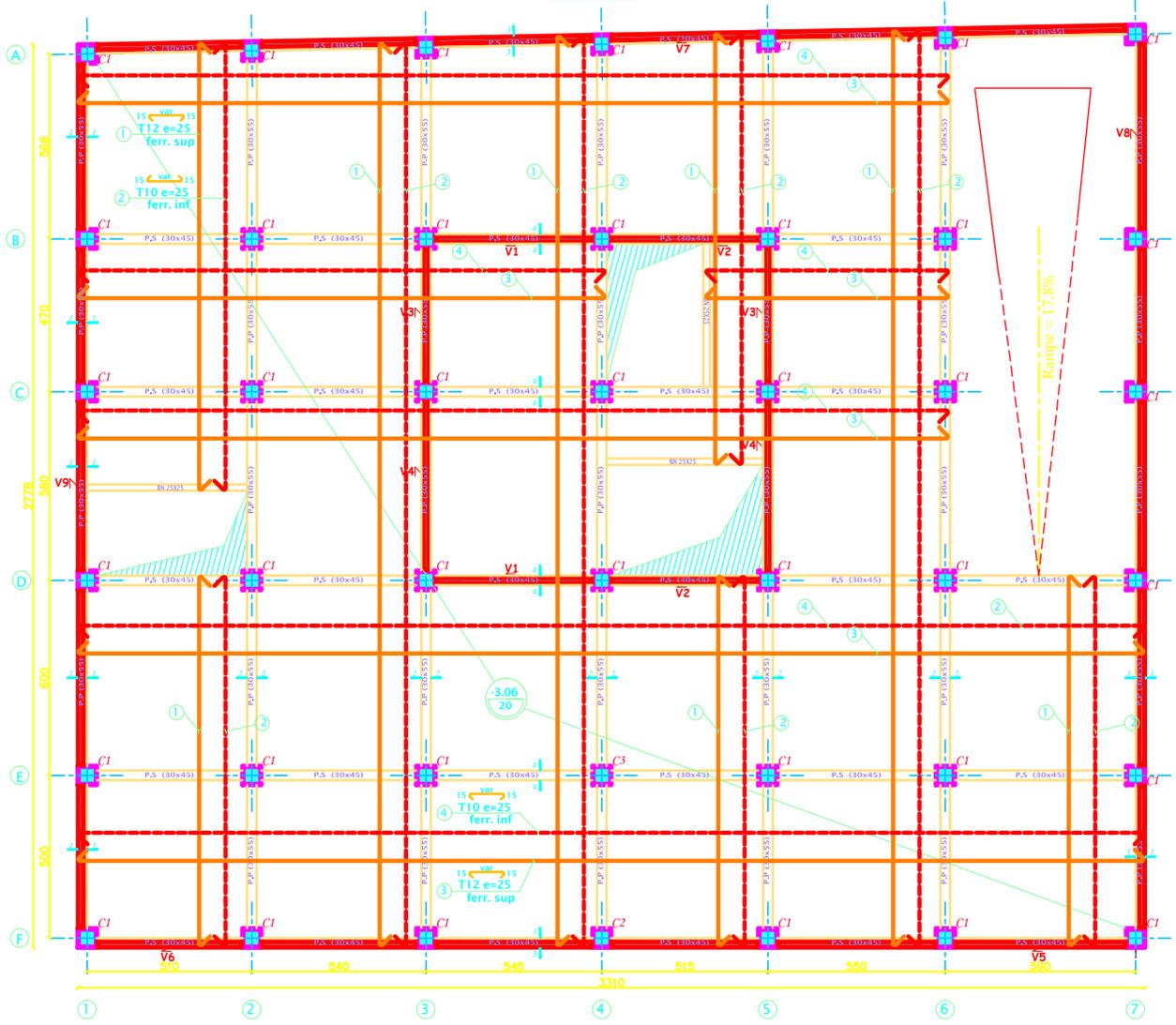
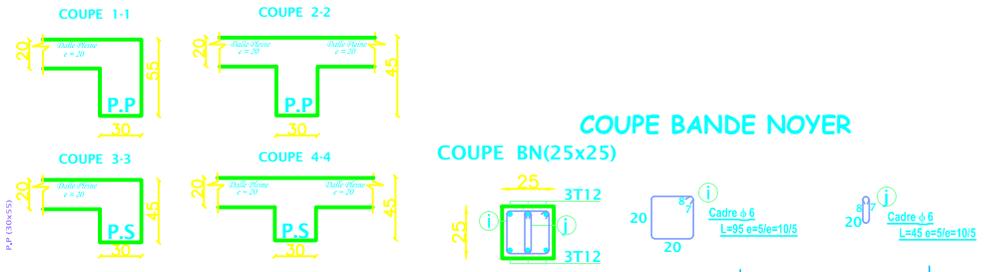
Echelle: 1/100 1/50 1/25

Date: 05/2018

Sous La Direction De :

