REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département De Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option: structure

THEME

CONCEPTION ET ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (SS+RDC+6)

Etudié par :

M^r^. BELKHIR Tawfiq

M^r^. BOUDJADJA Aziz

Dirigé par :

M^dm^: BOUCHRITE Dalila

Created With PDF Pro 10 T R I A L

PROMOTION: SEPTEMBRE 2012

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à remercier en premier lieu **Dieu** Miséricordieux qui nous a donné la force pour achever cette réalisation.

Nous remercions vivement notre promoteur **BOUCHRITE Dalila** et l'ensemble des professeurs qui ont contribué à notre formation de Master ainsi qu'au (BET BEN Issa)

A nos parents qui nous ont beaucoup donné, qui nous ont guidés dans les moments difficiles et qui nous ont toujours encouragés à faire mieux.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes et ceux dont les noms ne figurent pas dans cette page mais qui nous ont soutenues de près ou de loin dans la réalisation de ce modeste travail.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail:

A ceux qui m'ont encouragé le long de mes études

A mes très chers parents

A mes grandes mères

A mes frères

A tous mes oncles ainsi que leurs enfants ;

A tous mes amis, A tous mes collègues du groupe;

A mes amis de mon ville

A tous les personnes qui m'ont aidé de proche

Ou de loin pour réaliser ce travail

BELKHIR.T



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail:

A ceux qui m'ont encouragé le long de mes études

A mes très chers parents

A mes grandes mères

A mes frères

A tous mes oncles ainsi que leurs enfants ;

A tous mes amis, A tous mes collègues du groupe;

A mes amis de mon village

A tous les personnes qui m'ont aidé de proche

Ou de loin pour réaliser ce travail

BOUDJADJA.A

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة ودراسة منشأة من الخرسانة المسلحة تتألف من (طابق ارضي + 6 طوابق + طابقين تحت الأرض) يتم انجازه بمنطقة خزرونة – ولاية البليدة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل **RPA99 version 2003**.

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام تدعيم مختلط (العارضات، الأعمدة والجدران المسلحة).

الدراسة الديناميكية تتم باستعمال برنامج آلي (**SAP2000 V12**).

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر **(RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91 mod99)**.

للتحقق من نتائج التسليح استعنا بواسطة برنامج آلي متطور **Robot expert**.

قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وذلك باختيار قاعدة شاملة.

كلمات المفاتيح : خرسانة مسلحة , تدعيم مختلط , أعمدة , عارضات , جدران , قاعدة شاملة

Résumé

Le but de ce travail est la conception d'un Bâtiment en béton armé (R+6+ SS) qui sera implanté à la région de khezrouna - wilaya de BLIDA, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien **(RPA99 version 2003)**.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement (portique + voiles).

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel **(SAP 2000 V12).**

Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueurs à savoir le **(RPA99 version 2003, CBA93)**

Pour la vérification du ferraillage nous avons utilisé un logiciel **(Robot expert).**

Enfin l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par l'adoption d'un radier nervuré

Mots clés : Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutres, voiles. Radier nervuré.

Summary

The aim of this project is the conception and study of a building (F+6+1UG), will be implanted in Khazroua W of BLIDA, and classified in zone III according to the Algerian payment seismic **(RPA 99 version 2003).**

The stability of the building is ensured a mixed brace system (frame+shells)

The study and the analysis of this plan had been established by software **(SAP2000V12)**

The measurements and the design of the reinforcement of the resist elements were dine.

For the checking of reinforcement we used software **(Robot expert)**

Finlay, The substructure has been analysed by calculating the ribbed strike.

Key words: Reinforced concrete, mixed brace system, dynamic analysis, columns, beams, shells, ribbed strike.

Sommaire

CHAPITRE I :
I.1. Introduction generale :……..…1
I.2. Presentation du projet de fin d'etude :……..……1
I.3. Description de l'ouvrage :……..2
I.4. Caractéristiques du bâtiment :……..……..2
I.4.1 Les dimensions des blocs de batiment en plan et en elevation :……..……...2
I.4.2 Ossature:…….. 2
I.4.3 Plancher :……..2
I.4.4 Maçonnerie :…….... 2
I.4.5 L'acrotere:……2
I.4.6 Les escaliers:……3
I.4.7 Infrastructure :……..……3
I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux ……..……...……3
I.5.1. BETON ARME :……..…….….3
I.5.1.1. Resistance du beton :……..… 3
A- Résistance du béton à la compression:…….....3
B- Résistance du béton à la traction :……....……4
C. Module de déformation longitudinale :…….....4
D. Coefficient de poisson :…….....4
I.5.2. ACIERS :…… 5
I.5.2.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :……5
I.6. Principe de calcul du C.B.A.93 :……..…5
I.6.1 Contrainte du beton en compression :……...……6
I.6.2. Contrainte ultime de cisaillement :……...…6
I.6.3. Contrainte limite de l'acier:……..……7
I.6.4 E.L.S De compression de beton :…….……8
I.6.5 E.L.S De contrainte limite de l'acier…….……8

CHAPITRE II :
II.1.Introduction :……..…….....9
II.2. prédimensionnement des planchers :…… 9
II.2.1 Plancher a corps creux:……...9
II.2.2 Dalle plaine :……...10
II.3 Evaluation des charges et surcharges : …….……..11
II.3.1.1 Charges permanentes :……..11
II.3.1.2 Surcharges d'exploitation :……12
II.3.2 PLANCHERS TERRASSE :……..12
II.3.2.1 Charges permanentes:……13
II.3.2.2 Surcharges d'exploitation :……...……14
II.3.3 MAÇONNERIE :……14
II.3.3.1 Murs double cloison :……14

II.3.3.2 Murs simple cloison :……14
II.4 Predimensionnement des poutres :…….. 14
II.5 Predimensionnement des poteaux :…… …….19
II.5.1 Descente des charges :…….... 19
II.6 Prédimensionnement des voiles :…… 23

CHAPITRE III :
III.1.L'ACROTERE:…….....24
III.1.1. Principe de calcul:…….. 24
III.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges……..24
III.1.3. Determination des efforts :……...…… ……...24
III.1.4. Calcul de ferraillage:……..... 25
III.1.5. Verification a l'etat limite de service:…… ……..27
III.1.6. Verification de l'effort tranchant:……. 29
III.1.7. Verification de la contrainte de cisaillement du beton:…… 29
III.1.8. Verification de l'acrotere au seisme:……... 29
III.2- PLANCHERS A CORPS CREUX……..……30
III.2.1-Dimensionnement des poutrelles :……..……..…… 30
III.2.2- Calcul des poutrelles:…….. 30
III.2.2-1- Avant le coulage:…….. 30
III.2.2.2 Après le coulage:……33
III.2.3 La table de compression :……..……43
III.3. ESCALIER :…….……..…….....44
III.3.1 Introduction :……...…….. 44
III.3.2 ESCALIER TYPE 1:…….……44
III.3.2.1. Dimensionnement……...……..44
III.3.2.2. Evaluation des charges et surcharges:…….……..45
III.3.2.3 Détermination des efforts:…….….46
III.3.3 ESCALIER TYPE 2:……49
III.3.3.2. Epaisseur de la paillasse et du palier :……..49
III.3.3.3. Evaluation des charges et surcharges:…….…… 49
III.3.4 L'ESCALIER TYPE3 (INTERIEUR)…….52
III.3.4.1 Détermination des efforts:…… 52
III.3.5 Ferraillage des escaliers :…….…… 55
III.3.5.1 Les armatures principales:……..……..55
III.2.6.2 Vérification à l'E.L.S:…….…….. 56
III.2.6.3 Vérification de la flèche:……..……57
III.4.LES BALCONS……..……58
III.4.1.Type 1 :…… 58

III.4.1.2. Calcul des charges sollicitant le balcon……59
III.4.1.3 Calcul de ferraillage……...61
III.4.1.4 Vérification..... 61
III.4.2. BALCON AVEC UNE DALLE PLEINE REPOSANT SUR 3 APPUIS……63
III.4.2. 1Méthode de calcul:…… 63
III.4.2.1 Principe de calcul: 63
III.4.3. Position des lignes de rupture:……..64
III.4.3.1 Dalle reposant sur 3 appuis :…….…….64
III.4.3.1.1 Calcule de ferraillage……..…….65
III.4.3.1.2 Vérification de l'ELS :……..66
III.5.LES CONSOLE……..67
III.5.1. Introduction……...67
III.5.2. Calcul des charges sollicitant le balcon……67
III.5.3. Calcul de ferraillage……..69
III.5.4. Vérifications……..69
III.5.5 Calcul des armatures transversales :……69
III.6 LA DALLE MACHINE :……72
III.6.1 Introduction :……..72
III.6.2 Prédimensionnement :……72
III.6.3 Charges permanentes et charges d'exploitation :……...73
III.6.3.1 Charges permanentes G……..73
III.6.3.2 Poids de la machine supportée :……..73
III.6.3.3 La charge d'exploitation :……...74
III.6.4 Méthode de calcul :……...74
III.6.4.1 Principe de calcul:……..74
III.6.5 Calcul du ferraillage :……75
III.6.6 Vérification à l'E.L.S:……77
III.6.7 Vérification du poinçonnement :……...77

CHAPITRE IV :
IV.ETUDE DYNAMIQUE……..79
IV.1 Introduction :……..79
IV.2 Caractéristiques dynamique de la structure:……79
IV.2.1 Centre de masse :……...79
IV.2.2 Centre de torsion :……..80
IV.2.3 Calcule d'excentricité selon RPA 99 version 2003 [Art 3.5.1-a] :……81
IV.3 Etude dynamique :……...83
IV.3.1 Introduction :……83
IV.3.2 but de l'étude dynamique:……83
IV.3.3 choix de la méthode du calcul dynamique:……..84

IV.3.4 Caractéristique dynamique :……86
IV.3.5 vérification réglementaire :……..88
a)Vérification des périodes :…… 88
b) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Art 4.3.6) :……89
c)Vérification des déplacements : 90
d) Vérification de la stabilité au renversement : 91
e) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :……...94

CHAPITRE V :
V.1 INTRODUCTION :……...96
V.2. Ferraillage des poutres :……96
V.2.1 Introduction :……...96
V.2.2. Recommandation du R.P.A99 :……..97
V.2.2.1 Armatures longitudinales : 97
V.2.2.2 Armatures transversales : 97
V.2. 3 Verification des contraintes a l'etat limite de service :……99
V.2.4 Justification vis-a-vis de l'effort tranchant :……102
V.2.5 Calcul des armatures transversales :……103
V.2.6 Verification de la fleche :……104
V.3 FERRAILLAGES DES POTEAUX:……107
V.3.1 Introduction:……107
V.3.2 Etat limite de stabilite de forme :……107
V.3.3 Determination des armatures longitudinales :……..108
V.3.4 Verification des contraintes a l'ELS :……...109
V.3.5 Justification de la contrainte de cisaillement :……110
V.3.6 Determination des armatures transversales :……110
V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :……103
V.4.1. Introduction:……103
V.4.2. Les hypotheses de conception des voiles :……...103
V.4.3. La disposition des voiles :……114
V.4.4. Les demarches a suivre pour le calcul d'un voile : ……114
V.4.5 Methode de calcul:……116
V.4.6 Recommandations des reglements:……117
V.4.7 Armatures verticales:……119
V.4.8 Les armatures horizontales:……123

CHAPITRE VI :
VI.1. Introduction :……..126
VI.2. Étude de la fondation :……...126
VI.2.1 Generalite :……...126
VI.2.2. Choix de type de la fondation :……...127
VI.2.3.Dimensionnement et calcule des semelles:……..……....128

VI.2.3.1. Les semelle filantes sous voiles: 128
VI.2.3.2.les semelles isolees:……..... 131
VI.2.3.3.Les semelles croises sous poteau …… …..……132
VI.2.3.4.Ferraillage des semelles fillantes: 133
VI.3. MUR DE SOUTENEMENT :……...142
VI.3.1. Dimensionnement :……142
VI.3.2. Determination des sollicitations :…….143
VI.3.3. Methode de calcul:…….143
VI.3.4. Combinaisons d'actions :……144
VI.3.5. Ferraillage des voiles peripheriques :…..144

Liste des tableaux

CHAPITRE I :

CHAPITRE II :

Tableau II.1 *Charges permanentes (dalle pleine)*

Tableau II.2 *Charges permanentes (corps creux)*

Tableau II.3 *Charges permanentes (dalle pleine) de terrasse*

Tableau II.4 *Charges permanentes (corps creux) de terrasse*

Tableau II.5 *charges permanentes du mur double cloison*

Tableau II.6 *charges permanentes du mur simple cloison*

Tableau II.7 *de descente des charges*

Tableau II.8 *Choix des sections des poteaux*

Tableau II.9 *Les charges et surcharges*

Tableau II.10 *: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau*

CHAPITRE III :

Tableau III.1: *Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère*

Tableau III.2: *Dimensions et caractéristiques de*

Tableau III.3 *les moments et les efforts tranchants à ELU des poutrelles à six travées (RDC)*

Tableau III.4 *les moments à ELS des poutrelles à six travées (RDC)*

Tableau III.5 *les moments et les efforts tranchants à ELU des poutrelles à deux travées*

Tableau III.6 *les moments à L'ELS des poutrelles à deux travées (RDC)*

Tableau III.7 *les moments et les efforts tranchants des poutrelles à deux travées (terrasse et étage courant) à L'ELU*

Tableau III.8- *Calcul des moments des poutrelles à deux travées (terrasse et étage courant) à L'ELS :*

Tableau III.9 *les moments et les efforts tranchants des poutrelles à deux travées (terrasse et étage courant) à L'ELU*

Tableau III.10 *Calcul des moments des poutrelles à deux travées (terrasse et étage courant) à L'ELS*

Tableau III.7 *Les moments et les efforts tranchants max de chaque type des poutrelles (RDC)*

Tableau III.8 *Section d'armatures longitudinales des poutrelles (RDC)*

Tableau III.9 *Section d'armatures longitudinales des poutrelles (terrasse et étage courant)*

Tableau III.10 *Vérification de contrainte de cisaillement*

Tableau III.11 *: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement*

Tableau III.12 *Vérification à l'ELS*

Tableau III.13 *Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier intérieur*

Tableau III.14 *Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier intérieur.*

Tableau III.15 *Combinaison des charges pour l'escalier intérieur*

Tableau III.16 *Combinaison des charges pour l'escalier de RDC*

Tableau III.17 *Combinaison des charges pour l'escalier intérieur type3*

Tableau III.18 *Sections des armatures principales des escaliers.*

Tableau III.19 *Vérification à l'E.L.S*

Tableau III.20. : *Les combinaisons des charges à ELU et ELS*

Tableau III.21 : *Ferraillage du Balcon.*

Tableau III.22 : *Vérification des contraintes*

Tableau III.23: *Travail externe*

Tableau III.24: *Travail interne*

Tableau III.25: *Les données*

Tableau III.26 *: Calcul des sections d'acier de la dalle*

Tableau III.27 : *Vérification des contraintes*

Tableau III.28 : *Les combinaisons des charges à ELU et ELS*

Tableau III.29 : *Ferraillage du Balcon.*

Tableau III.30 : *Valeurs des armateurs transversales*

Tableau III.31: *Vérification des contraintes*

Tableau III.32: *Charges permanentes G (dalle machine)*

Tableau III.33: *Poids de la machine supportée*

Tableau III.34: *Différente charges*

Tableau III.35:*ferraillage de la dalle*

Tableau III.36:*Vérification à l'E.L.S*

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1 : *Centre de masse*

Tableau IV.2 : *Centre de rigidité*

Tableau IV.3 : *Calcule de l'excentricité*

Tableau IV. 4 : *Calculs du facteur qualité*

Tableau IV.5 : *Périodes et facteurs de participation massique*

Tableau IV.6 : *Vérification des périodes*

Tableau IV.7 : *Vérification des déplacements*

Tableau IV.8 : *Forces sismiques*

Tableau IV.9 : *Moment de reversement*

Tableau IV.10 : *Vérification l'effet P-Δ sens X*

Tableau IV.11 : *Vérification l'effet P-Δ sens Y*

CHAPITRE V :

Tableau V.1 *différentes caractéristiques de béton et d'acier*

Tableau V.2 *ferraillages des poutres sens X-X en travée et aux appuis.*

Tableau V.3 *ferraillages des poutres sens (Y-Y) en travée et aux appuis*

Tableau V.4 *ferraillages des poutres (X-X) en travée et aux appuis à L'ELS*

Tableau V.5 *ferraillages des poutres (Y-Y) en travée et aux appuis à L'ELS*

Tableau V.6 : *Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres (X-X*

Tableau V.7 : *Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres (Y-Y*

Tableau V.8 *Valeurs des armateurs transversales*

Tableau V.9: *Vérification de la flèche des poutres*

Tableau V.10 *Les Armatures longitudinaux des poteaux*

Tableau V.11: *Valeurs des contraintes à l'E.L.S*

Tableau V.12: *Valeurs des contraintes limites de cisaillement*

Tableau V.13: *Armatures transversales des poteaux*

Tableau V.14 : *Les valeurs du rapport* (l_f / l_0) *dans un mur non raidi latéralement*

Tableau V.15 *: Ferraillage verticale du voile 1*

Tableau V.16 *: Choix des barres d'aciers*

Tableau V.17 *: Ferraillage verticale du voile 2*

Tableau V.18 *: Choix des barres d'aciers*

Tableau V.19 *: Ferraillage verticale du voile 3*

Tableau V.20 *: Choix des barres d'aciers*

Tableau V.21 *: Ferraillage verticale du voile 4*

Tableau V.22 *: Choix des barres d'aciers*

Tableau V.23 *: Ferraillage verticale du voile 5*

Tableau V.24 *: Choix des barres d'aciers*

Tableau V.25 *: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles*

Tableau V.26 *: Calcul des armatures horizontales des voiles pleins ainsi leurs espacements*

CHAPITRE V :

Tableau VI.1 : *Inertie et centre de gravité du radier*

Tableau VI.2 : *Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E*

Tableau VI.3 : *Contraintes sous le radier à l'ELU*

Tableau VI.4 : *Contraintes sous le radier à l'ELS*

Tableau VI.5 : *ferraillage des panneaux*

Tableau VI.6 : *vérification des contraintes de L'ELS*

Tableau VI.7 : *valeurs des efforts à L'ELU*

Tableau VI.8 : *valeurs des efforts à L'ELS*

Tableau VI.9 : *calcul le ferraillage*

Tableau VI.10 : *vérification des contraintes de L'ELS*

Tableau VI.11 : *calcul des armatures transversales*

Tableau VI.12 : *Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU*

Tableau VI.13 : *Vérification des contraintes à l'ELS*

Listes des figures

FIGURE I :

Figure I.1 : *Diagramme contrainte –déformation du béton*

Figure I.2 : *La contrainte limite de l'acier*

FIGURE II :

Figure II.1 : *plancher à corps creux*

Figure II.2 : *corps creux*

Figure II.3 : *plancher type courant*

Figure II.4 : *plancher terrasse.*

Figure II.5 : *Dimensionnement de la poutre*

Figure II.6 : *Flèche maximale de la poutre*

Figure II.7 : *Charges supportées par la poutre principale (plancher courant)*

Figure II.8 : *Charges supportées par la poutre principale (plancher courant)*

Figure II.9 : *Charges supportées par la poutre principale (plancher courant)*

Figure II.10 *Les charges et surcharges du poteau*

Figure II .11*: Coupe de voile en plan (gauche)*

FIGURE III :

Figure III.1: *L'acrotère*

Figure III.2: *Section de béton armé à l'E.L.U*

Figure III.3: *Ferraillage de l'acrotère*

Figure. III.4: *Dimensionnement de la poutrelle*

Figure. III.5 : *Poutrelle avant coulage*

Figure. III.6*: choix de disposition des étaiements*

Figure III.7 : *Les moments et les efforts tranchant dans la poutrelle à six travées (ELU)*