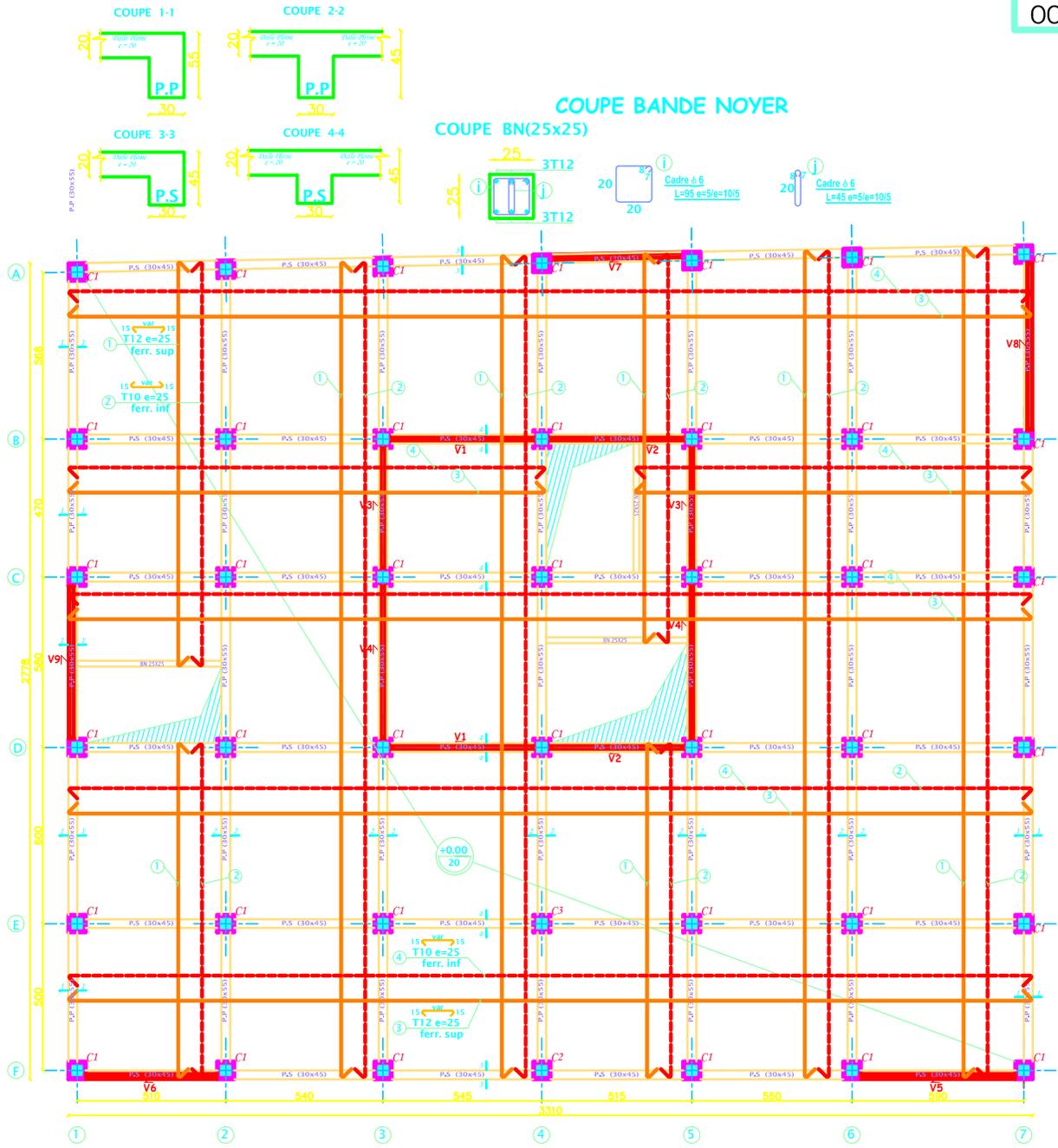
Mr. HOUTI F
Mr. HAMZA OUI F

PLANCHE N° : 1



PLAN COFFRAGE FERRAILAGE PLANCHER Sous Sol Niv -3.06 Ech:1/100

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA DE TLEMCEN	DAIRA DE TLEMCEN COMMUNE DE TLEMCEN
PROPRIETAIRE	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	REALISER PAR : Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina
PROJET	
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX, COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12	
PLAN COFFRAGE FERRAILAGE PLANCHER SOUS-SOL NIV -3.06 m	
Dossier Béton	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100 1/50 1/25	Mr. HOUTI F
Date: 05/2018	Mr. HAMZAOUI F
PLANCHE N° : 3	



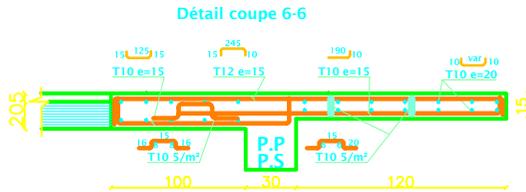
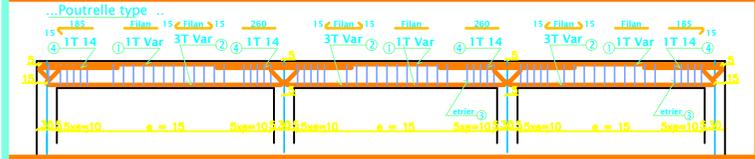
PLAN COFFRAGE ET FERRAILLAGE PLANCHER Entre Sol Niv +0.00 Ech:1/100

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA DE TLEMCCEN	DAIRA DE TLEMCCEN
COMMUNE DE TLEMCCEN	
<p>PROPRIETAIRE</p> <p>Mr. HAMZA CHERIF Ghoutt</p>	<p>Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archt"</p> <p>REALISER PAR :</p> <p>Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina</p>
<p>PROJET</p> <p>REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX, COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12</p>	
<p>PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER ENTRE SOL NIV +0.00 m</p>	
<p>Dossier Béton</p> <p>Echelle: 1/100 1/50 1/25</p> <p>Date: 05/2018</p> <p>PLANCHE N° : 4</p>	<p>Sous La Direction De :</p> <p>Mr. HOUTIF</p> <p>Mr. HAMZAOUFI</p>