Figure III.8 : *Les moments dans la poutrelle à six travées (ELS)*

Figure III.9 : *Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)*

Figure III.10 : *les moments à L'ELS des poutrelles à deux travées (RDC)*

Figure III.11: *Ferraillage des poutrelles (pour la terrasse et l'étage courant)*

Figure III.12 : *Ferraillage des poutrelles (pour RDC)*

Figure III.13 : *Modélisation d'escaliers intérieurs*

Figure III.14 : *Diagramme des sollicitations de l'escalier type 1 à l'E.L.U*

Figure III.15 : *Diagramme des sollicitations de l'escalier type 1 à l'E.L.S*

Figure III.16 : *Modélisation d'escaliers type2*

Figure III.17 : *Diagramme des sollicitations de l'escalier type2 à l'E.L.U*

Figure III.18 : *Diagramme des sollicitations de l'escalier type2 à l'E.L.S*

Figure III.19 : *Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 3) à l'E.L.U*

Figure III.20 : *Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 3) à l'E.L.S*

Figure III.21 : *Dimensions du balcon*

Figure III.22 : *Schéma statique*

Figure.III.23 *: Diagramme du moment fléchissant à ELU*

Figure.III.24 : *Digramme de l'effort tranchant à ELU*

Figure.III.25 : *Diagramme du moment fléchissant à ELS*

Figure III.26 *: Forme de la dalle pleine*

Figure III.27 : *Schéma statique*

Figure.III.28 : *Diagramme du moment fléchissant à ELU*

Figure.III.29 : *Digramme de l'effort tranchant à ELU*

Figure.III.30 : *Diagramme du moment fléchissant à ELS*

Figure III.31 : *La dalle machine*

Figure III.32 : *Poids de la machine supportée*

Figure III.33 : *Ligne de la rupture d'une dalle machine*

Figure III.34 : *Schéma de la vérification du poinçonnement*

FIGURE IV :

Figure IV.1 : *position du centre de masse et de torsion (niveau terrasse)*

NOTATIONS:

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min} :Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

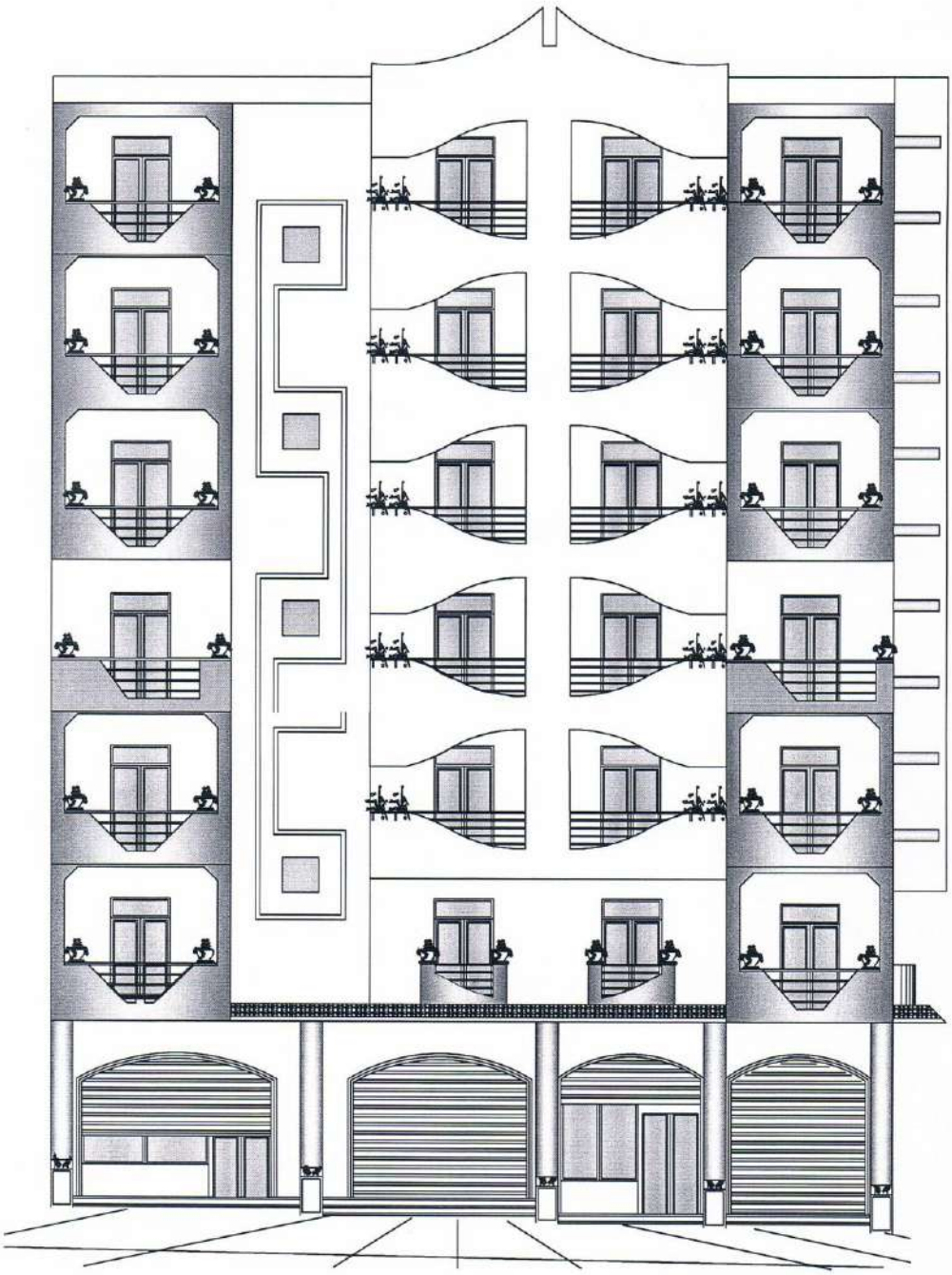
M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

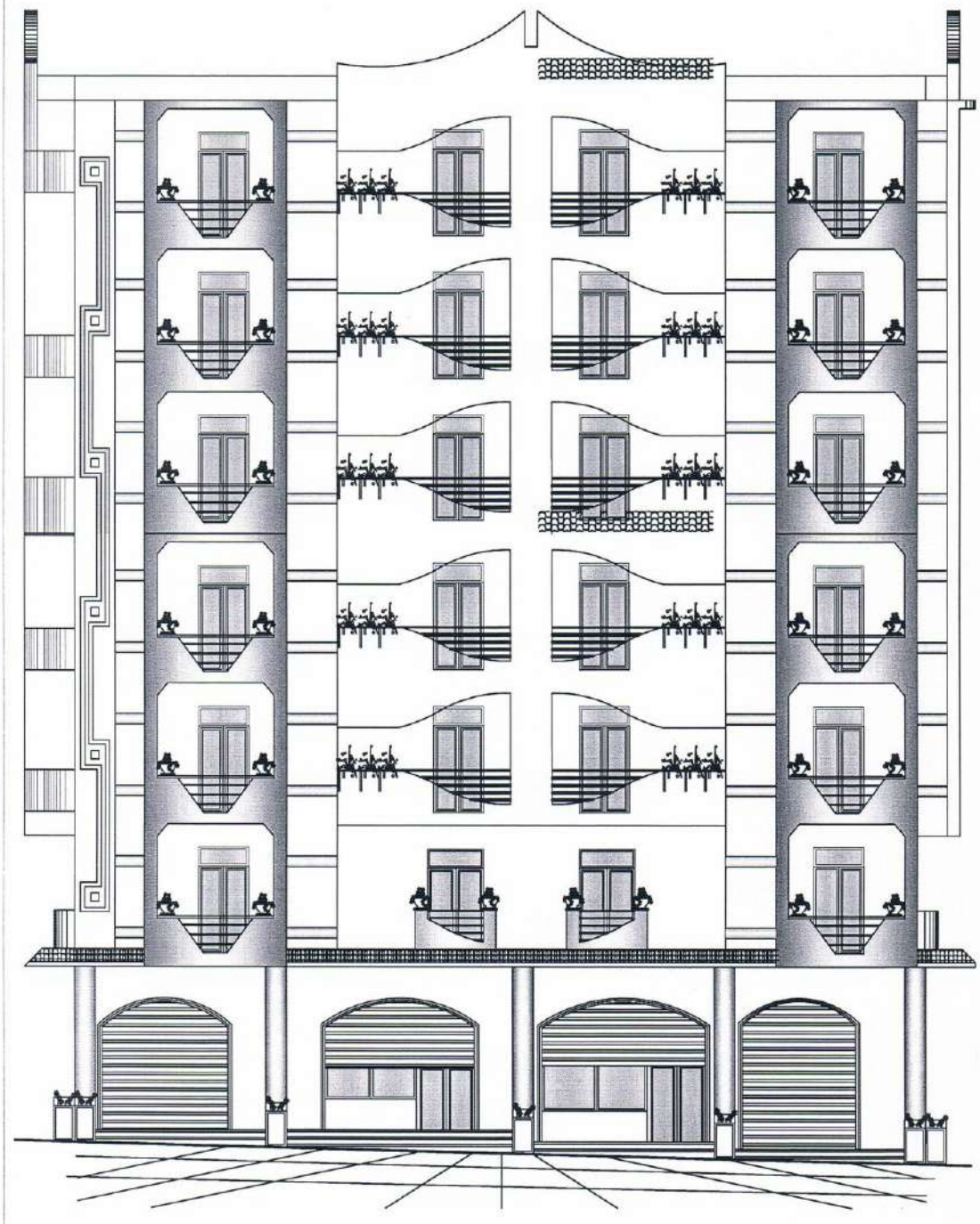
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

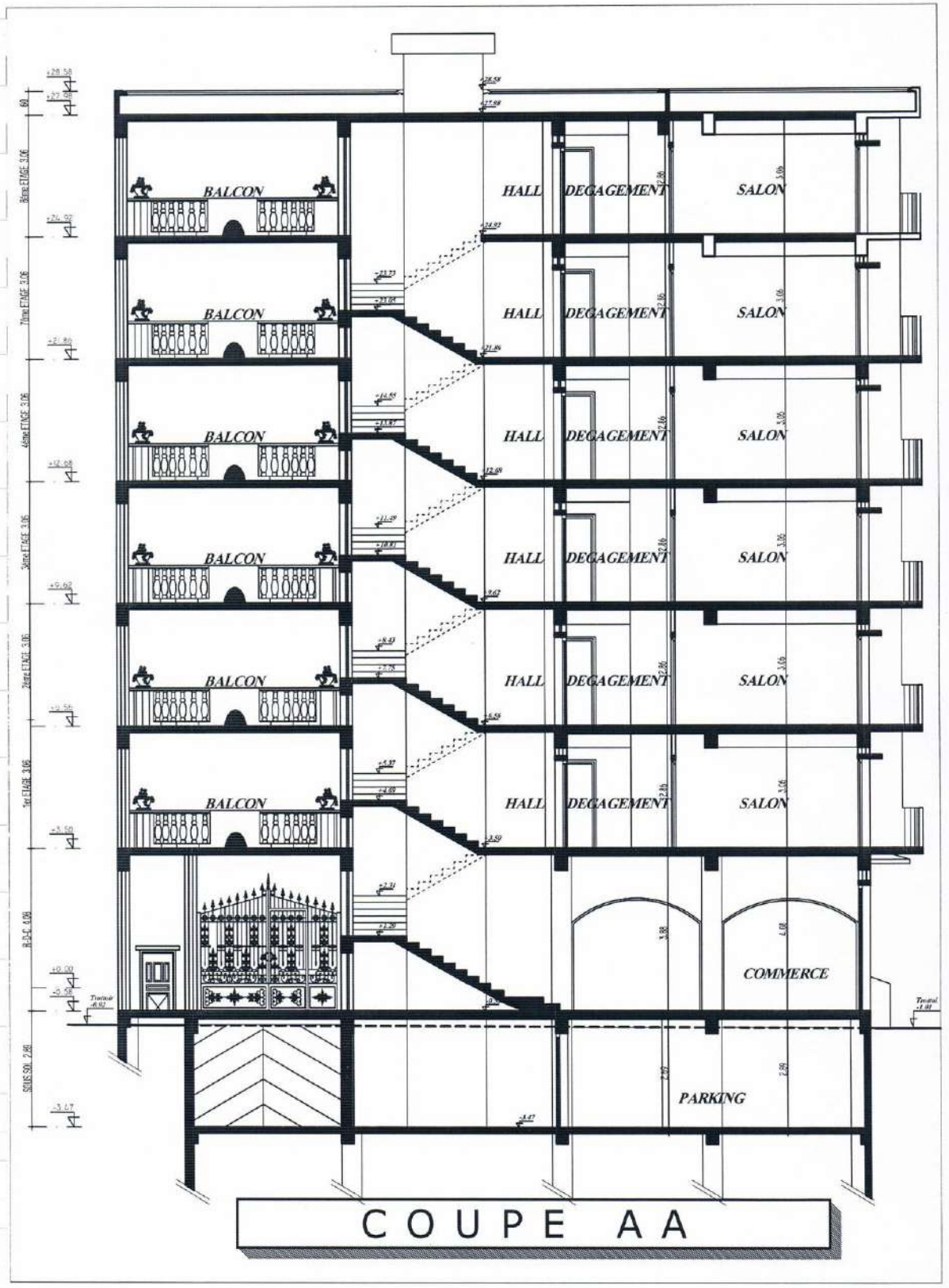
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '