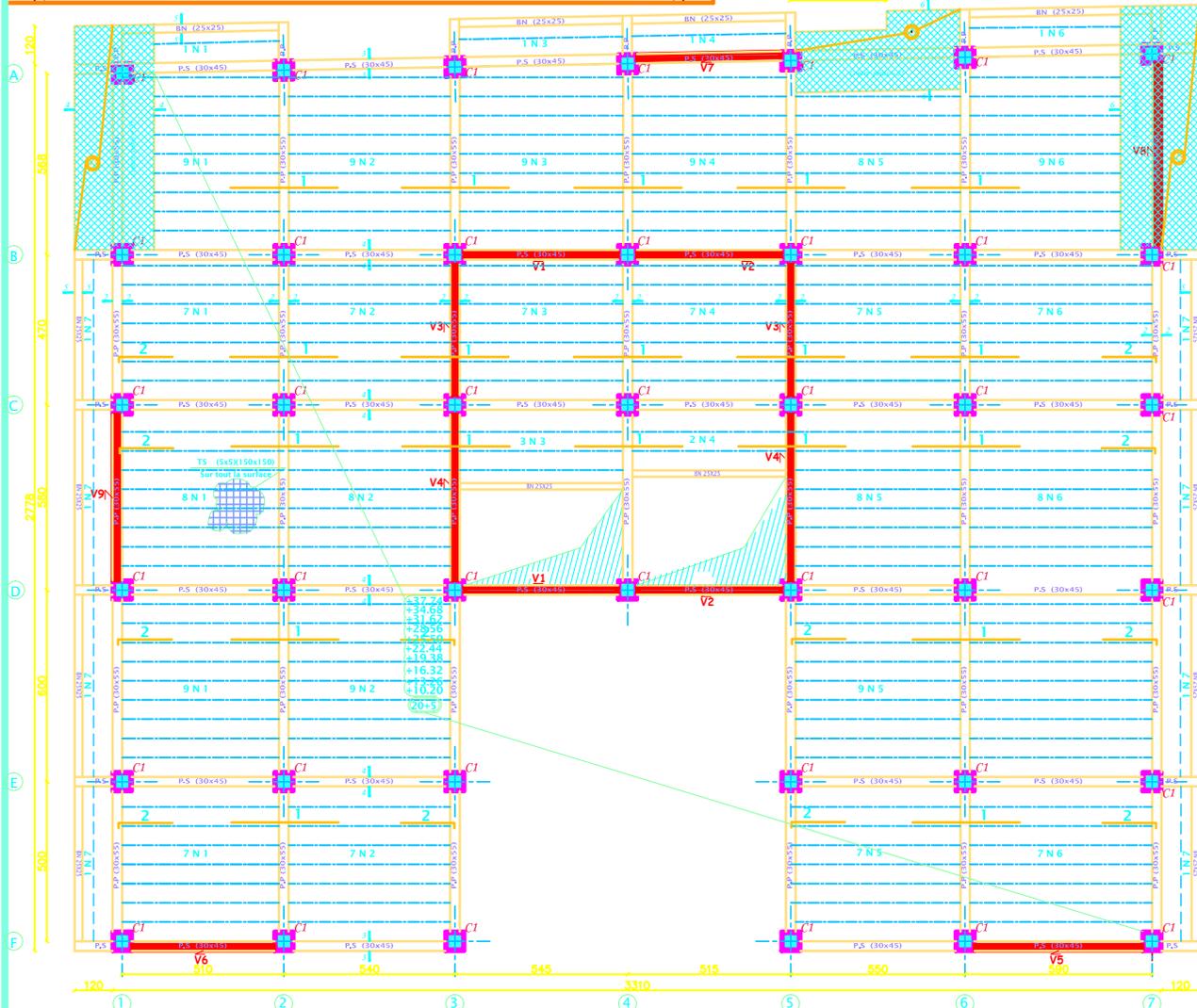
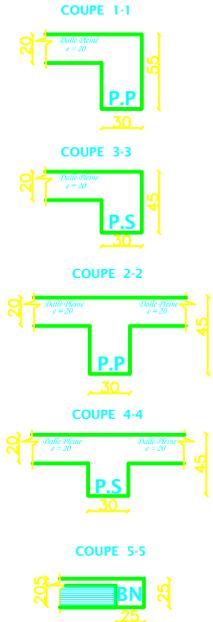
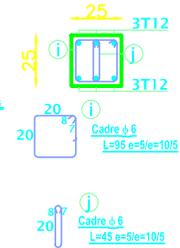
POUTRELLES PLANCHER

Planche N°
007

Réfère	Poutrelles			Chapeaux		CROQUIS POUTRELLES 20x5
	①	②	③	④	⑤	
N1	1 T 12 x 510	510	3 T12 x 540	1 1 T 14 x 260	260	
N2	1 T 12 x 540	540	3 T12 x 570	2 1 T 14 x 200	185	
N3	1 T 12 x 545	545	3 T12 x 575			
N4	1 T 12 x 515	515	3 T12 x 545			
N5	1 T 14 x 550	550	3 T14 x 580			
N6	1 T 14 x 590	590	3 T14 x 620			
N7	1 T 14 x var	var	3 T14 x var			



COUPE BANDE NOYER
COUPE BN(25x25)



PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER 2° Etage au 11° Etage Niv +10.20 au 37.74 Ech:1/100