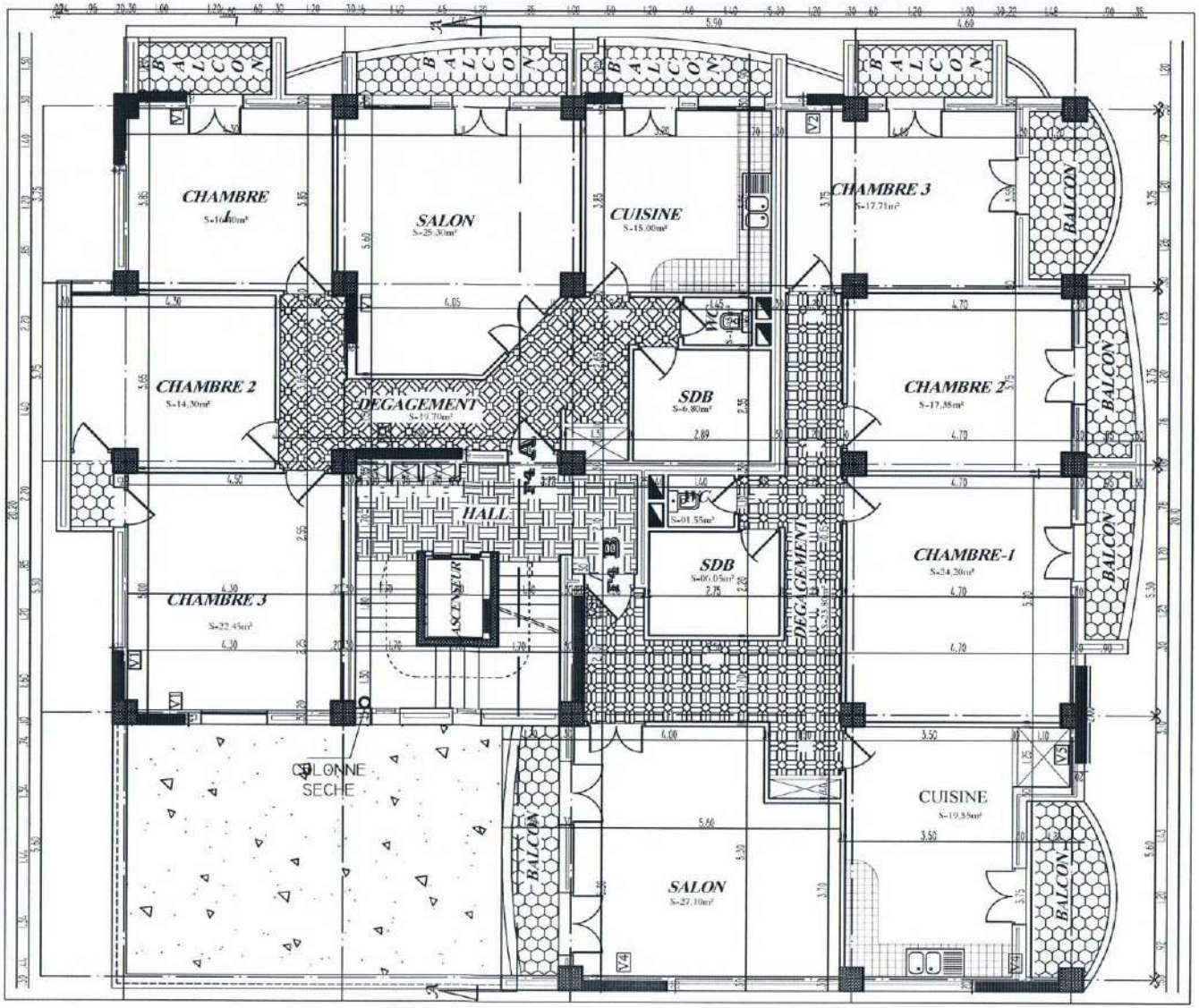
FACADE PRINCIPALE



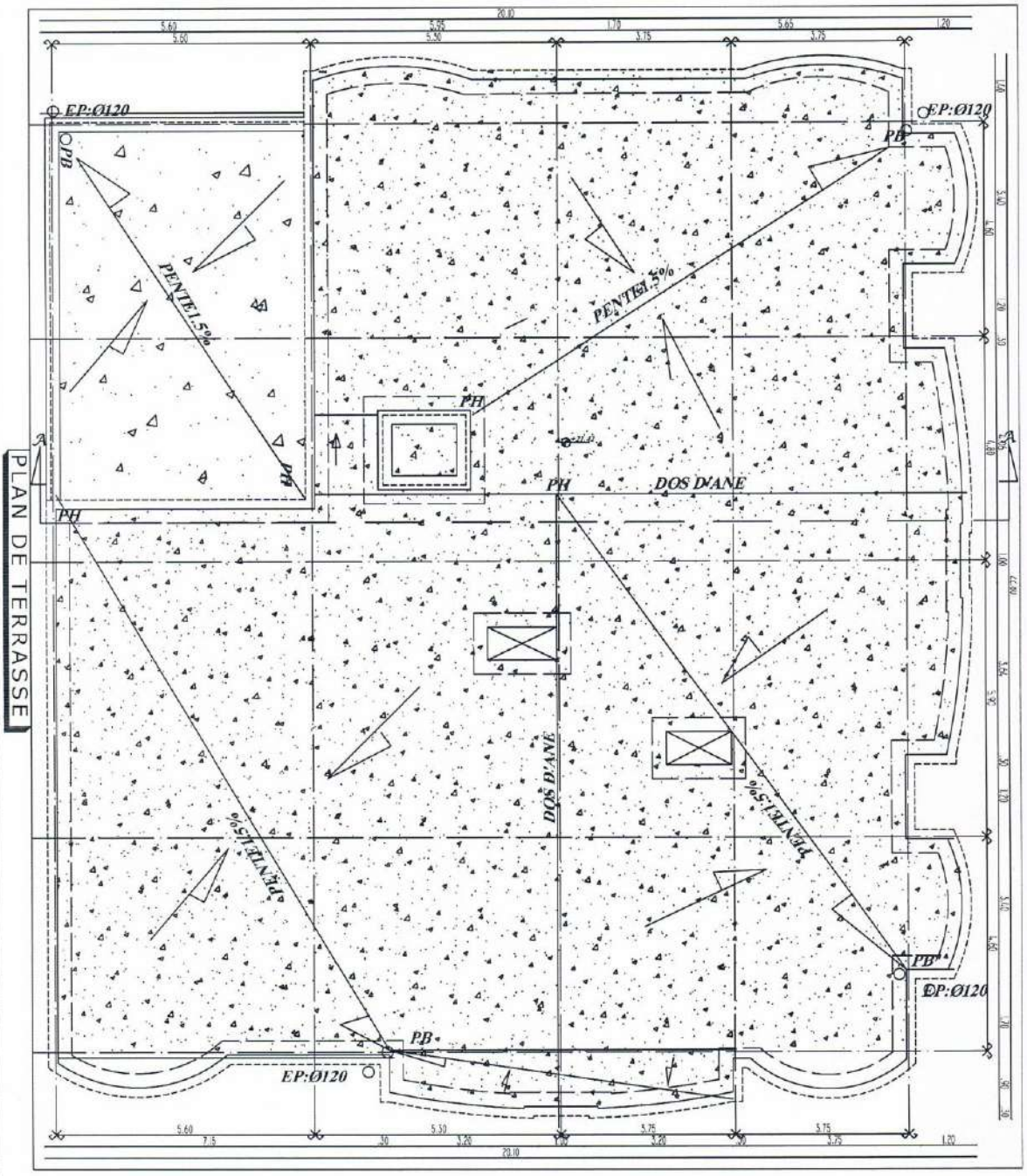
FACADE LATERALE

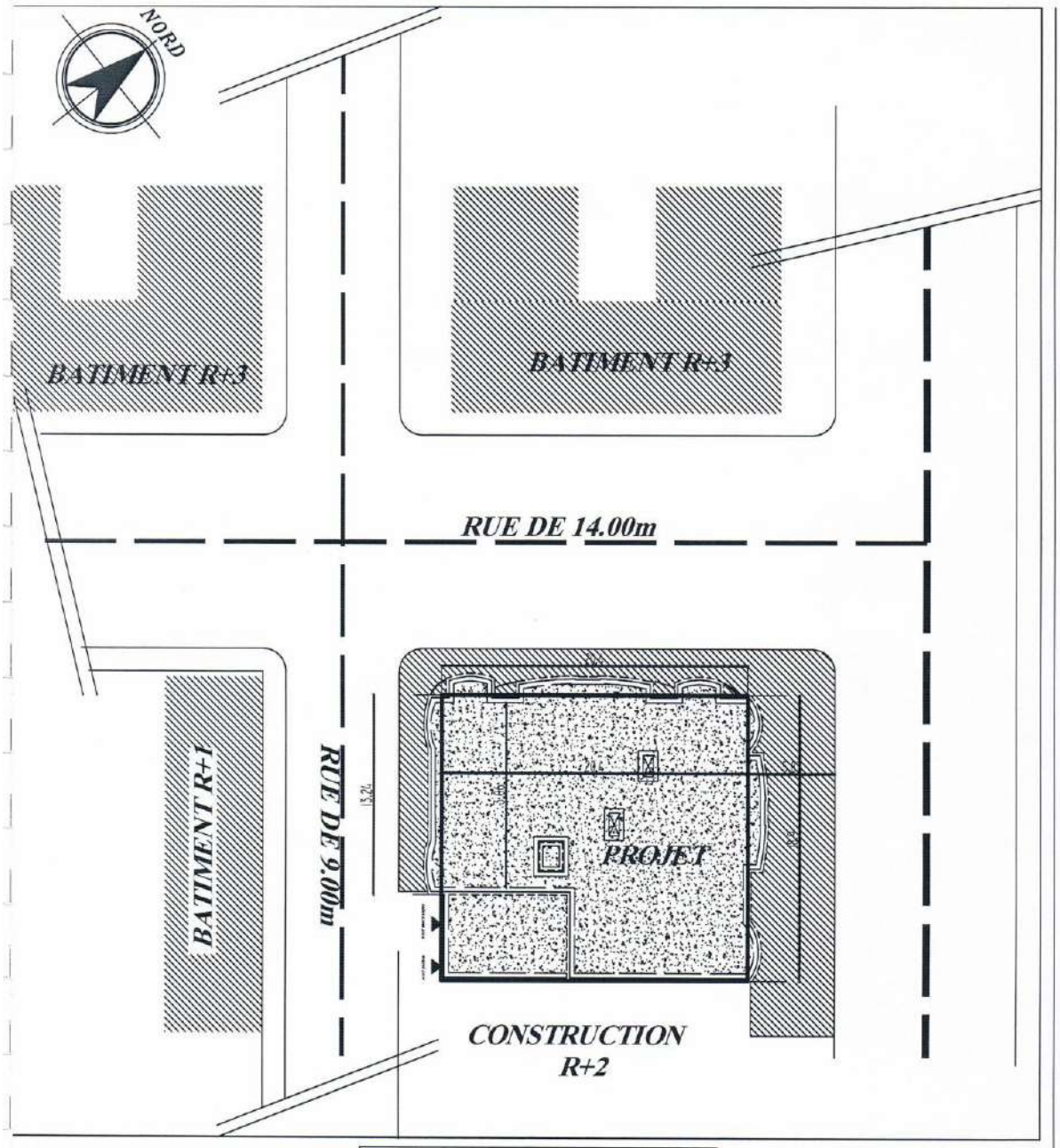


COUPE AA

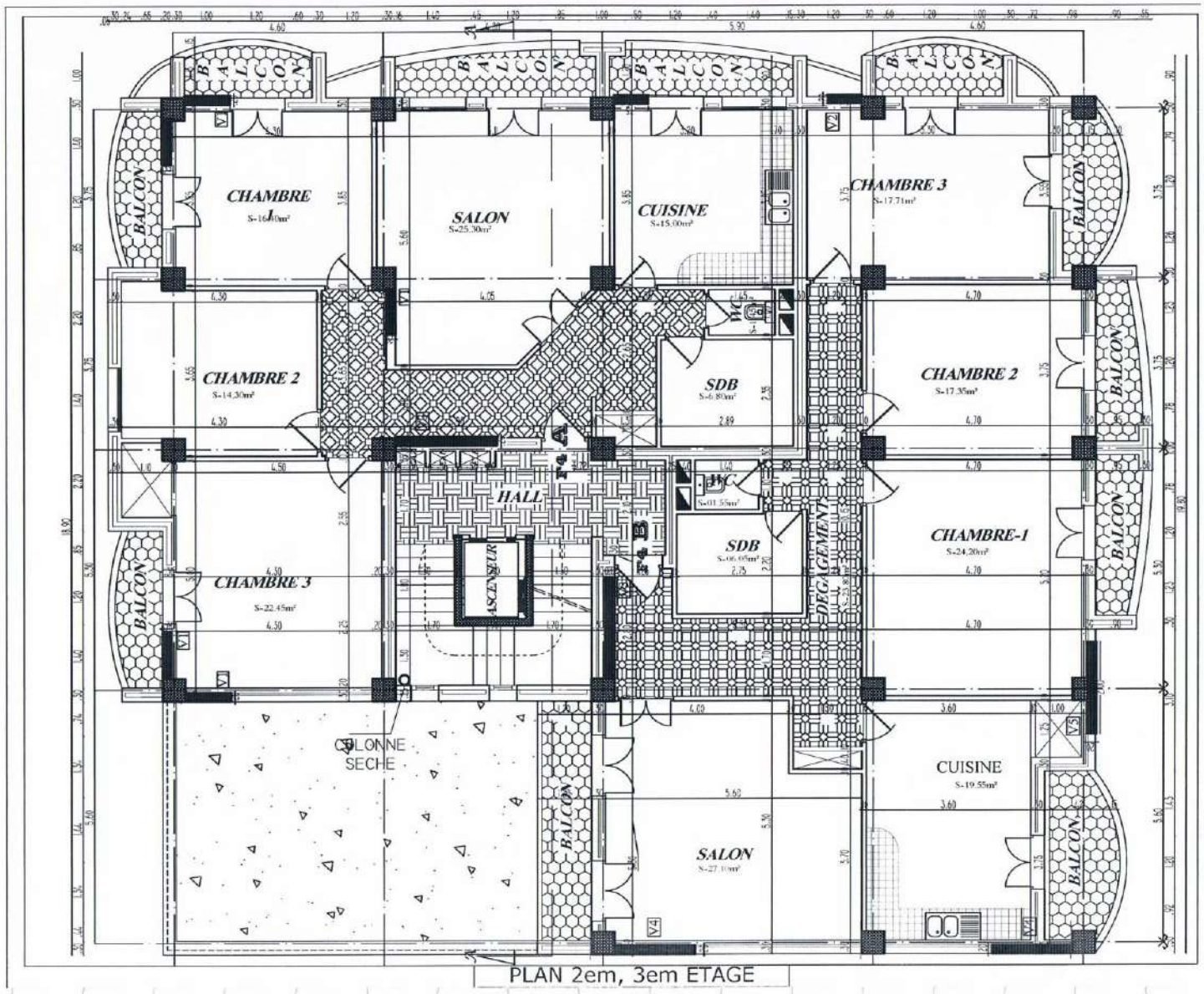


PLAN4em,5em, 6em ETAGE


PLAN DE TERRASSE
EP:Ø120
EP:Ø120
PB
PB
PENTE1.5%
PENTE1.5%
PH
PH
PH
DOS D'ANE
DOS D'ANE
PENTE1.5%
PENTE1.5%
PB
PB
EP:Ø120
EP:Ø120



PLAN DE MASSE


CHAMBRE
S=16.80m²
SALON
S=25.30m²
CUISINE
S=15.00m²
CHAMBRE 3
S=17.71m²
CHAMBRE 2
S=14.30m²
SDB
S=6.80m²
CHAMBRE 2
S=17.35m²
HALL
WC
S=01.55m²
SDB
S=06.05m²
DEGAGEMENT
CHAMBRE-1
S=24.20m²
CHAMBRE 3
S=22.45m²
ASCENSEUR
COLONNE SECHE
CUISINE
S=19.55m²
SALON
S=27.10m²
BALCON
PLAN 2em, 3em ETAGE

CHAPITRE I

I.1. INTRODUCTION GENERALE :

Le développement des techniques et du savoir faire dans les différents domaines, et notamment dans le secteur de la construction a donné une avancée importante dans le secteur de la construction, surtout avec la venue des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton précontraint, constructions métalliques).

Les études techniques ou d'engineering, ainsi que les observations faites sur le comportement des structures ont montrées en général que les constructions métalliques présentent un meilleur comportement vis-à-vis d'une excitation sismique vu son poids léger et la grande ductilité quelle possède. D'où les constructions en béton armé ont un comportement dynamique dépendant du type de structure (portique auto stable, structure à voiles ou mixte).

I.2. PRESENTATION DU PROJET DE FIN D'ETUDE :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un ouvrage (RDC+6+Sous-sol) en béton armé à contreventement mixte voiles-portique, à usage d'habitation. Dont le RDC destiné à l'usage commerciale.

Le bâtiment sera implanté à la périphérie de la wilaya de BLIDA « khazrona»». BLIDA est classée, selon le règlement parasismique algérienne (RPA-99 version 2003), comme une zone de forte sismicité (*zone III*).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003"

I.3. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

L'architecture retenue du bâtiment présente une irrégularité en plan, l'ossature est faite en voiles portiques (système de contreventement mixte).

Ce bloc est composé de 6 niveaux sur rez-de-chaussée et un sous-sol (R+6+SS).

I.4. CARACTERISTIQUES DU BATIMENT :

I.4.1 LES DIMENSIONS DES BLOCS DE BATIMENT EN PLAN ET EN ELEVATION :

- Longueur (suivant X) …….. **L = 20.40 m**
- Largeur (suivant Y) ……. **l = 18.90 m**
- Hauteur d'étage ……... **h = 3.06 m**
- Hauteur de RDC ……. **hr=4.08 m**
- Hauteur de sous-sol …… **hs=2,89 m**
- Hauteur totale du bâtiment …….. **H = 25.33 m**

I.4.2 OSSATURE:

L'ossature du bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après (*RPA 99 version 2003*) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles » (type 4a).

I.4.3 PLANCHER :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- plancher dalle pleine.
- plancher corps creux.

I.4.4 MAÇONNERIE :

Murs extérieurs :

Ils sont composés de :

Double parois en briques (*10 cm* et *15 cm* d'épaisseur) séparées par une âme d'air de *5 cm* d'épaisseur.

I.4.5 L'ACROTERE:

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé coulé sur place, dans notre bâtiment il y a un seul type d'acrotère.

I.4.6 LES ESCALIERS:

La circulation verticale est assurée avec des escaliers droit constitué de paliers et 3 paillasses, relie le RDC jusqu'à 8ème étage.

I.4.7 INFRASTRUCTURE :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

Selon le rapport de sol, La construction sera fondée sur un sol ferme d'une contrainte admissible de 2 bars.

I.5. CARACTERISTIQUE MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.5.1. BETON ARME :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.1.1. RESISTANCE DU BETON :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

A- Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression «*J*» jours, généralement à *28* jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de *200,96 cm²* de section et de *32 cm* de hauteur.

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \leq 40\ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} > 40\ Mpa$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25\ MPa$

B- Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté « *a* » et de longueur « *4a* » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \qquad (MPa)$$

$f_{c28} = 25\ MPa$, on trouve $f_{tj} = 2{,}1\ MPa$

C. Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{ij}(Mpa) = 11000(f_{cj})^{1/3}$$

Où : f_{cj} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en Mpa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égale à :

$$E_{Vj}[Mpa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{Vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}\ Mpa$$

D. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- E.L.U : $v = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- E.L.S : $v = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I.5.2. ACIERS :

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

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé :

- Ronds lisses (R.L) : *FeE235*
- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE400*
- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE500*
- Treillis soudés (TS) : *TLE520* $\varnothing = 6\ mm$ pour la dalle de compression.

I.5.2.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : $E_s = 2.10^5\ Mpa$

I.6. PRINCIPE DE CALCUL DU C.B.A.93 :

Il existe deux états limites :

✹ Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
- ♦ L'Equilibre statique
- ♦ La résistance de l'un des matériaux
- ♦ La stabilité de forme

✹ Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
- ♦ La compression du béton
- ♦ L'ouverture des fissures
- ♦ La déformation

➢ **E.L.U de résistance :**

I.6.1 CONTRAINTE DU BETON EN COMPRESSION :

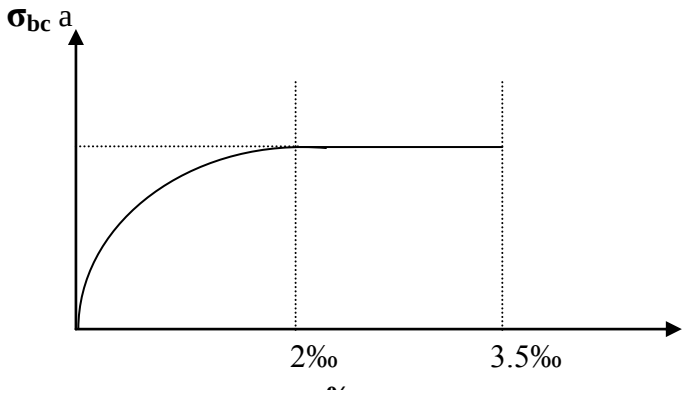


Figure I.1: Diagramme contrainte –déformation du béton.

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle ;

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.6.2. CONTRAINTE ULTIME DE CISAILLEMENT :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right)$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$

I.6.3. CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER:

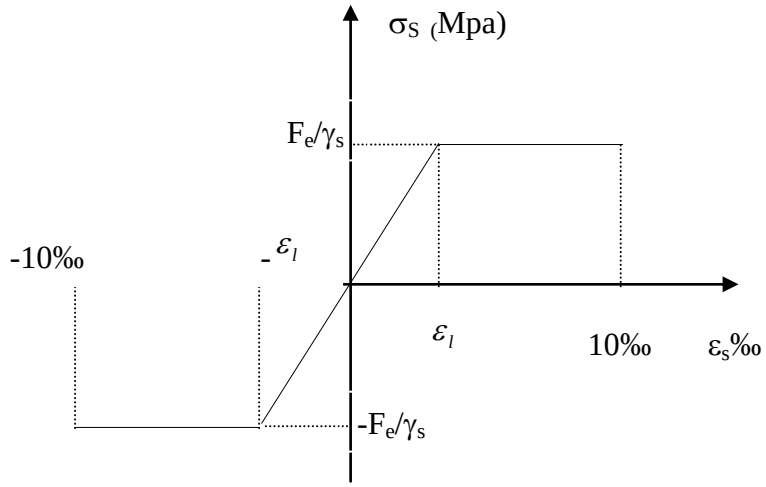


Figure I.2: La contrainte limite de l'acier.

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:

- $\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

- **A l'E.L.S :**

I.6.4 E.L.S DE COMPRESSION DE BETON :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}}$ =0.6 f_{cj} à l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$

I.6.5 E.L.S DE CONTRAINTE LIMITE DE L'ACIER :

Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2/3\, f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *[Mpa]*

Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e/2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *[Mpa]*

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

CHAPITRE II

II.1.INTRODUCTION :

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

II.2.1 PLANCHER A CORPS CREUX:

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le prédimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20)$$

Le règlement CBA93 n'exige que :

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

Avec :

L: longueur max de poutrelle entre nus des appuis.

En prenant la plus grande portée, nous aurons : L=3.25m

L = 3.25 m.

$(3.25/25) \leq h_t \leq (3.25/20)$ $13 \leq h_t \leq 16.25$ (cm).

Et $14.44 \leq h_t$ (cm)

On adoptera $h_t = 20$ cm telle que $h_t = d + e$

Où d= 16cm (hauteur de corps creux).

Et e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).



Figure II.1 plancher à corps creux**.**

Donc on adopte $\mathbf{h_t}$ **= (16+ 4) cm.** D'où le corps creux choisis a les dimensions suivantes :

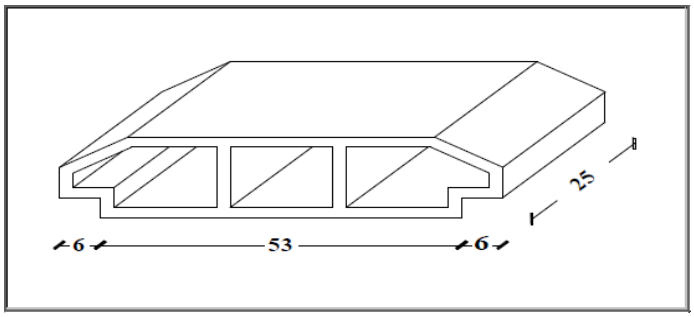


Figure II.2 corps creux**.**

II.2.2 DALLE PLAINE :

La structure présente un seul type de dalle pleine .

✓ condition de résistance :

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis, l'épaisseur "h" est déterminée comme suit :

$(Ly/45) \leq h \leq (Ly/40)$.

L_y =530 c*m*: la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

$$\frac{530}{45} \leq h \leq \frac{530}{40} \quad \Rightarrow \quad 11.77 \leq h \leq 13.25$$

✓ condition de Sécurité contre l'incendie :

h = 7cm : peut assurer un coupe - feu d'une heure.
h = 11cm : peut assurer un coupe - feu de deux heures.
h =17,5 cm : peut assurer un coupe - feu de quatre heures.

✓ condition de résistance à la flexion :

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable de la manière suivante : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$.

Où :
l_x : le plus petit coté de la dalle la plus défavorable.
l_y : le plus grand coté de la dalle la plus défavorable.

- Si $\alpha \leq 0{,}4$, la dalle porte sur un seul sens ; $e \geq \frac{l_x}{30}$.
- Si $\alpha > 0{,}4$, la dalle porte sur deux seul sens ; $e \geq \frac{l_x}{40}$.

Dans notre cas :

$$\begin{cases} l_x = 1.2\,\text{m} \\ l_y = 5.30\,\text{m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{1.2}{5.30} = 0{,}226 < 0{,}4\,.$$

Donc : $e > \frac{1.2}{30} = 0{,}04\,\text{m}$. $\Longrightarrow$ on optera pour : $e = 0{,}15\,\text{m}$.

Finalement on adopte **h = 15,00 cm.**

II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

II.3.1 PLANCHERS COURANT :

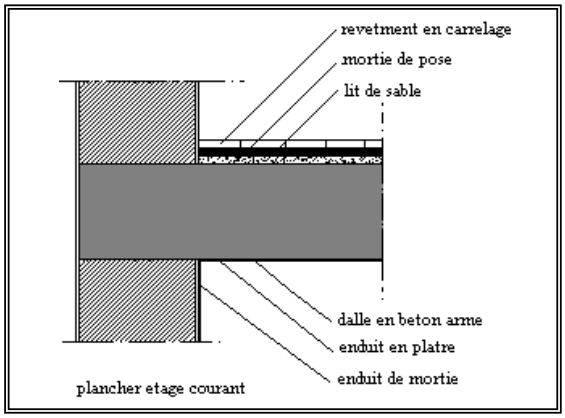


Figure II.3 plancher type courant.

II.3.1.1 Charges permanentes :

A- Dalle pleine (balcon) :

Tableau II.1 Charges permanentes (dalle pleine).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit mortier	0.02	10	0.20
Charge permanente «G »				5.33

B- Corps creux:

Tableau II.2 Charges permanentes (corps creux).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
	Mur simple cloison	0.14	-	1.62
4	Plancher (16 + 4)	0.16 + 0.04	-	2.80
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente «G »				6

II.3.1.2 Surcharges d'exploitation :

Le plancher courant à usage habitation : Q = 1.5 KN/m²

Pour les balcons : Q = 3.5 KN/m²

Et pour RDC (usage commerciale) : Q = 5 KN/m²

II.3.2 PLANCHERS TERRASSE :

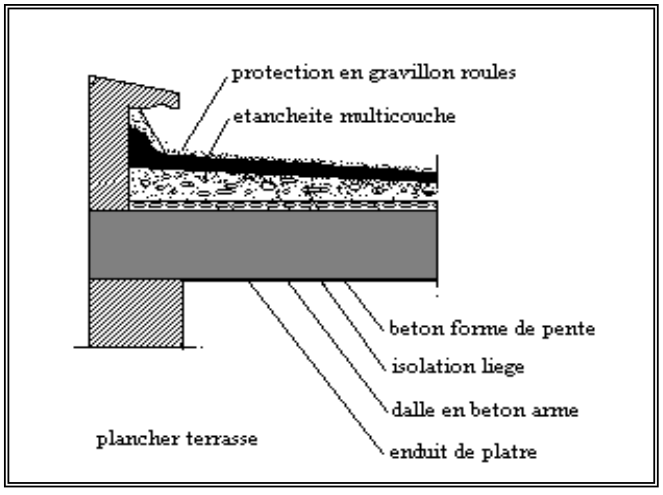


Figure II.4 plancher terrasse.

II.3.2.1 Charges permanentes:

A- dalle pleine :

Tableau II.3 Charges permanentes (dalle pleine) de terrasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé 15 /25	0.05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche (36S)	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.50
4	Forme de pente	0.1	22	2,2
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	par-vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente « G »				**8.04**

B- corps creux :

Tableau II.4 Charges permanentes (corps creux) de terrasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé 15 /25	0.05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche (36S)	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.50
4	Forme de pente	0.1	22	2,2
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	par-vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16 + 4)	0.16 + 0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente « G »				**7,09**

II.3.2.2 Surcharges d'exploitation :

La plancher terrasses inaccessibles Q = 1 KN/m²

II.3.3 MAÇONNERIE :

II.3.3.1 Murs double cloison :

Tableau II.5 charges permanentes du mur double cloison

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
3	Brique creuse	0.10+0,15	9	2.25
4	Lame d'air	0.05	/	/
Charge permanente « G »				**2.81**

II.3.3.2 Murs simple cloison :

Tableau II.6 charges permanentes du mur simple cloison

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Lame d'air	0.05	/	/
Charge permanente « G »				**1.46**

II.4 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le règlement ***CBA 93***, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien ***(RPA99 version 2003)***; elles doivent vérifier aussi la flèche qui s'effectue à l'aide des formules données par la *RDM*.

-Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

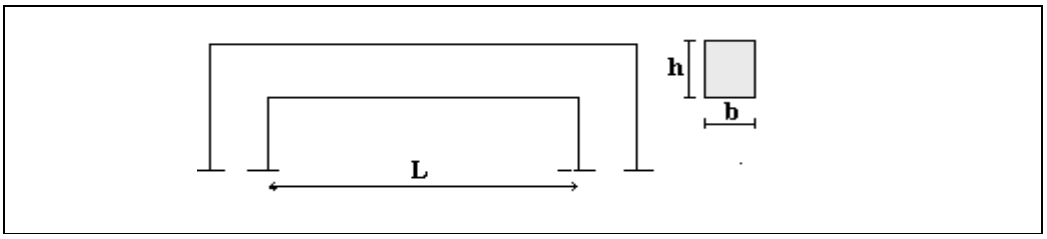


Figure II.5 Dimensionnement de la poutre

La hauteur « h » peut être estime dans la fourchette suivante :

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

La largeur « b » peut être estime dans la fourchette suivante:

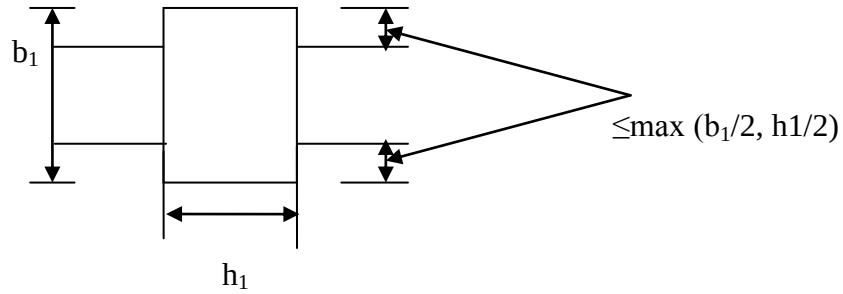
$$0.3\,h \leq b \leq 0.7h$$

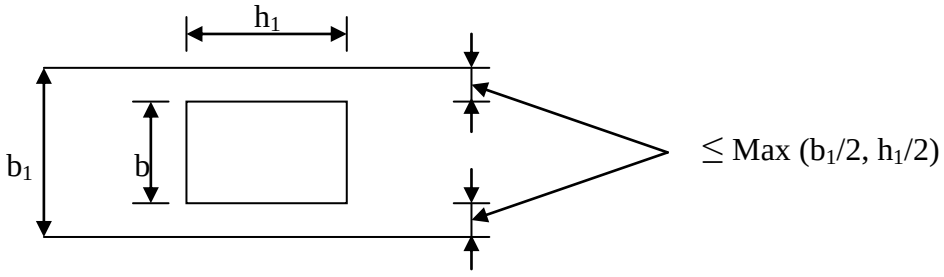
Vérification d'après le RPA99-2003

- $b \geq 20cm$
- $h \geq 30cm$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{max} \leq (1.5h + b_1)$
- $e \leq \max(b1/2 ; h1/2)$

b1 : la largeur du poteau

h1 : la hauteur du poteau





On a L_{max}= 5.60 m, alors

560/15≤ h ≤ 560/10 $\Rightarrow$ 37.33 ≤ h ≤ 56 on prend h = 50 cm

16.5 ≤ b ≤ 38.5 (cm) on prend b = 30cm

Vérification selon le R .P.A 99 –version 2003:

- b = 30 > 20 cm (c.v)
- h = 50 > 30 cm (c.v)
- h/b = 1.66 ≤ 4 (c.v)
- b_{max}≤(1.5*50+50) ⇔ b_{max}≤125 cm (cv)
- e≤ max (b1/2 ; h1/2) =25 cm

e= b1-b = 50-30 =20 ≤ 25 cm (cv)

Vérification de la flèche:

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par :

$$f_{max} \le \overline{f} \quad \begin{cases} \overline{f} = 0{,}5 + \dfrac{L_{(cm)}}{1000} & \text{Si} \quad L > 5\,\text{cm} \\ \overline{f} = \dfrac{L_{(cm)}}{500} & \text{Si} \quad L < 5\,\text{cm} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément repartie la flèche maximale est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$ (Flèche maximale de la poutre)

Avec :

L : la portée de la poutre

q : la charge uniformément repartie déterminée à l'E.L.S (q= G+Q).

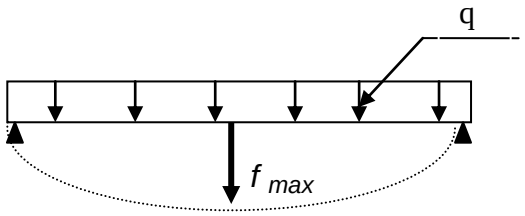


Figure II.6 Flèche maximale de la poutre

Pour la vérification de la flèche on prendre la poutre la plus sollicitée.

$$L = 5.40\,m > 5\,m \Rightarrow F_{limite} = \frac{L}{1000} + 0.5cm = 10.4\,mm$$

a) plancher courant :

Charges revenantes à la poutre :

Poids propre de la poutre : Gp = 0.3 x 0.50 x 25 = 3.75 KN/ml.

Poids propre du plancher :

$G_{plancher}$ =6x (3.75-0.3)=20.7KN/ml.
$Q_{plancher}$=1.5x(3.75)=5.62KN/ml

Poids total: $q_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ =30.07KN/ml.
F = 1.03mm < F_{imite}= 10,35 mm (cv).

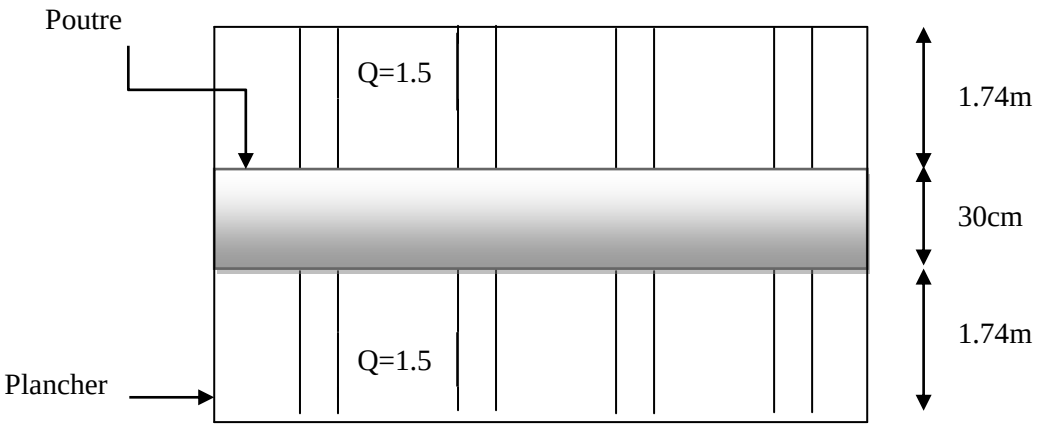


Figure II.7 Charges supportées par la poutre principale (plancher

b) plancher terrasse :

Charges revenantes à la poutre :

Poids propre de la poutre : Gp = 0.3 x 0.5 x 25 = 3.75 KN/ml.

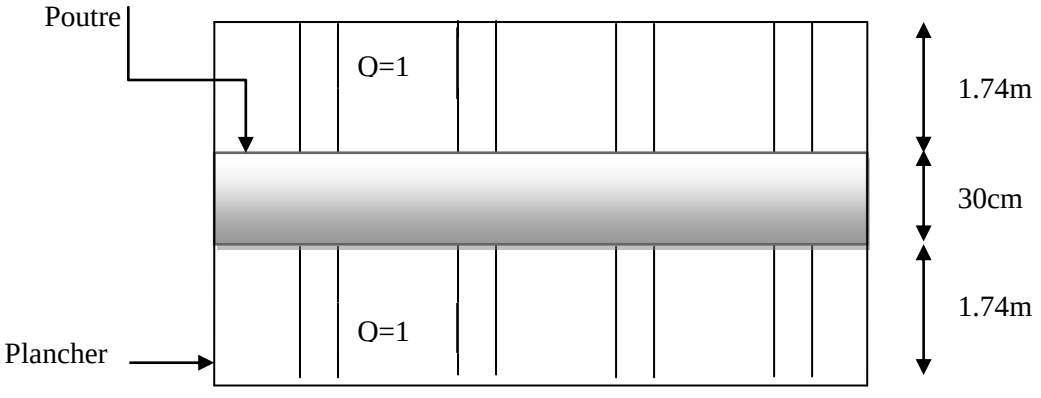


Figure II.8 Charges supportées par la poutre principale (plancher

Poids propre du plancher :

$G_{plancher}$ =7.09x (3.75-0.3)=24.46KN/ml.

$Q_{plancher}$=1x(3.75)=3.75KN/ml

Poids total: $q_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ =31.96KN/ml.

F = 1.1mm < F_{imite}= 10,40 mm (cv).

c) plancher courant (RDC) :

Charges revenantes à la poutre :

Poids propre de la poutre : Gp = 0.3 x 0.50 x 25 = 3.75 KN/ml.

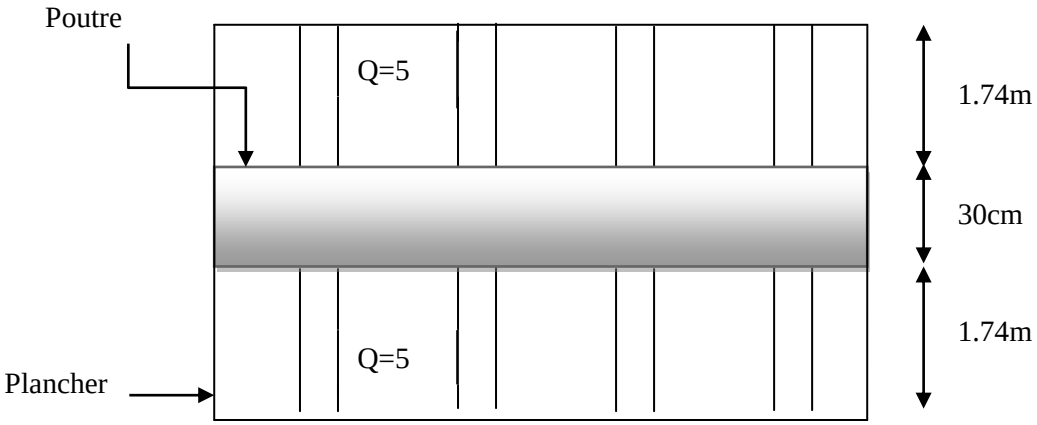


Figure II.9 Charges supportées par la poutre principale (plancher courant)

Poids propre du plancher :

$G_{plancher}$ =6x (3.75-0.3)=20.7KN/ml.

$Q_{plancher}$=5x(3.75)=18.75KN/ml

Poids total: $q_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ =43.2KN/ml.

F = 1.48 mm < F_{imite}= 10,40 mm (cv).

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

Donc on adoptera pour les poutres principales et secondaires la section **(30 * 50) cm².**

II.5 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante [1] :

$$N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

N_{ult} : Effort normal maximal à ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale

Br : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2 cm ;

γ_b=1,50 et γ_s = 1.15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

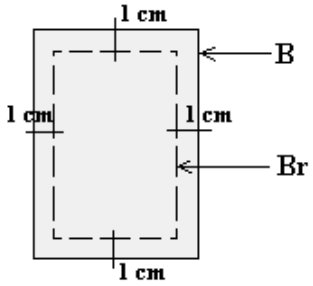
f_{c28} et fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par [1] :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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



L_f**:** Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

- $i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \dfrac{b.h^3}{12}$ (poteau carré).

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

II.5.1 Descente des charges (bloc A ; b) :

On calcul les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire Pour déterminer les surcharges d'exploitation, on adopte la loi de dégression suivante :

Les surcharges des planchers sont différentes :

Tableau II.7 évaluation des charges d'exploitation portées par les planchers

NIVEAU	Dégression	Q cum (kN/m²)
Sous la terrasse	Q_0	**1,00**
Sous le 6eme étage	$Q_0 + Q_1$	**2.50**
Sous le 5eme étage	$Q_0 + 0{,}95(Q_1 + Q_2)$	**3.85**
Sous le 4eme étage	$Q_0 + 0{,}90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	**5.05**
Sous le 3eme étage	$Q_0 + 0{,}85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	**6.10**
Sous le 2eme étage	$Q_0 + 0{,}80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	**7.00**
Sous le 1er étage	$Q_0 + 0{,}75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	**7.75**
Sous le RDC	$Q_0 + 0{,}7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	**10.8**

✓ Choix des sections des poteaux :

Tableau II.8 Choix des sections des poteaux

Niveau	Sections (cm^2)
Sous sol, RDC, 1ere ,2eme et 3eme étages	(50×50)
4eme, 5eme et 6eme étages	(45×45)

✓ Les charges et surcharges :

Le poteau la plus sollicitée est intermédiaire est résiste sur : S=24.00 m^2

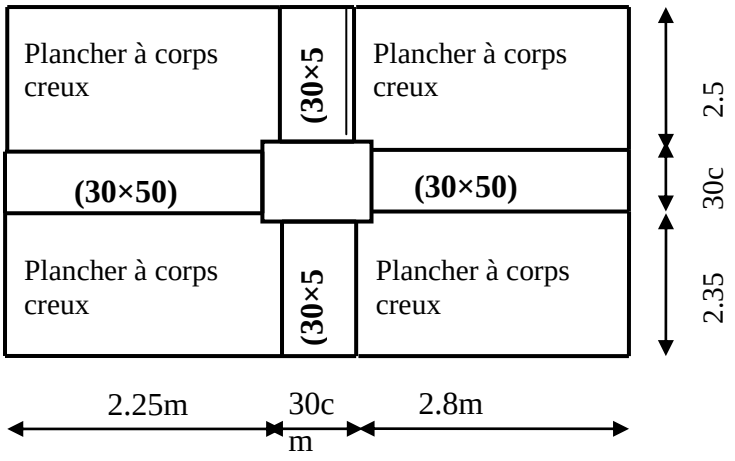


Figure II.10 Les charges et surcharges du poteau.

Tableau II.9 Les charges et surcharges .

Niveau	éléments	G(KN)	N_G(KN)	Q(KN)	1.1xN_U(KN)
SOUS LA TERRASSE	PP1	37.50	259.52	/	387.04
	PP2	17.44		/	
	poteau	34.42		/	
	plancher	170.16		1	
SOUS le 6ème étage	PP1	37.50	492.89	/	736.06
	PP2	17.44		/	
	poteau	34.42		/	
	plancher	144		2.5	
SOUS le 5ème étage	PP1	37.50	726.25	/	1084.83
	PP2	17.44		/	
	poteau	34.42		/	
	plancher	144		3.85	
SOUS le 4ème étage	PP1	37.69	963.81	/	1439.59
	PP2	17.63		/	
	poteau	38.25		/	
	plancher	144		5.05	
SOUS le 3ème étage	PP1	37.69	1201.37	/	1794.1
	PP2	17.63		/	
	poteau	38.25		/	
	plancher	144		6.1	
SOUS le 2ème étage	PP1	37.69	1438	/	2148.37
	PP2	17.63		/	
	poteau	38.25		/	
	plancher	144		7	
SOUS le 1ème étage	PP1	37.69	1689.25	/	2521.32
	PP2	17.63		/	
	poteau	51		/	
	plancher	144		7.75	
SOUS le RDC	PP1	37.69	1924.69	/	2875.98
	PP2	17.63		/	
	poteau	36.12		/	
	plancher	144		10.8	

- ✓ **Effort normal de résistance :** $\{N_u = 1.35G + 1.5Q$

Niveau	Dimension (cm^2)	$A_s = \frac{B}{1000}$ (cm^2)	λ	α	B_r (cm^2)	N_u(KN)	$\overline{N}_u$(KN)	$N_u < \overline{N}_u$
Sous la terrasse	(45x45)	2.025	13.78	0.824	1849	382.26	$3.72x10^3$	**C.V**
Sous la 6^{eme}étage	(45x45)	2.025	13.78	0.824	1849	1458.91	$3.72x10^3$	**C.V**
Sous la 5^{eme}étage	(45x45)	2.025	13.78	0.824	1849	1812.09	$3.72x10^3$	**C.V**
Sous la 4^{eme}étage	(50x50)	2.025	12.40	0.829	2304	2159.72	$4.66x10^3$	**C.V**
Sous la 3^{eme}étage	(50x50)	2.5	12.40	0.829	2304	2501.80	$4.66x10^3$	**C.V**
Sous la 2^{eme}étage	(50x50)	2.5	12.40	0.829	2304	2843.86	$4.66x10^3$	**C.V**
Sous la $1^{ére}$etage	(50x50)	2.5	17.34	0.810	2304	3196.36	$4.56x10^3$	**C.V**
Sous la RDC	(50x50)	2.5	11.58	0.832	2304	3623.13	$4.58x10^3$	**C.V**

Tableau II.10 : Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

- ✓ **Vérification vis-à-vis du RPA 99**

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm. (En zone III)
- Min (b_1, h_1) ≥ h_e / 20
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4

Pour he=3.06m :

Donc, pour le poteau carré (50x50) on a :

Min (45, 45) = 45 cm ≥ 30 cm. …….. (C.V)

Min (45, 45) =45 cm ≥ 306/20 =15.3 cm ……..……...(C.V)

1/4 < 45/45 = 1 < 4 ……..……(C.V)

Pour he=4.08m :

Pour le poteau carré (50x50) on a :

Min (50, 50) = 50 cm ≥ 30 cm. ……..…….. (C.V)

Min (50, 50) =50 cm ≥ 408/20 =20.4 cm ……...(C.V)

1/4 < 50/50 = 1 < 4 ……(C.V)

Conclusion : Toutes les conditions de *RPA99V(*2003) sont vérifiées.