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE TLEMCEN DAIRA DE TLEMCEN COMMUNE DE TLEMCEN

PROPRIETAIRE	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"
Mr. HANZA CERIF Ghouti	REALISER PAR: Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina

PROJET

REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX, COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12

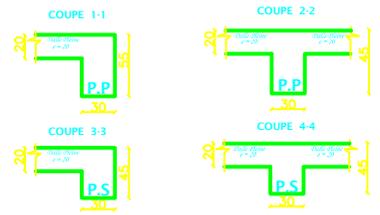
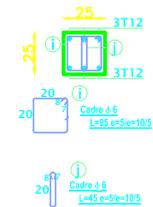
PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER
2° Etage au 11° Etage
NIV +10.20 au +37.74 M

Dossier Béton	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100 1/50 1/25	Mr. HOUTI F
Date: 05/2018	Mr. HAMZAOUI F
PLANCHE N° : 7	

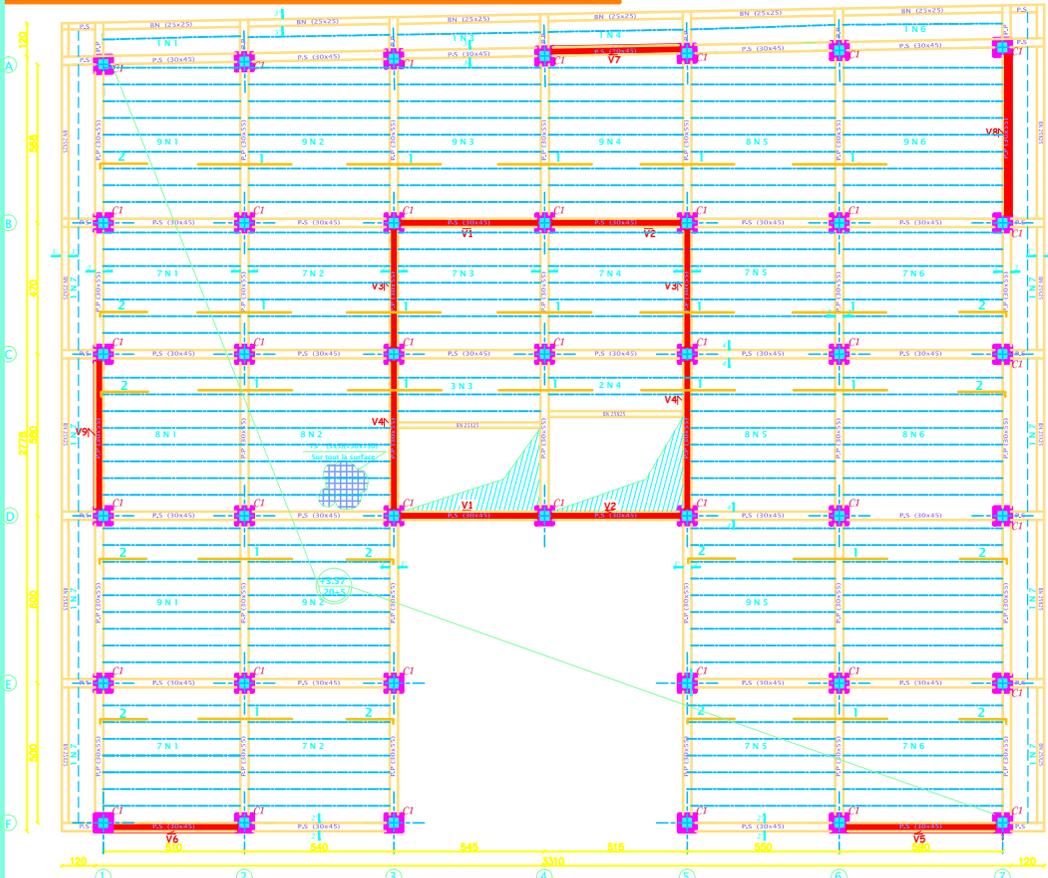
POUTRELLES PLANCHER

Référence	Poutrelles		Chapeaux		CROQUIS POUTRELLES 20x5
	①	②	④	⑤	
N1	1 T 12 x 510	3 T12 x 540	1 T 14 x 260	260	
N2	1 T 12 x 540	3 T12 x 570	1 T 14 x 200	185	
N3	1 T 12 x 545	3 T12 x 575			
N4	1 T 12 x 515	3 T12 x 545			
N5	1 T 14 x 550	3 T14 x 580			
N6	1 T 14 x 590	3 T14 x 620			
N7	1 T 14 x var	3 T14 x var			

COUPE BANDE NOYER
COUPE BN(25x25)

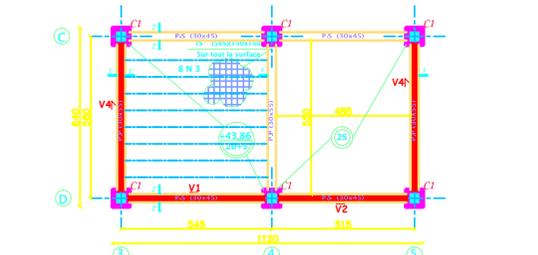
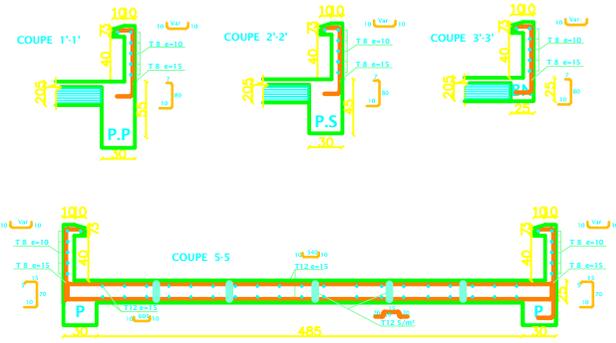
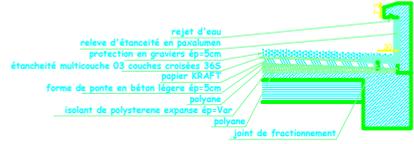


008



PLAN COFFRAGE FERRAILLAG PLANCHER 12^e Etage Niv +40.80 Ech:1/100

DETAILS D'ÉTANCHEITÉ



PLAN COFFRAGE FERRAILLAG PLANCHER Inaccessible Niv +43.86 Ech:1/100

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE TLEMCEN DAIRA DE TLEMCEN COMMUNE DE TLEMCEN

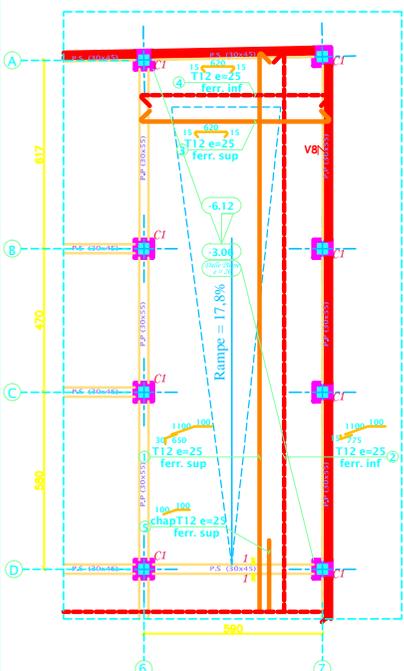
PROPRIETAIRE	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"
REALISER PAR	
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina

PROJET

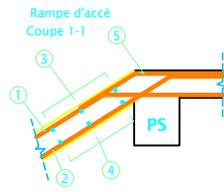
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60
LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX,
COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12

PLAN COFFRAGE FERRAILLAG PLANCHER
12^e Etage NIV + 40.80 M Et
Terrasse Inaccessible NIV 43.86 M

Dossier Béton	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100 1/50 1/25	Mr. HOUTIF
Date: 05/2018	Mr. HAMZAOUF
PLANCHE N° : 8	

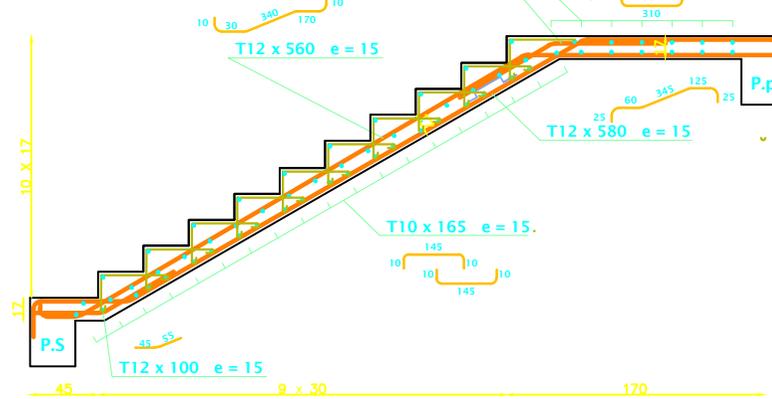


PLAN COFFRAGE Rampe d'accès Niv -6.12 aux -3.06 Ech:1/100

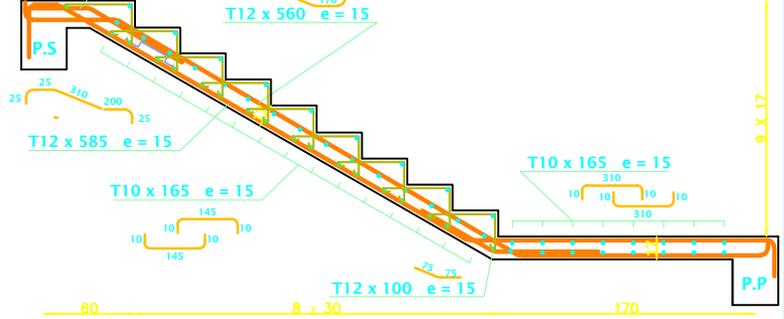


Repère	Esp	Ø	Façonnage
①	25 cm	12	
②	25 cm	12	
③	25 cm	12	
④	25 cm	12	
⑤	25 cm	12	