II.6 Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

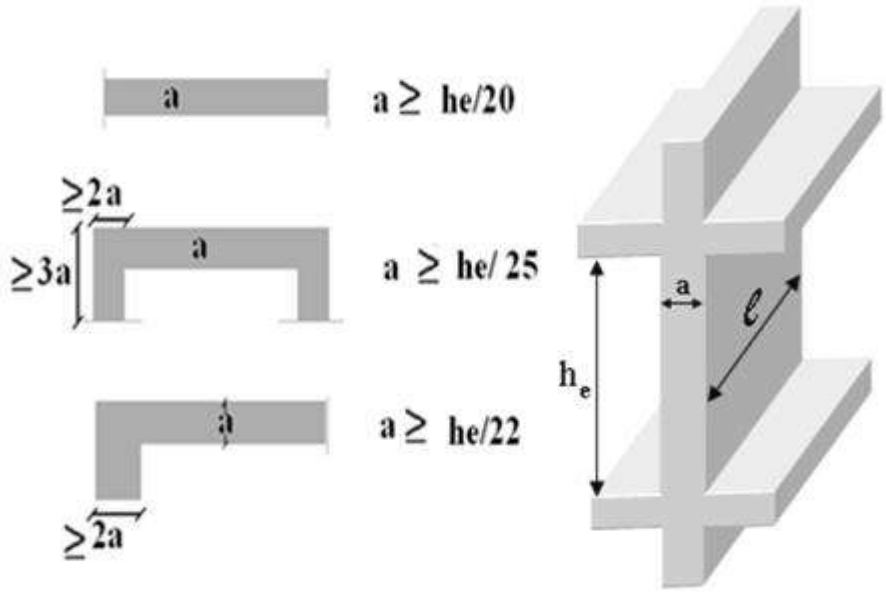


Figure II .11: Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

✓ **Pour sous sol:**

he= 2.89-0.50=2.39 m.

a ≥ MAX(15 *cm* ; he/25 ; he/22 ; he/20)

a ≥MAX(15 *cm* ; 9.56 *cm*; 10.86 *cm*;11.95 *cm*)

Donc a ≥15.00 cm

✓ **Pour RDC:**

he= 4.08-0.50=3.58m.

a ≥ MAX(15*cm* ;14.32 *cm* ; 16.27 *cm* ; 17.9 *cm*)

Donc a≥17.9 *cm*

✓ **Pour les étages courants :**

he= 3.06-0.50=2.56m.

a ≥ MAX(15*cm* ;10.25 *cm* ; 11.63 *cm* ; 12.8 *cm*)

Donc a≥17.65 *cm*

Conclusion : on adopte a= 20 cm.

CHAPITRE III

III .1. L'ACROTERE:

III.1.1. PRINCIPE DE CALCUL:

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1kN/m due à la main courante.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

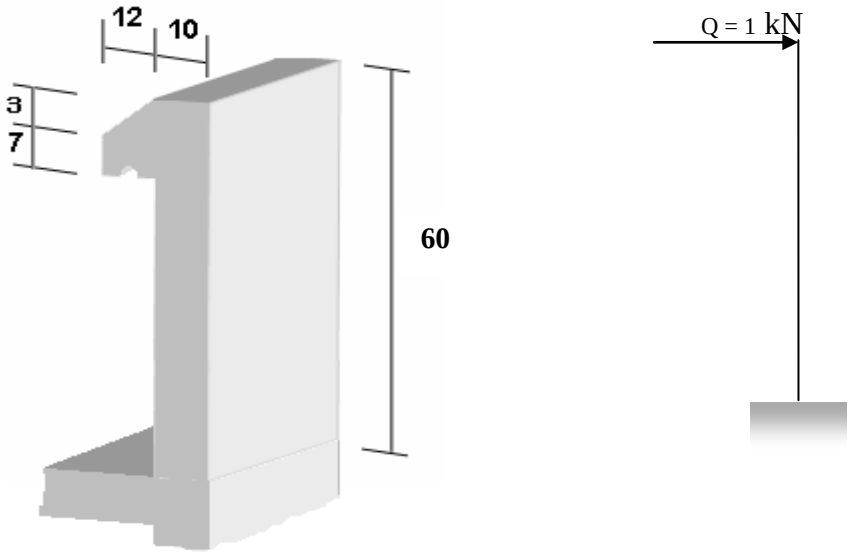


Figure III.1: L'acrotère

III.1.2. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION:

Tableau III.1: Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère

Charge permanente	**Charge d'exploitation**
Poids propre : $G = [(0,6*0,1)+(0,12*0,07)+(0,12*0,03)/2].25 = 1,755\,kN$	Q = 1 KN

III.1.3. DETERMINATION DES EFFORTS :

L'ELU :

L'effort normal : N_U =1,35.G = 1,35*1,755 = 2,37 kN

Moment d'encastrement : M_U =1,5.Q.h = 1,5*1*0,6 = 0,9 kN.m

L'effort tranchant : T_U =1,5.Q = 1,5*1 = 1, 5 Kn

L'ELS :

L'effort normal : N_{ser} = G = 1,75 kN

Moment d'encastrement : M_{ser} = Q.h =1*0, 6 = 0,6 kN.m

L'effort tranchant : T_{ser} = Q =1 kN

III.1.4. CALCUL DE FERRAILLAGE:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100*10) cm^2 soumise à la flexion composée.

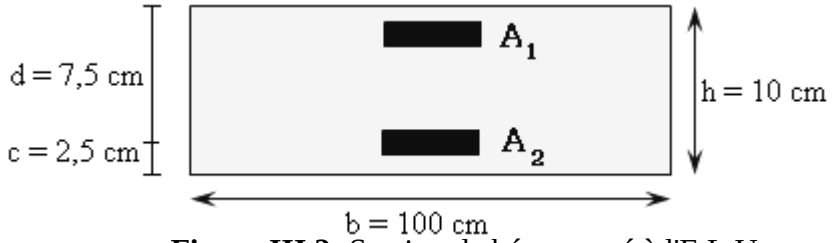


Figure III.2: Section de béton armé à l'E.L.U

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau III.3 suivant.

Tableau III.2: Dimensions et caractéristiques des matériaux

Notation	**b (cm)**	**h (cm)**	**C (cm)**	**F_{c28} (MPa)**	**F_e (MPa)**	**L_0 (m)**	**L_f (m)**
Valeur	100	10	2,5	25	400	0,6	1,2

A- Calcul de ferraillage *à L'ELU*

Calcul de l'excentricité:

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,37} \Rightarrow \quad e_0 = 37,97cm$

Où l'enrobage est: $c = c_1 = 2,5cm$

On a $e_0 = 37,97\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors On a une section partiellement comprimée.

a : distance entre le point d'application de " N " et le centre des armatures tendues.

$a = e_0 + (h/2\text{-}c) \Rightarrow \quad a = 40,47cm.$

$M_1 = N \times a \Rightarrow M_1 = 0,96\ kN.m.$

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime:

$Mu = M_1 = 0,96kN.m$

$\mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$

Donc : ß = 0,994 (tab).

$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A = 0.37\ cm^2$

N : effort de compression, alors : $A_2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A_2 = 0.30\ cm^2$

Et $A' = A_1 \Rightarrow \quad A' = 0$

Donc: $\begin{cases} A2 = 0.30\ cm^2 \\ A1 = 0 \end{cases}$

Condition de non fragilité:

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0.30\,cm^2$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : $A_2 = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

Armatures de répartition:

On a : $\frac{A}{4} \le A_{r\,ep} \Rightarrow 0.58 \le A_r$

Donc, on prendra : A_{rep} = 5HA6

Espacement:

$S_t = \frac{100}{4} = 25\,\text{cm} \le S_{\min} = \min[3h = 30\,\text{cm}\,;\,33\,\text{cm}] = 30\,\text{cm}$ (OK)

$S_{tr} = \frac{60}{5} = 12\,\text{cm} \le S_{\min\,tr} = \min[4h = 40\,\text{cm}\,;\,45\,\text{cm}] = 40\,\text{cm}$ (OK)

III.1.5. VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE:

Calcul de l'excentricité:

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1{,}75} = 34{,}28cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ $B_o = 1034{,}65\ cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_l d)\right] \Rightarrow \upsilon_1 = 5{,}084cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4{,}916cm.$

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8542.60\ cm^2.$

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}680cm.$ Donc :

$e_0 = 34{,}28cm \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}680\ cm \Rightarrow$ on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

$\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$ $\sigma_s = 15k(d - y_1)$ Où

$c=-e_0+ (h/2) = -34,28+5 = -29,28cm$

Determination de y_1

Pour déterminer y1, il faut résoudre l'équation suivante:

$\mathbf{y_2^3 + py_2 + q = 0 \ldots\ldots (*)}$ tel que:

$p = -3\ c^2 + \frac{90A}{b}\ (d - c) \Rightarrow p = -2495,49\ cm^2$

et $q = -2\ c^3 - \frac{90A}{b}\ (d - c)^2 \Rightarrow q = 47392,16\ cm^3$

Où:

c: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **c =** h/2 – e = - 29,28cm < 0".

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-2495,49)\ y_2 + 47392,16 = 0$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante:

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve:

$y_2^{'} = 31,42cm$

rejetée comme valeur (y_2+c < 0) $y_2^{''} = 26,19cm$

rejetée comme valeur (< 0) $y_2^{'''} = -54.60cm$

D'où alors **:** $0 < y_1 = 31,42 + (-28,28) = 2.14cm < h = 10cm$

Donc on prend : $y_2 = 31,42cm$.

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\ [A'_s\ (y_1 - c') - A_s\ (d - y_1)]. \Rightarrow S_{xx} = 43,25\ cm^3$

D'où alors : $k = 1750/43250 \Rightarrow k=40,46 \times 10^{-3}\ N/mm^3$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (40,46 \times 10^{-3}) \times 21.4 \Rightarrow \sigma_b = 0.86\ MPa$

Et : $\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1) = 15 \times 40,46 \times 10^{-3} \times (75 - 21.4) \Rightarrow \sigma_s = 32,53\ MPa$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.86$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0,6\ f_{c28} = 15$ MPa **(cv).**

σ_s=32,53 MPa $\leq \overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\,\text{MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}\,(\text{cv})$

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.6. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT:

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0,90}{0,9 \cdot 0,075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.1.7. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DU BETON:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,02\,\text{MPa}$$

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0,02\text{Pa} < \overline{\tau}_u = 2,5\,\text{MPa}$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.8. VERIFICATION DE L'ACROTERE AU SEISME:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante:

$F_p = 4AC_pW_p$ (*Art.6.2.3: RPA 99 VERSION 2003*).

A: coefficient d'accélération;

A = 0,25 *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)]*

C_p: facteur de force horizontal;

C_p = 0,8 (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 6.1*)

W_p: poids propre de l'élément

W_p= 1,755 kN.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,755 \Rightarrow F_p = 1,12$ kN < 1,5Q = 1,5kN (OK)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

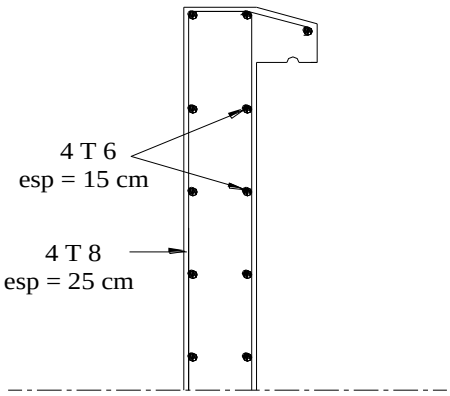


Figure III.3: Ferraillage de l'acrotère

III.2- PLANCHERS A CORPS CREUX

Le plancher est de hauteur: $h_t = 16+4 = 20$cm, il est constitué par un corps creux qui repose sur des poutrelles préfabriquées de dimensions (20 x 65) cm².

III.2.1-DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES :

$B_0=L_0-b=65-53=12$ cm : largeur de la poutrelle.

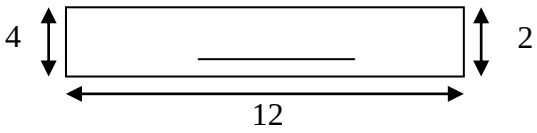


Figure. III.4: Dimensionnement de la poutrelle

III.2.2- CALCUL DES POUTRELLES:

On a deux types de poutrelles, le premier type a deux travées et le deuxième à six travées, le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes:

Etape 1: avant coulage. ✓

Etape 2: après coulage. ✓

III.2.2-1- Avant le coulage:

Cette étape consiste à enrober les armatures inférieures par coulage du béton dans la partie inférieure, on aura comme résultat une section rectangulaire de (b x h) = (12 x 4) cm², généralement avec les armatures supérieure de montage, la poutrelle est donc simplement appuyée, supportant son poids propre, le corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier.

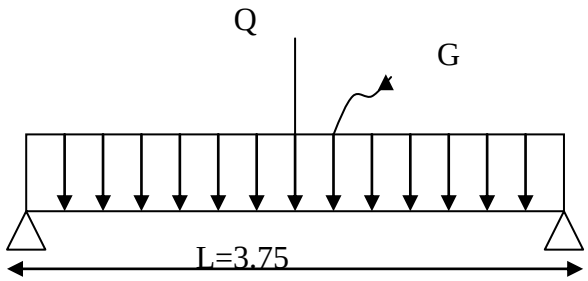


Fig. III.5 : Poutrelle avant coulage

A- Evaluation des charges et surcharges:

Charge permanente:

Poids du corps creux: G_1 = 0.65 x 1 = 0.65 KN/ml. -

Poids de la poutrelle: G_2 = 0.12 x 0.04 x 25 = 0.12 KN/ml. -

Donc: G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.65 = 0.77 KN/ml.

Charge d'exploitation

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]

Q = Max [1 KN ; 0.5×3.45] → Q = 1.73 KN.

Calcul de la flèche :

$$F=F_G+F_Q \; ; \; F_G=\frac{5\times G\times L^4}{384\times E\times I} \; ; \; F_Q=\frac{Q\times L^3}{48\times E\times I}$$

E=11000(f_{c28}) =32164 MPa I=64 cm^4;

F_{lim}=L/500 L<5 m.

F=14.08> F_{lim}=6.9 mm (C.N.V)

Cette condition n'est pas vérifier ; alors le calcul des étaiements est nécessaire.

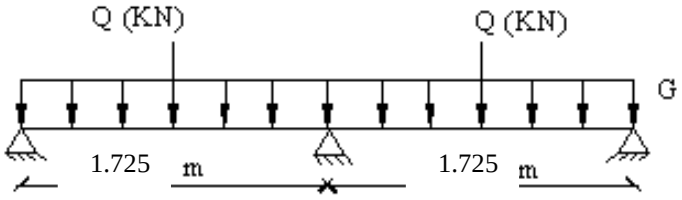


Figure. III.6: choix de disposition des étaiements

B- Calcul des étaiements:

C'est à partir du calcul du flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors 'F' pour la comparer avec 'F_{lim}'.

Pour un seul étai au milieu : -



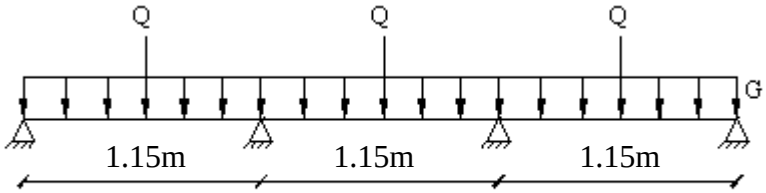
G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.86 KN] = 1 kN

F=9.61> F_{lim}=6.9 mm; (c.n.v)

On ajoute un autre étaiement.

- Pour deux étais:



G =0.77 KN/ ml

Q = 1 KN/ml.; M_G=0.108 kN.m; M_Q=0.256 kN.m

F=2.39≤ F_{lim}=6.9 mm; (c.v)

Alors il faut prévoir deux étaiements le long de la travée espacés de 1.15 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression. Il faut donc vérifier le ferraillage :

ELU :

$$M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77(1.15)^2}{8} = 0{,}13KN.m$$

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 0.28KNm$$

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 0{,}6\,KNm$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{6}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0.89 > \mu_1 = 0.392 \quad \ldots\ldots \text{ (CNV)}$$

- Pour trois étais:

$$M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77(0.86)^2}{8} = 0{,}07KN.m$$

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 0.22KNm$$

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 0{,}42\,KNm$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0.42 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0.616 > \mu_1 = 0.392 \quad \ldots\ldots \text{ (CNV)}$$

- Pour quatre étais:

$$M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77(0.69)^2}{8} = 0{,}04KN.m$$

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 0.17KNm$$

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 0{,}32\,KNm$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0.32 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0.469 > \mu_1 = 0.392$$

- Pour cinq étais:

$$M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77(0.58)^2}{8} = 0{,}.03KN.m$$

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 0.14KNm$$

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 0{,}26\ \text{KNm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b . d^2} = \frac{0.26 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0.381 > \mu_l = 0.392$$

Alors il faut prévoir cinq étaiements le long de la travée espacés de 0.58 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.2.2-1- Après le coulage:

Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue.

Le calcul s'effectue par la méthode **CAQUOT** qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

Conditions d'application:

1- $Q \leq Min\begin{cases} 2.G \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$ ……..