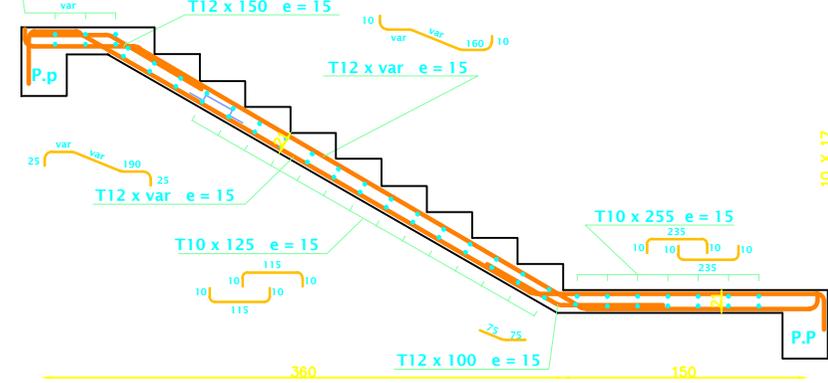
Type 01 : Volée 1



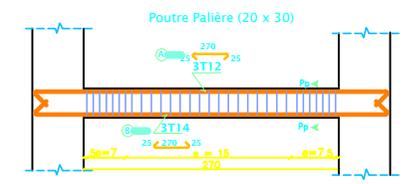
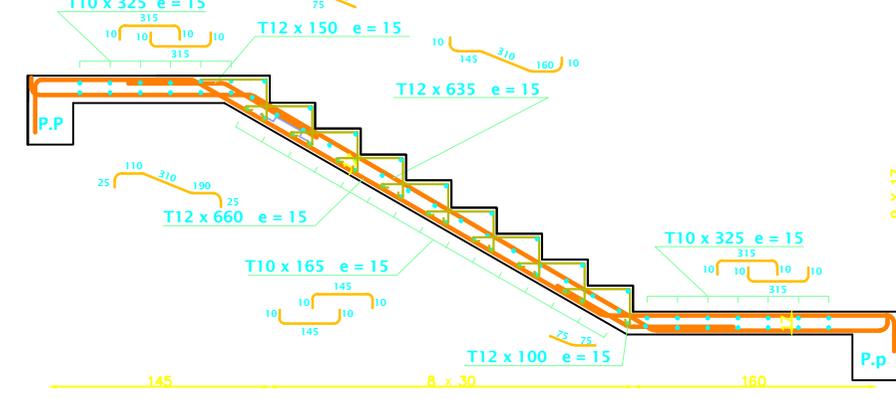
Type 01 : Volée 2



Type 03 : Volée 1

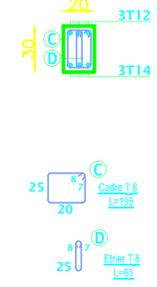


Type 02 : Volée 1



Repère	Nbre	Long	Ø	Façonnage
Ⓐ	3	320	14	
Ⓑ	3	320	14	
Ⓒ	22	195	8	
Ⓓ	22	65	8	

COUPE Pp-Pp



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE TLEMCEN - DMBR DE TLEMCEN - COMMUNE DE TLEMCEN

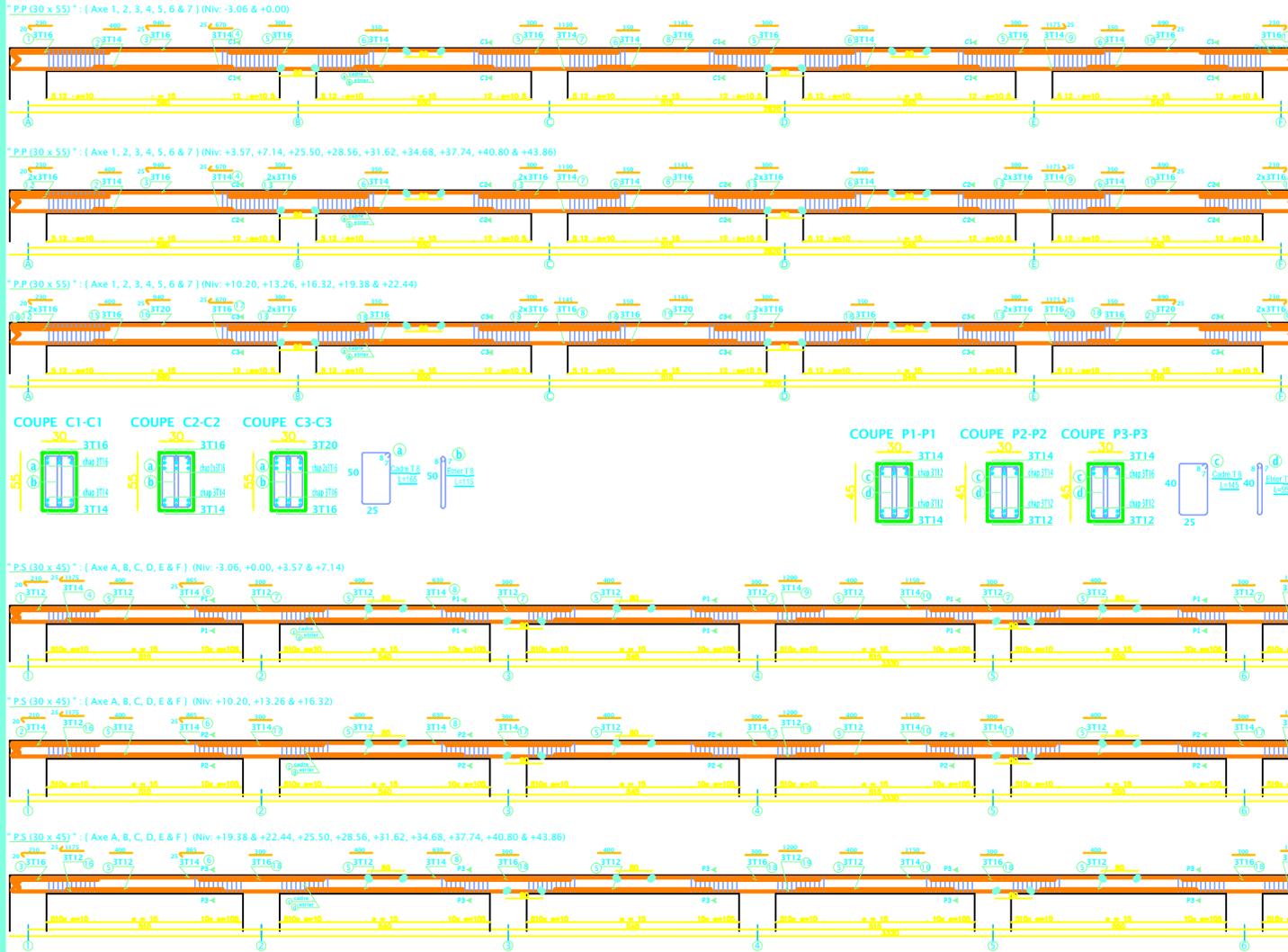
PROPRIETAIRE	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	REALISER PAR : Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina

PROJET

REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX, COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12

PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE ESCALIER ET RAMPE D'ACCES

Dossier Béton	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100 1/50 1/25	Mr. HOUTI F
Date: 05/2018	Mr. HAMZAOUI F
PLANCHE N° : 9	



Repère	Nbre	Long	Ø	Façonnage
1	3	250	16	25 ← 200
2	3	400	14	400
3	3	965	16	25 ← 800
4	3	695	14	25 ← 600
5	3	300	16	300
6	3	350	14	350
7	3	1150	14	1150
8	3	1145	16	1145
9	3	1200	14	1175 25
10	3	915	16	800 25
11	3	250	16	250 20
12	6	250	16	25 ← 200
13	6	300	16	300
14	6	250	16	250 20
15	3	400	16	400
16	3	965	20	25 ← 800
17	3	695	16	25 ← 600
18	3	350	16	350
19	3	1145	20	1145
20	6	1200	16	1125 25
21	3	915	20	800 25

Repère	Nbre	Long	Ø	Façonnage
1	3	230	12	20 ← 200
2	3	230	14	20 ← 210
3	3	230	16	20 ← 210
4	3	1200	14	25 ← 1175
5	3	400	12	400
6	3	890	14	25 ← 865
7	3	300	12	300
8	3	630	14	630
9	3	1200	14	1200
10	3	1150	14	1150
11	3	1200	14	1175 25
12	3	1200	12	1175 25
13	3	970	14	945 25
14	3	250	12	250 20
15	3	250	14	250 20
16	3	1200	12	25 ← 1175
17	3	300	14	300
18	3	300	16	300
19	3	1200	12	1100

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE TLEMSEN DOUAIR DE TLEMSEN COMMUNE DE TLEMSEN

PROPRIETAIRE

Mr. HAMZA CHERIF Ghouti

Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANDES Archi"

REALISER PAR

Mr. RAMDANI Mohamed
Mlle. HAROUAT Amina

PROJET

REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX, COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R-12

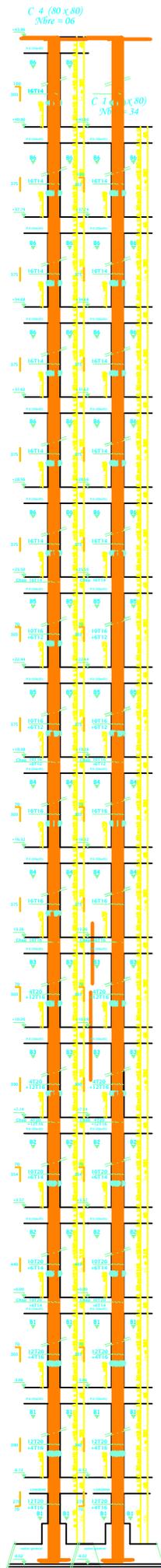
PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES

Dossier Béton Sous La Direction De :

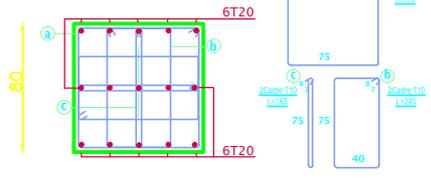
Echelle: 1/100 1/50 1/25 Mr. HOUTIF

Date: 05/2018 Mr. HAMZAOUF

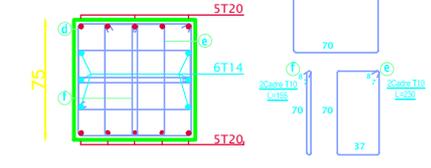
PLANCHE N° : 10



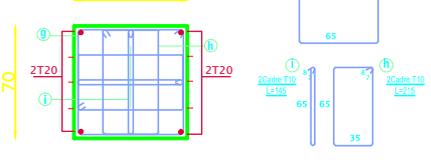
COUPE B1-B1



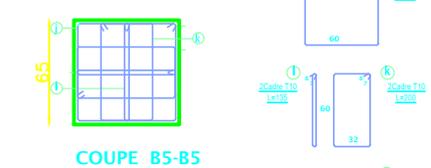
COUPE B2-B2



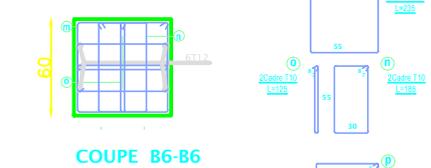
COUPE B3-B3



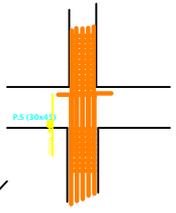
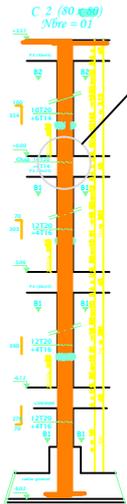
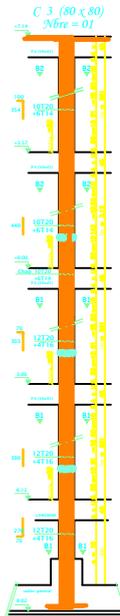
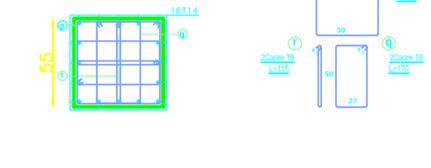
COUPE B4-B4