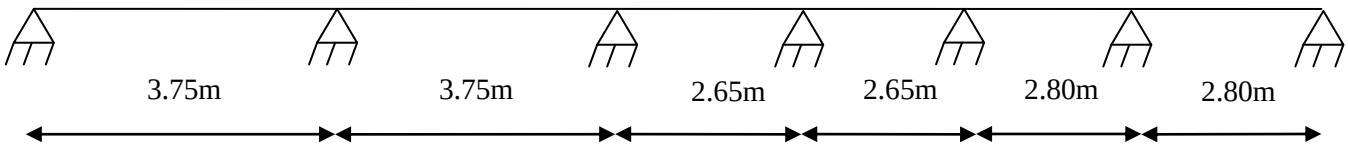
(c.v)

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées……...
(c.v)

3-le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre" 0.8 et 1.25 "..
(c.n.v)

4- La fissuration doit être peu nuisible…….….
(c.v)

A- CALCUL DES SOLLICITATION DES POUTRELLES A SIX TRAVEES (RDC) :



A-1 Evaluation des charges et surcharges (RDC) :

G = 6 kN/m^2 ; Q = 5 kN/m^2

P_u = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 10,14 kN/ml

P_s = (G+Q) x 0.65 = 7,15 kN/ml

A-2. Calcul des sollicitations à L'ELU

Tableau III.3 les moments et les efforts tranchants à ELU des poutrelles à six travées (RDC)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	17.82	**9.38**	3.9	**14.09**	23.72	14.30
B-C	17.82	6.63	14.09	8.51	12.98	**25.03**
C-D	8.9	2.03	8.51	5.36	8.2	18.67
D-E	8.9	3.38	5.36	5.68	9.26	17.6
E-F	9.93	3.2	5.68	7.86	9.36	19.03
F-G	9.93	5.23	7.86	1.99	17.71	10.68

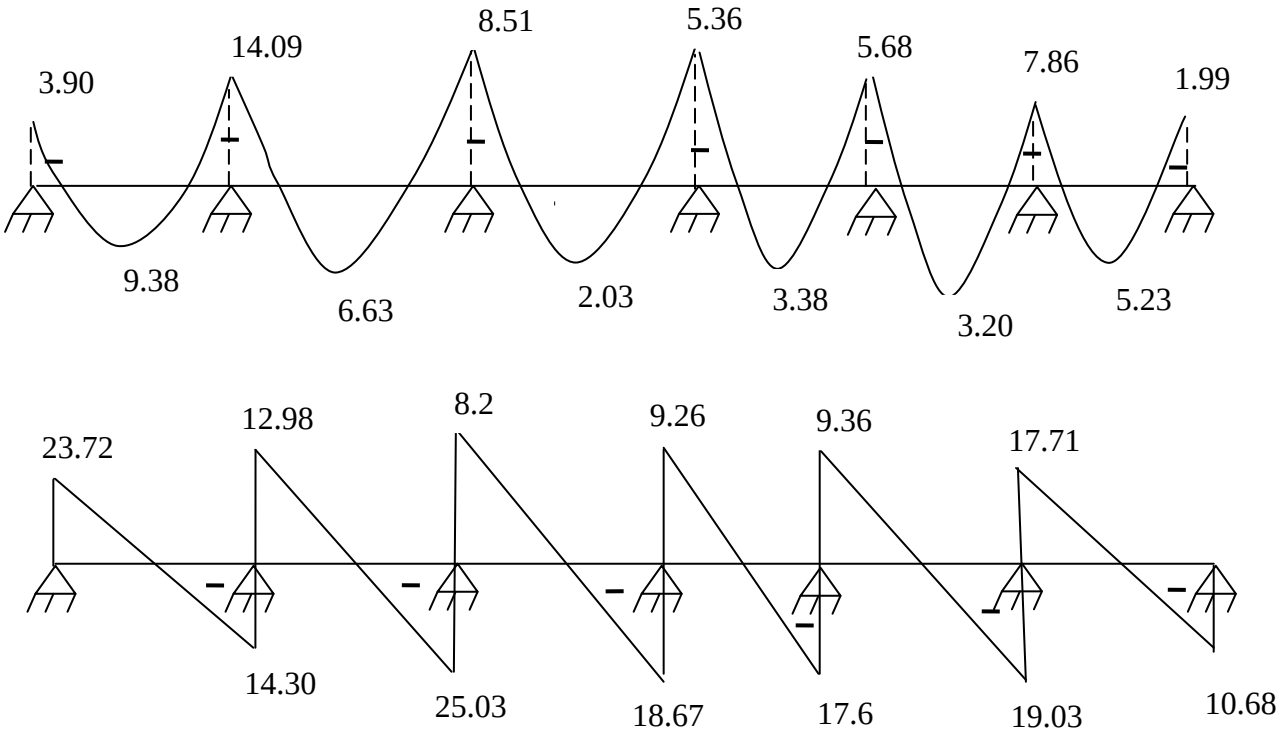


Figure III.7 Les moments et les efforts tranchant dans la poutrelle à six travées (ELU)

A-3. Calcul des sollicitations à L'ELS

Tableau III.4 les moments à ELS des poutrelles à six travées (RDC)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	1256	**6.61**	2.53	**9.94**
B-C	12.56	4.67	9.94	6
C-D	6.27	1.44	6	3.78
D-E	6.27	2.38	3.78	4.01
E-F	7	2.25	4.01	5.54
F-G	7	3.69	5.54	1.4

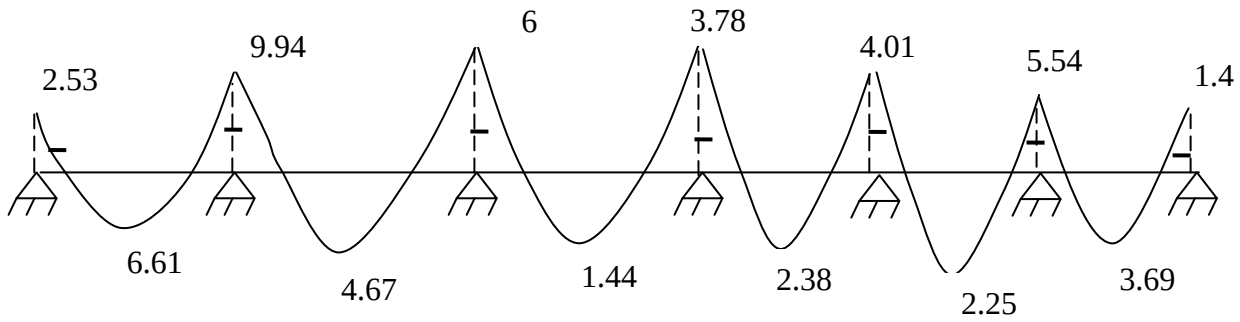
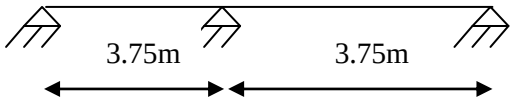


Figure8 III. Les moments dans la poutrelle à six travées (ELS)

B- CALCUL DES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES A DEUX TRAVEES (RDC) :



B-1. Calcul des sollicitations à L'ELU

Tableau III.5 les moments et les efforts tranchants à ELU des poutrelles à deux travées (RDC)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	17.82	8.27	3.56	**16.78**	13.58	**24.43**
B-C	17.82	**8.27**	16.78	3.56	24.43	13.58

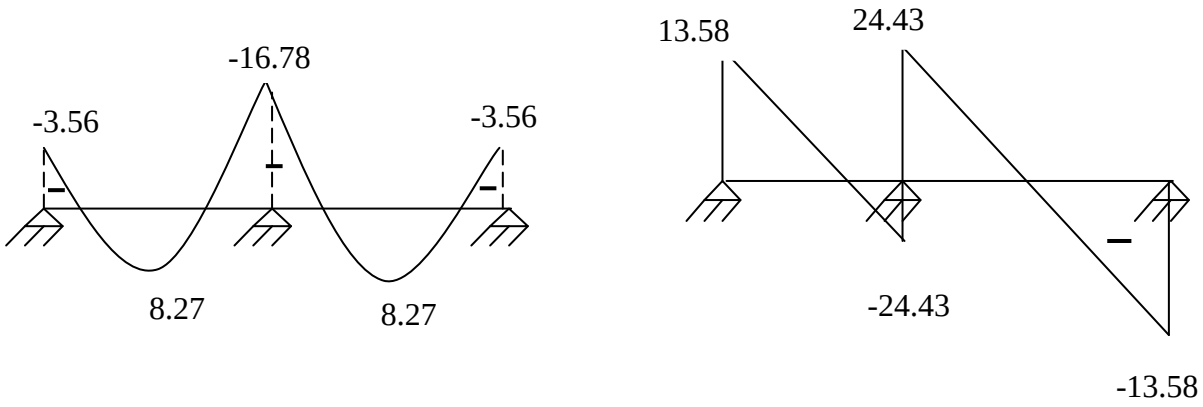


Figure III.9 Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

B-2. Calcul des sollicitations à L'ELS

Tableau III.6 les moments à L'ELS des poutrelles à deux travées (RDC)

travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	12.56	5.82	2.53	**11.83**
B-C	12.56	5.82	**11.83**	2.53

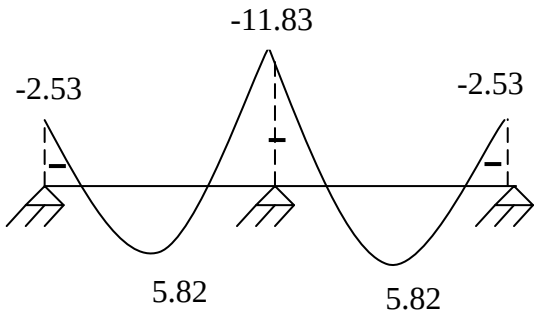


Figure III.10 les moments à L'ELS des poutrelles à deux travées (RDC)

C. CALCUL DES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES A 6 TRAVEES (TERRASSE ET ETAGE COURANT):

C.1. Evaluation des charges et surcharges

$G = 7.09$ kN/m^2 ; $Q = 1$ kN/m^2

$P_u = (1.35G+1.5Q) \times 0.65 = 7.19$ kN/ml

$P_s = (G+Q) \times 0.65 = 5.25$ kN/ml

C.2. Calcul des sollicitations à L'ELU

Tableau III.7 les moments et les efforts tranchants des poutrelles à deux travées (terrasse et étage courant) à L'ELU

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	12.63	6.65	2.53	10	10.13	16.80
B-C	12.63	4.70	10	6.03	9.19	17.74
C-D	6.30	1.44	6.03	3.80	5.81	13.23
D-E	6.30	2.39	3.80	4.03	6.56	12.47
E-F	7.04	2.26	4.03	5.C- 57	6.63	13.48
F-G	7.04	3.71	5.57	1.41	7.56	12.56

C.3. Calcul des sollicitations à L'ELS :

Tableau III.8- Calcul des moments des poutrelles à deux travées (terrasse et étage courant) à L'ELS :

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	9.22	5.33	1.03	7.30
B-C	9.22	3.43	7.30	4.41
C-D	4.60	1.05	4.41	2.78
D-E	4.60	1.75	2.78	2.94
E-F	5.14	1.66	2.94	4.07
F-G	5.14	2.71	4.07	1.03

D. CALCUL DES SOLLICITATIONS DES POUTRELLES A 2 TRAVEES (TERRASSE ET ETAGE COURANT):

D.1- ELU

Tableau III.9 les moments et les efforts tranchants des poutrelles à deux travées (terrasse et étage courant) à L'ELU

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	12.62	5.85	2.53	11.89	9.62	17.31
B-C	12.62	5.85	11.89	2.53	17.31	9.62

D.2- ELS

Tableau III.10 Calcul des moments des poutrelles à deux travées (terrasse et étage courant) à L'ELS

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	9.22	4.28	1.84	8.69
B-C	9.22	4.28	8.69	1.84

E. Ferraillage longitudinal des poutrelles RDC :

Tableau III.7 Les moments et les efforts tranchants max de chaque type des poutrelles (RDC)

Type des poutrelles	M_{tmax}(kN.m)	M_{amax}(kN.m)	T_{max} (kN)
Poutrelle de 06 travées	**9.38**	**14.09**	**25.03**
Poutrelle de 2 travées	**8.27**	**16.78**	**24.43**

b=65 cm ; h=20cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa; b_0=12 cm

- **Position de l'axe neutre :**

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

A.N : $M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07$ kN.m

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire

-EN travée :(b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

$M_0 < M_t$, d'où l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire

-Aux appuis :($b_0 \times h$) = (12×20) cm² en flexion simple.

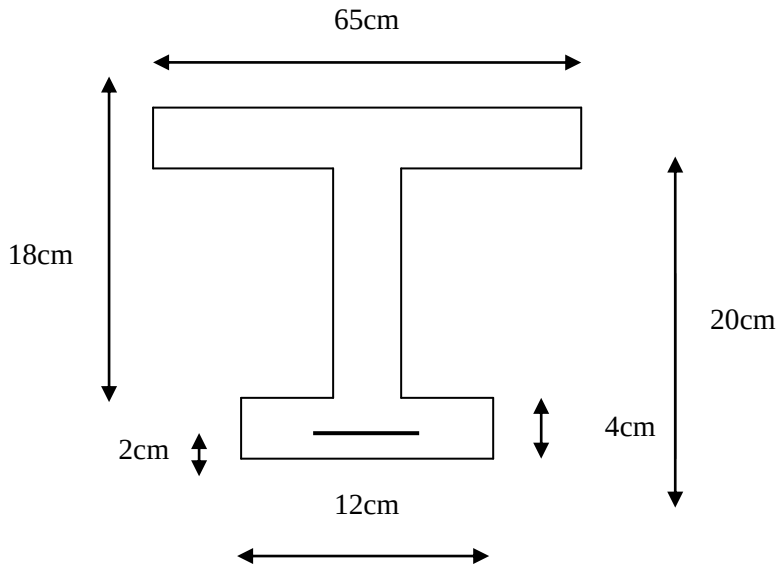


Tableau III.8 Section d'armatures longitudinales des poutrelles (RDC)

position	M_u(KN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	$A_{adoptee}$ (cm²)
En travée	**9.38**	1.5	0	1,4	3T8=1,50
En appuis	16.78	3.3	0	0,3	3T12=3.39

F. Ferraillage longitudinal des poutrelles de terrasse et étage courant :

Tableau III.9 Section d'armatures longitudinales des poutrelles (terrasse et étage courant)

position	M_u(KN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	$A_{adoptée}$(cm²)
En travée	6.65	1.5	0	1,4	3T8=1,50
En appuis	11.89	2.2	0	0,3	2T12=2.2

G. ARMATURES TRANSVERSALES DES POUTRES :

Vérification de contrainte de cisaillement

La fissuration est peu nuisible : $\Rightarrow \bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33$ MPa

Tableau III.10 Vérification de contrainte de cisaillement

Type des poutrelles	position	$V_{u\,max}$ (KN)	$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b_0\ xd}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$	observation
RDC	appui	25.03	1.15	3,33	**(C.V)**
Courant	appui	17.74	0.82	3,33	**(C.V)**

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises aux efforts de traction, donc pas de vérification à faire.

En adoptant des armatures droite (α= 90°), la section d'armatures transversales et son espacement sont

- *Espacement S_t:*

$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases}$ =(16.2;40 cm)

Donc: S_t=15 cm;

- *Diamètre des armatures transversales ϕ_t :*

$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35} = 0{,}571\,cm; 1\,cm; \frac{b_0}{10} = 1.2\,cm\right] = 0.571\,cm$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =19.63 mm²

a_t : section d'une barre; et n_t: nombre des barres ; a_t=0.19 cm² et n_t=2 ➔ A_t=2 a_t = 0.38 cm².

Tableau III.11 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2ϕ5	15cm

- *Vérifications*

Section d'armatures transversales (F_eE235).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{40 \times 235}{120 \times 150} = 0.52 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0021 > 0.001 \ldots\ldots\ldots \textbf{(C.V)}$$

H. VÉRIFICATION À L'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$

Tableau III.12 Vérification à l'ELS

	En travée	En appui
A (cm^2)	1.5	3.39
M_{ser} (kN.m)	6.61	11.83
Y (cm)	$+15A'.(y-c') - 15A.(d-y) = 0 \Rightarrow y = 4.49$	$50y^2 + 15A'.(y-c') - 15A.(d-y) = 0 \Rightarrow y = 3.16$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 11620.8$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 5975.39$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 9.14$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4.70$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	c.v	c.v

I. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

Poutrelles à 02 travées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{375} = 0.053 \geq \left(\frac{8.27}{15\times 17.82}\right) = 0{,}030\ldots\ldots \quad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{0.4}{216} = 0.00185 \leq \left(\frac{3.6}{400}\right) = 0.009 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (cv)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{375} = 0.053 \geq \left(\frac{1}{22.5}\right) = 0.044 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (cv)$$

Poutrelles à 06 travées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \geq \frac{20}{375} = 0.053 \geq \left(\frac{9.38}{15\times 17.82}\right) = 0{,}031\ldots\ldots\ldots \text{ (c.v)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{0.4}{216} = 0.00185 \leq \left(\frac{3.6}{400}\right) = 0.009 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (cv)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{375} = 0.053 \geq \left(\frac{1}{22.5}\right) = 0.044 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (cv)$$

DONC : les conditions sont satisfaites

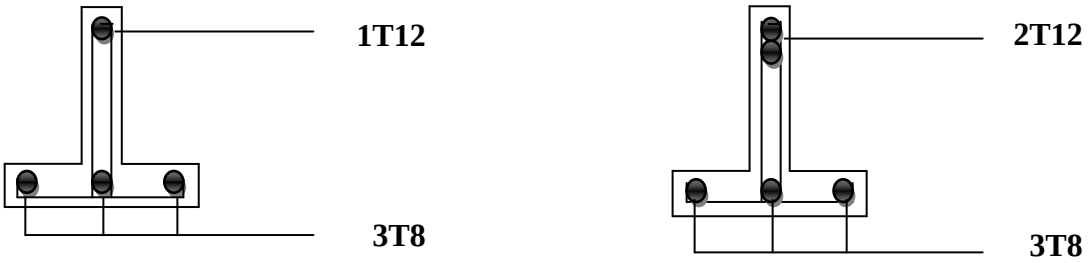


Figure III.11 : Ferraillage des poutrelles (pour la terrasse et l'étage courant)

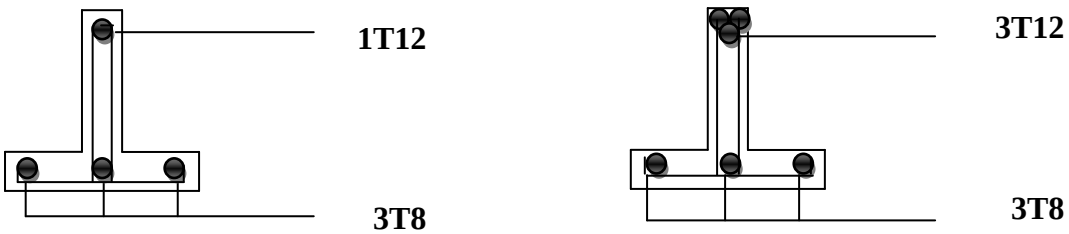


Figure III.12 : Ferraillage des poutrelles (pour RDC)

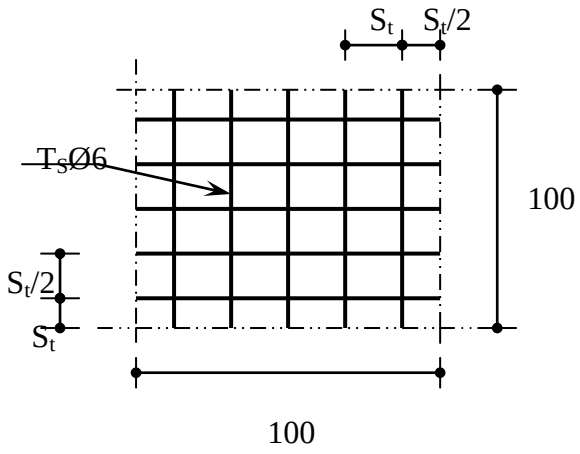
III.2.3 La table de compression :

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes.

-Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale 20cm

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;

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



$$A_s \geq \frac{4 \times L(cm)}{f_e(Mpa)}$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

As : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $A_s \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5(cm^2)$.

En conséquence, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de (20x20) cm2, et de nuance **TLE520 ; f_e=520 MPa ; ϕ=6mm.**

III.3. ESCALIER :

III.3.1 INTRODUCTION :

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, pour notre projet il y a trois types d'escaliers et deux types de circulations : par monte charge pour les rayonnages et par escaliers pour les personnes.