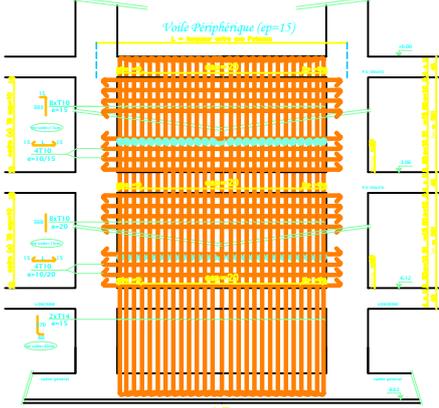
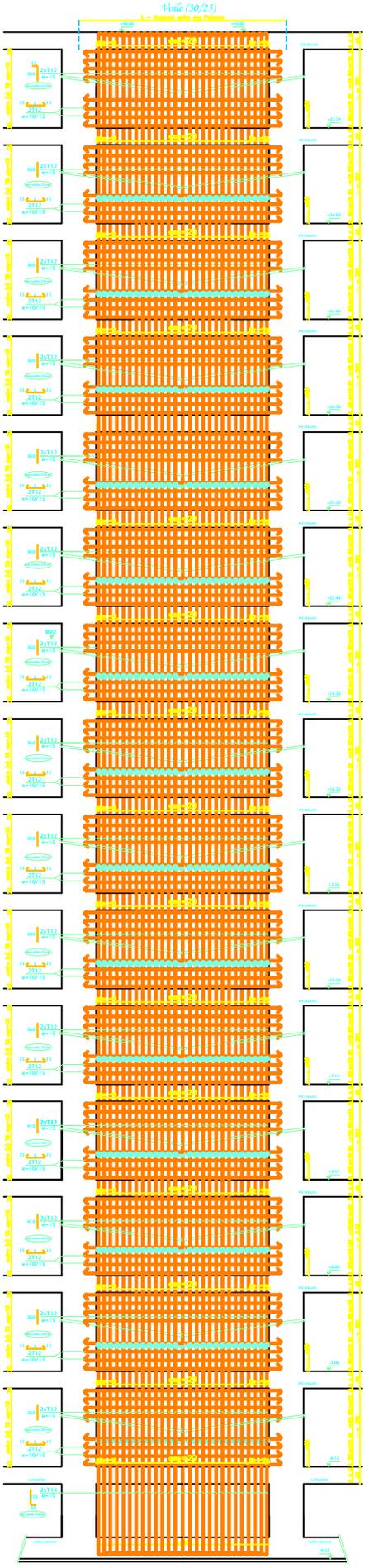
COUPE B5-B5



COUPE B6-B6



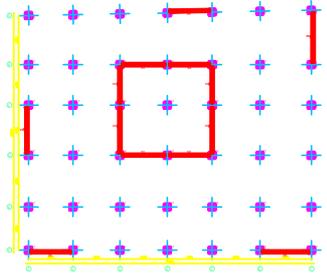
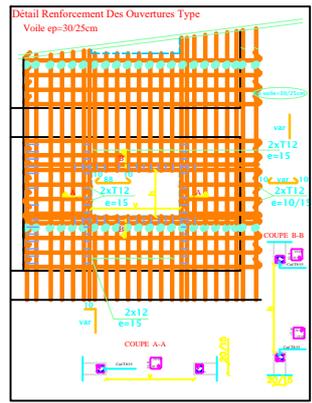
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS	BOURNOUS EL ANASSER
COMMUNE DE TLEMCEN	
PROPRIETAIRE	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouli	REALISER PAR Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina
PROJET	
REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX, COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12	
PLAN COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX	
Dossier Béton	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100 1/50 1/25	Mr. HOUTIF
Date: 05/2018	Mr. HANZAOUFI
PLANCHE N° :11	



PLAN COFFRAGE Voile Périphérique ep=15cm
Niv -6.12 aux +0.00 Ech:1/100

Repere	VOILE
File	entre axe L =
	1 - 2 510
	2 - 3 540
	3 - 4 545
	5 - 6 550
	6 - 7 590
A	
	2 - 3 540
	3 - 4 545
F	
	4 - 5 515
	5 - 6 550

Repere	VOILE
Axe	entre file L =
1	A - B 568
	B - C 470
	D - E 600
	E - F 500
7	B - C 470
	C - D 580
	D - E 600
	E - F 500



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS BUREAU DE TRAVAUX COMMUNE DE TLEMCEN

PROPRIETAIRE	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES Archi"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouli	REALISER PAR Mr. RAMDANI Mohamed Mlle. HAROUAT Amina

PROJET

REALISATION D'UN ENSEMBLE IMMOBILIER DE 60
LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC BUREAUX,
COMMERCES ET 2 SOUS SOLS EN R+12

**PLAN COFFRAGE ET FERRAILLAGE
DES VOILE DE CONTREVENTEMENT ER
SOUTÈNEMENT**

Dossier Béton	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100 1/50 1/25	Mr. HOUTI F
Date: 05/2018	Mr. HANZAOUIF
PLANCHE N° :12	