III.3.2 VOLE TYPE 1:

III.3.2.1. Dimensionnement

Le nombre des marches n-1=6

Le nombre des contre marches n=7 $h = \frac{\text{hauteur de palier}}{\text{nombre de comtremarche}} \Rightarrow h = \frac{119}{7} = 17cm$

$g = \frac{180}{6} = 30cm$

Vérification de la formule de BLONDEL

Pour que l'escalier soit confortable, nous imposons de respecter les conditions ci-après :

$$\begin{cases} 0{,}59 \le g + 2h \le 0{,}66 \text{ (La formule de BLONDEL)} \\ 16 \le h \le 18 \\ 22 \le g \le 33 \end{cases}$$

59 ≤g+2h=64 cm.≤66 (c .v)

16 ≤h=17 cm.≤18 (c .v)

22 ≤g=30 cm.≤33 (c .v)

On adopté : le nombre de contre marche égal 7 pour la 1er et la 3ème paillasse ; et te nombre de marche : 6

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

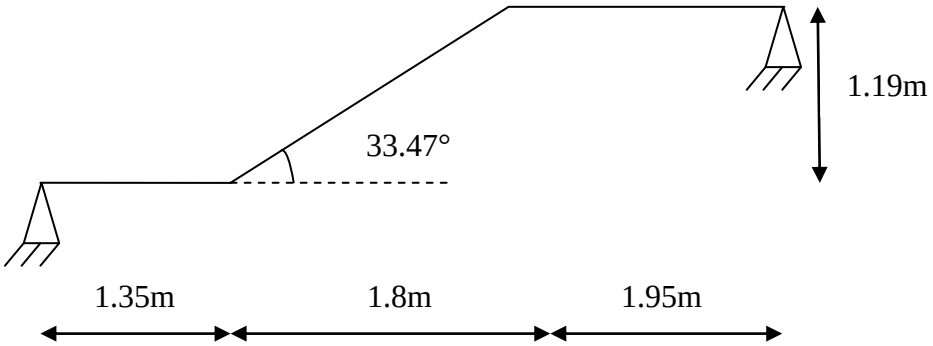


Figure III.13 Modélisation d'escaliers intérieurs

- ✓ **Angle d'inclinaison "α":**

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0.661 \Rightarrow \alpha = 33.47°$$

- ✓ **Longueur de la paillasse « L_0 » :**

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{180}{\cos 33.47} = 215.78\,\text{cm}$$

L_{total}=215.78 + 195+135= 545.78 cm

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé fonction de la longueur L = 545.78cm

$$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Leftrightarrow 15.59\,cm \le e \le 18.19cm$$ On choisit e $_{palier}$ = e $_{paillasse}$ = 18cm.

III.3.2.2. Evaluation des charges et surcharges:

A. Charges permanentes du palier:

Tableau III.13 Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier intérieur

	Composants	**Epaisseur**	**Poids volumique (KN/m²) [4]**	**Poids surfacique (KN/m²)**
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.5
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**6.24**

B. Charges permanentes de la paillasse :

Tableau III.14 Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier intérieur.

N°	**Composants**	**Epaisseur**	**Poids volumique (KN/m²) [4]**	**Poids surfacique (KN/m²)**
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.18 / cos α	25	5.39
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.12
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**9.25**

C. Surcharge d'exploitation :

$Q = 2.5\ KN/m^2$

.

III.3.2.3 Détermination des efforts:

A l'E.L.U: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$
A l'E.L.S: $P_u = G + Q$

Tableau III.15 Combinaison des charges pour l'escalier intérieur

	G (KN/m²)	**Q (KN/m²)**	**P_u (KN/m²)**	**P_{ser} (KN/m²)**
Palier	6.24	2.5	12.17	8.74
Paillasse	9.25	2.5	16.23	11.75

➢ A l'E.L.U:

Le calcul se fait par un mètre de largeur
Les équations d'équilibres donnent :
R_A = 35.15 KN
R_B = 34.21 KN

✓ Effort tranchant :

Pour $0m \le x \le 1.35$ m: $T(x) = 35.15 - 12.17x$

T(0)=35.15 KN et T(1.35)=18.72 KN

Pour $1.35 \text{ m} \le x \le 3.15$ m: $T(x) = 40.63 - 16.23x$

T(1.35)= 18.72 KN et T(3.15)= -10.47 KN

Pour $0 \le x \le 1.95$ m: $T(x) = 12.17 - 34.21x$

T(0)= -34.21KN et T(1.95)= -10.47KN

✓ Moment fléchissant:

Pour $0 \le x \le 1.35$ m: $M(x) = 35.15x - 12.17\frac{x^2}{2}$

M(0)= 0 KN.m et M(1.35) =36.37 KN

Pour$1.35m \le x \le 3.15$ m: $M(x) = 32.35x - 16.43\left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 16.23\left(\frac{x - 1.35}{2}\right)^2$

M(1.35)= 36.27 KN.m et M(3.15)= 43.68 KN.m

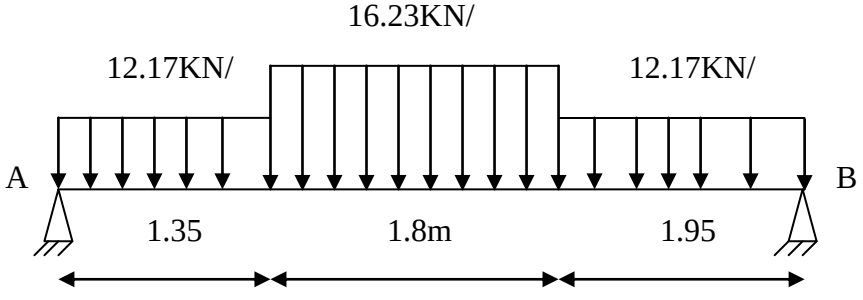
Pour $0 \le x \le 1.95$ m: $M(x)=34.21x-6.08x^2$

M(0)= 0 et M(1.95)= 43.68 KN.m

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: $1.35 \text{ m} \le x \le 3.15$ m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 40.63 - 16.23x = 0 \Rightarrow x = 2.5m$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2.5) = 47.07KN.m$



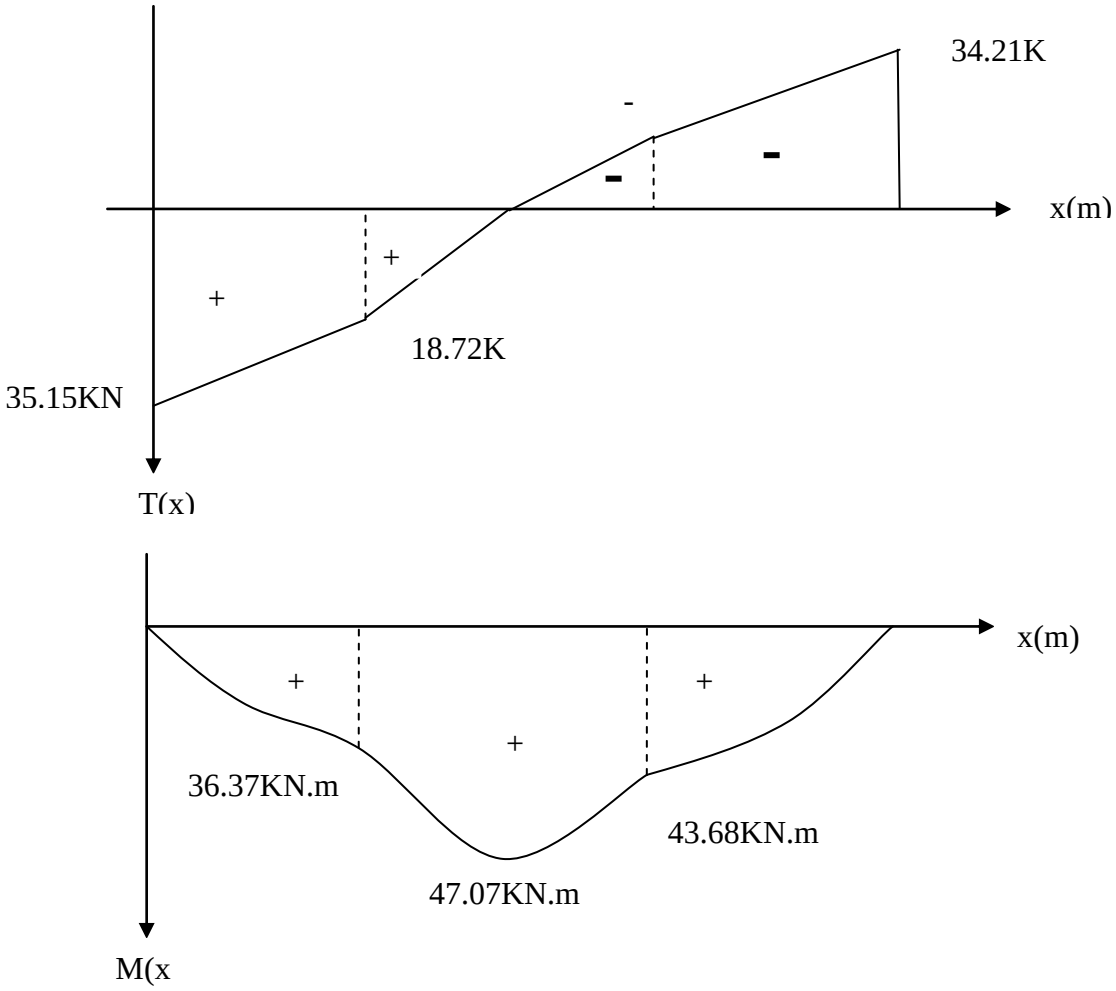


Figure III.14 Diagramme des sollicitations de l'escalier type 1 à l'E.L.U

➢ A l'E.L.S :

Les équations d'équilibres donnent :
R_A = 25.35 KN
R_B = 24.65 KN

✓ Moment fléchissant:

Pour $0 \leq x \leq 1.35$ m: $M(x) = 25.35x - 4..37x^2$

Pour $1.35m \leq x \leq 3.15$ m: $M(x) = 25.35x - 11.8(x - 0.67) - 5.87(x - 1.35)^2$

Pour $0 \leq x \leq 1.05$ m: $M(x)=24.65x-4.37x^2$

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: $1.35\ m \leq x \leq 3{,}15\ m$.

D'où: $M_{max} = M(x = 2.5) = 34KNm$

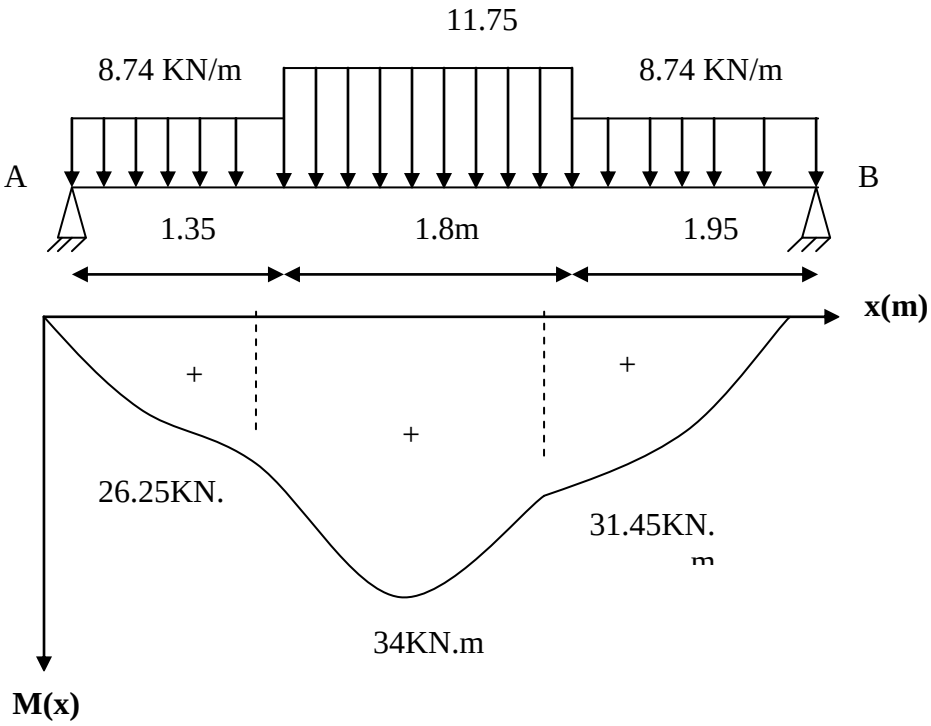


Figure III.15 Diagramme des sollicitations de l'escalier type 1 à l'E.L.S

III.3.3 VOLE TYPE 2:

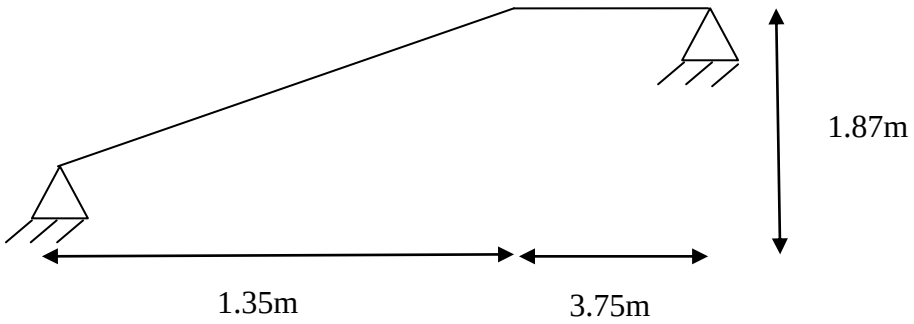


Figure III.16 Modélisation d'escaliers type2.

III.3.3.1. Dimensionnement

Pour l'escalier de RDC On choisit : **h = 17 cm et g = 30 cm**

✓ **Vérification de la formule de BLONDEL:**

$$59\,\text{cm} \le g + 2h = 64\,\text{cm} \le 66\,\text{cm}$$

✓ **Angle d'inclinaison "α":**

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{L} = 0.661 \Rightarrow \alpha = 33.47°$$

✓ **Longueur de la paillasse « L_0 »**

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{375}{\cos 33.477} = 450\,\text{cm}$$

L_{total}= 450 +135 = 584 cm

III.3.3.2. Epaisseur de la paillasse et du palier :

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Leftrightarrow$ 16.70 *cm* $\le e \le$ 19.46 *cm* On choisit e $_{palier}$ = e $_{paillasse}$ = 18 cm.

III.3.3.3. Evaluation des charges et surcharges:

Charges permanentes du palier: **G=6.24 (KN/m^2)**

A. Charges permanentes de la paillasse :

La charge permanent de la paillasse **: G=9.25 (KN/m^2)**

Surcharge d'exploitation **: Q = 2.5 KN/m^2**

B. Détermination des efforts:

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q
A l'E.L.S: P_u = G + Q

Tableau III.16 Combinaison des charges pour l'escalier de RDC.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	6.24	2.50	12.17	8.74
Paillasse	9.25	2.50	16.23	11.75

- **A l'E.L.U:**

R_A = 36.61 KN ; R_B = 40.67 KN ;

- ✓ **Effort tranchant :**

Pour $0 \le x \le 1.35$ m: $T(x) = 36.61 - 12.17x$

Pour $0 \le x \le 3{,}75$ m: $T(x) = -40.67 + 16.23x$

- ✓ **Moment fléchissant:**

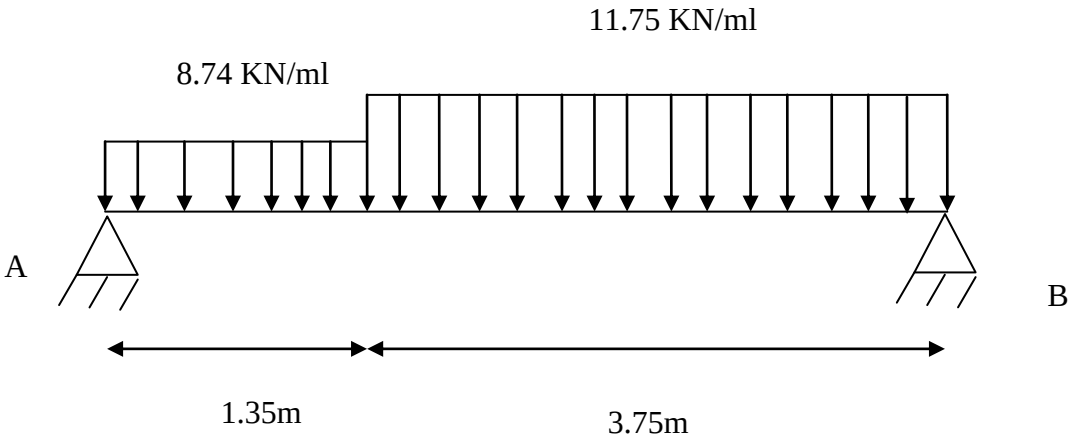
Pour $0 \le x \le 1.35$ m: $M(x) = 36.61x - 6.08x^2$

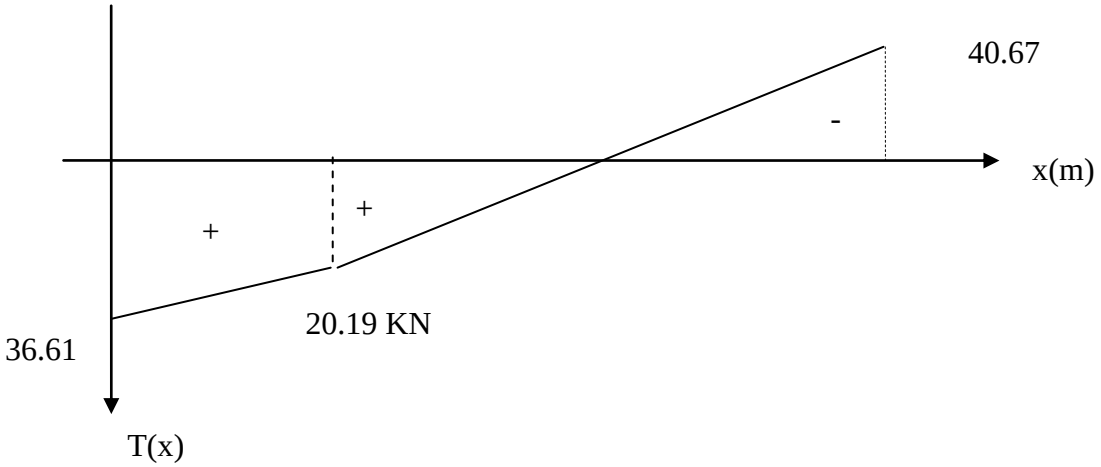
Pour $0 \le x \le 3.75$ m: $M(x) = 4067x - 8.11x^2$

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: $0 \le x \le 3{,}75$ m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow -40.67x + 16.23x^2 = 0 \Rightarrow x = 2.51\,\text{m}$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2{,}51) = 50.97\text{KNm}$





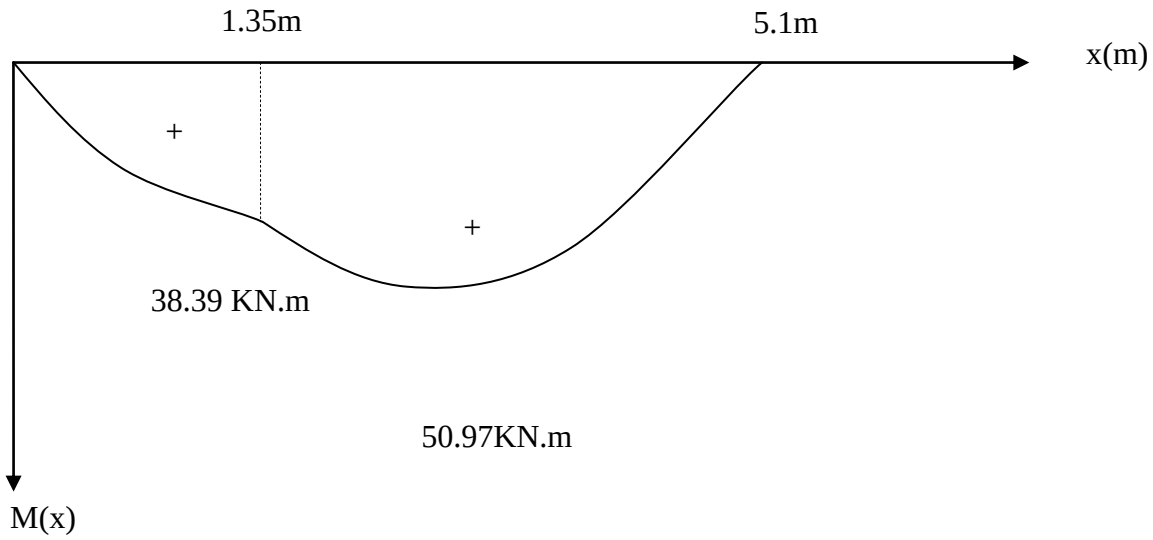


Figure III.17 Diagramme des sollicitations de l'escalier type2 à **l'E.L.U**

➢ A l'E.L.S:

R_A = 26.43 KN ; R_B = 29.42 KN ;

✓ Moment fléchissant :

Pour $0 \le x \le 1.35$ m: $M(x) = 26.43x - 4.37x^2$

Pour $0 \le x \le 3.75$ m: $M(x) = 29.42x - 5.87x^2$

D'où : $M_{max} = M(x = 2{,}51) = 36.86 KNm$

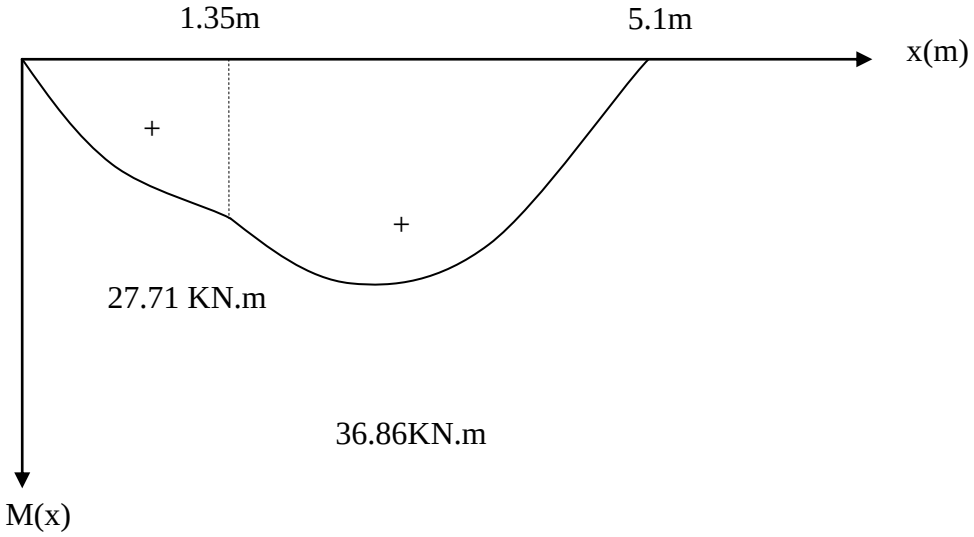


Figure III.18 Diagramme des sollicitations de l'escalier type2 à **l'E.L.S**

III.3.4 L'ESCALIER TYPE3 (INTERIEUR)

III.3.4.1 Détermination des efforts:

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_u = G + Q

Tableau III.17 Combinaison des charges pour l'escalier intérieur type3

	G (KN/m²)	**Q (KN/m²)**	**P_u (KN/m²)**	**P_{ser} (KN/m²)**
Palier	6.24	2.5	12.17	8.74
Paillasse	9.25	2.5	16.23	11.75

- **A l'E.L.U:**

Le calcul se fait par un mètre de largeur

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 28.00 KN

R_B = 28.00 KN

- ✓ **Effort tranchant :**

Pour $0m \leq x \leq 1.7$ m: $T(x) = 28 - 12.17x$

T(0)=28 KN et T(1.7)=7.31 KN

Pour $1.7 m \leq x \leq 2.6$ m: $T(x) = 7.31 - 16.23(x - 1.7)$

T(1.7)= 7.31 KN et T(2.6)= -7.31 KN

Pour $0 \leq x \leq 1.7$ m: $T(x) = -28 + 12.17x$

T(0)= -28KN et T(1.7)= -7.31KN

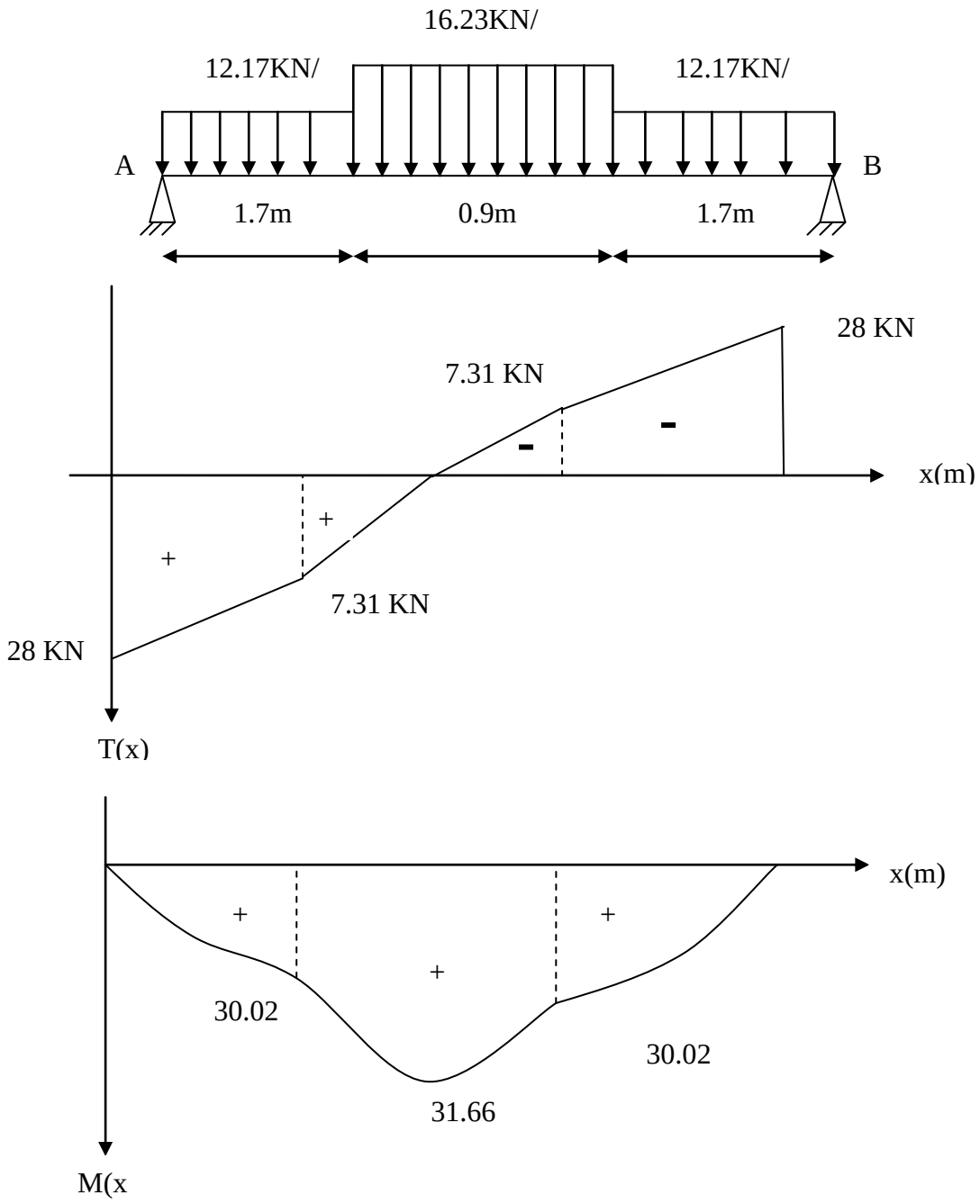


Figure III.19 Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 3) à

- ✓ **Moment fléchissant:**

Pour $0 \leq x \leq 1.7$ m: $M(x) = 28\,x - 12.17\dfrac{x^2}{2}$

M(0)= 0 KN.m et M(1.7) =30.01 KN.m

Pour1.7m≤x≤2.6 m: $M(x) = 28x - 20.68\left(x - \frac{1.7}{2}\right) - 16.23/2(x - 1.7)^2$

M(1.7)= 30.02 KN.m et M(2.6)= 30.02 KN.m

Pour $0 \le x \le 1.7$ m: $M(x) = -28x + 6.08x^2$

M(0)= 0 et M(1.7)= 30.02 KN.m

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: 1.7 m ≤ x ≤ 2.6 m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 40.63 - 16.23x = 0 \Rightarrow x = 2.15m$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2.15) = 31.66KN.m$

➢ A l'E.L.S:

Le calcul se fait par un mètre de largeur

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 20.14 KN

R_B = 20.14KN

✓ Moment fléchissant:

Pour $0 \le x \le 1.7$ m: $M(x) = 20.14\,x - 8.74\frac{x^2}{2}$

M(0)= 0 KN.m et M(1.7) =21.6 KN.m

Pour1.7m≤x≤2.6 m: $M(x) = 20.14x - 14.85\left(x - \frac{1.7}{2}\right) - 11.75/2(x - 1.7)^2$

M(1.7)= 21.61 KN.m et M(2.6)= 21.61 KN.m

Pour $0 \le x \le 1.7$ m: $M(x) = -20.14x + 4.37x^2$

M(0)= 0 et M(1.7)= 21.61 KN.m

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: 1.7 m ≤ x ≤ 2.6 m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 5.29 - 11.75(x - 1.7) = 0 \Rightarrow x = 2.15m$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2.15) = 22.80KN.m$

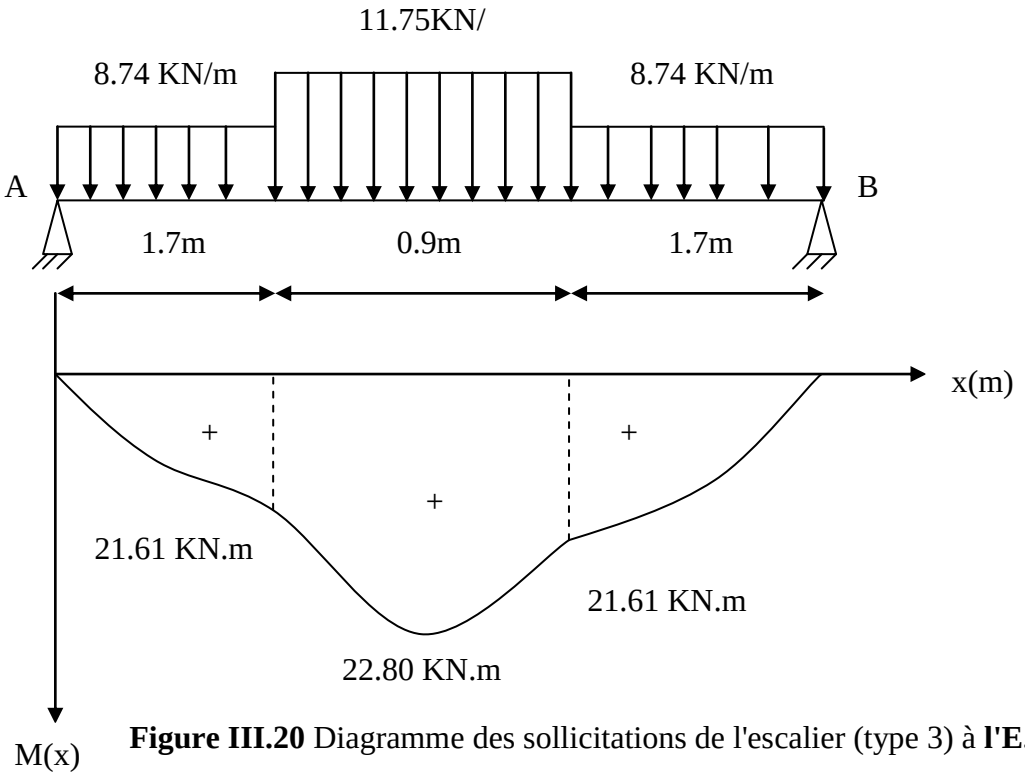


Figure III.20 Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 3) à **l'E.L.S**

III.3.5 Ferraillage des escaliers :

Remarque :

Pour le ferraillage de tous les escaliers, on prend le cas le plus sollicité

(L'escalier RDC), les appuis sont considérée semi encastrée.

Moment en travée: $M_t = 0{,}85 M_{max} = 0{,}85 \times 50.97 = 43.32(KN.m)$

Moment sur appuis: $M_a = 0{,}50 M_{max} = 0{,}3 \times 50.97 = 15.3(KN.m)$

III.3.5.1 Les armatures principales:

Tableau III.18 Sections des armatures principales des escaliers.

	M_u **KN.m**	**A cm²**	**A' cm²**	A_{min} **cm²**	A_{adopt} **cm²**
En travée	43.32	8.3	0	1.50	**8 Φ 12**
					9.05
En appuis	15.30	2.8	0	1.50	**5 Φ12**
					05,65

Condition de non fragilité: [1]

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 9.05\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.80\,cm^2$ …….. **(c.v)**

En appuis: $A = 05{,}65 cm^2 \geq A_{min} = 1.80\,cm^2$ ……. **(c.v)**

✓ Les armatures de répartition: [1]

En travées: $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{9.05}{4} = 2{,}26\,cm^2$ on adopte: **5Φ 8 = 2,51 cm².**

En appuis: $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}41\,cm^2$ on adopte: **3Φ 8 = 1,50 cm².**

✓ Vérification de l'espacement: [1]

Pour les armatures longitudinales:

En travées: $S_t = 13cm < Min[3h = 54cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v)

En appuis: $S_t = 20cm < Min[3h = 54cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v)

Pour les armatures de répartitions:

En travées: $S_t = 20cm < Min[4h = 72\,cm ; 45\,cm] = 45\,cm$ ….. (c.v)

En appuis: $S_t = 35cm < Min[4h = 72cm ; 45\,cm] = 45\,cm$ …. (c.v)

✓ Vérification de l'effort tranchant: [1]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{40.67 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0{,}254\,MPa$$

Donc $\tau_u = 0{,}254 MPa \leq \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ **(c.v)**

III.2.6.2 Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la

Condition : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$ avec $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.19 Vérification à l'E.L.S

	M_{ser}*(KN.m)*	A_s *(cm^2)*	Y *(cm)*	I *(cm^4)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	31.33	8.3	5.2	19166,58	8.5	Vérifiée
Appui	11.05	2.8	3,3	18232,5	2.0	Vérifiée

III.2.6.3 Vérification de la flèche:

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

$$1\text{-}\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{18}{510} = 0{,}035 \geq \frac{43.32}{20 \times 50.97} = 0.042 \ \ldots\ldots\ldots\ \textbf{(c.n.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{9{,}05}{100 \times 16} = 0.0056 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ \textbf{(c.n.v)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- ✓ **Calcul de la flèche :**

$M_{ser} = 31.33 kN.m, \quad A = 9.05 cm^2$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = 0{,}005 \rightarrow \beta = 0{,}872$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.A.d} = 220 MPa$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75.f_{tj}}{4.\rho.\sigma_s + f_{tj}}; 0\right] = 0{,}434$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{tj}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 4.2 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}68$$

$$y = \frac{(b.h_0).d + (b_0.(d-c)).d/2}{(b.h_0) + (b_0.(d-c))} = 12{,}5\, cm$$

$$I_0 = \frac{1}{12}b.h^3 + bh(\frac{h}{2} - y)^2 + 15A(d-y)^2 = 104712.937 cm^4$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 40804.95\, cm^4 \ \rightarrow f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i I_{fi}} = 6.2\, mm$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 66614.36\, cm^4 \rightarrow f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v I_{fv}} = 11.4 mm$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 11.4 - 6.2 = 05{,}2\, mm = 0{,}52\, cm \prec \overline{f}_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0{,}86(cm)$$

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifie.

III.4.LES BALCONS

Le bâtiment étudié comporte deux types de balcon, en porte à faux et en dalle pleine reposant sur 3 appuis,

III.4.1.TYPE 1 :

Et Il se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps
- Un moment à l'extrémité dû a l'effort appliqué sur le garde-corps

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

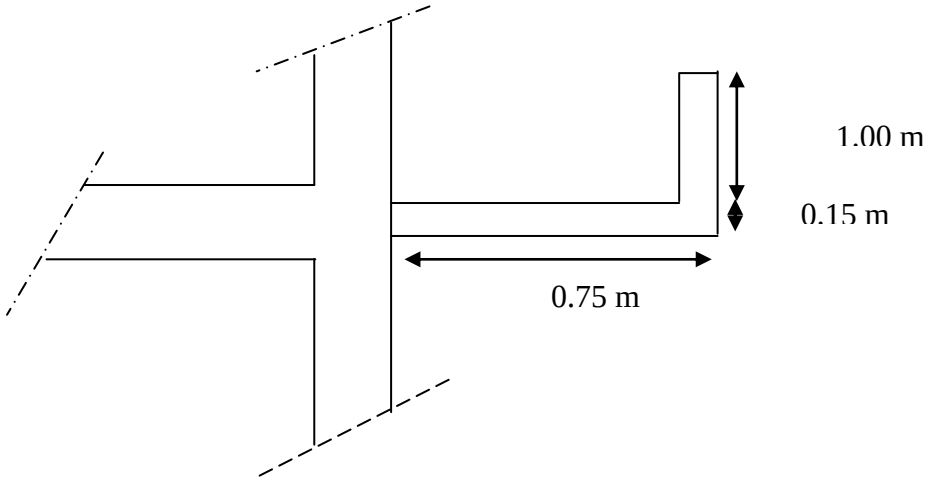


Figure III.21 : Dimensions du balcon

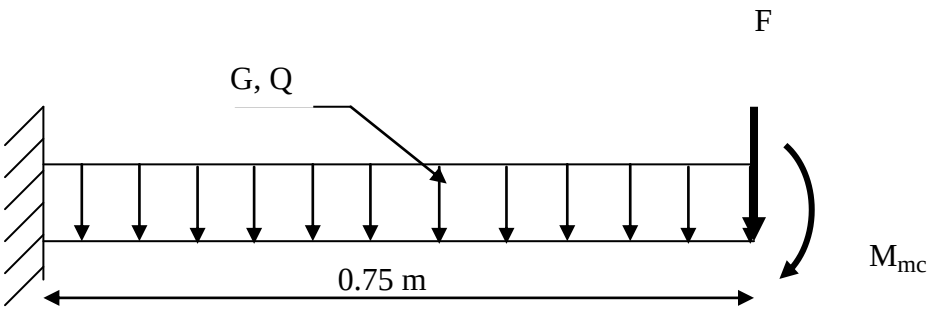


Figure III.22 : Schéma statique

III.4.1.2. Calcul des charges sollicitant le balcon

A - Charges permanentes et surcharges d'exploitation

❖ Charge permanente

$$G = 5{,}33 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m :

$$G \times 1\text{m} = 5{,}33 \times 1 = 5{,}33 \text{ kN/m}$$

❖ Charge d'exploitation

$Q = 3{,}5$ kN/m ; pour une bande de 1m

❖ Charge concentrée

- Enduit de ciment …… 0,36 kN/m²
- Maçonnerie (ép = 10 cm) ……..... 0,90 kN/m²
- Enduit de ciment ……. 0,36 kN/m²

$F = 1{,}62$ kN/m²

Pour une bande de 1m, F = 1,62 kN/m

❖ Moment due à la main courante

$M_{mc} = Q' \times L = 1 \times 1 \times 0.75 = 0.75$ kN.m

B- Combinaison des charges

Tableau III.20. : Les combinaisons des charges à ELU et ELS

	ELU	**ELS**
q =G+Q (kn/m)	7.2+5.25=12.45	5.33+3.5=8.83
F (kn)	2.19	1.62
M (kn.m)	1.12	0.75

C- Calcul des efforts internes

$M(x) = -[Fx + q\,x^2/2 + M_{mc}]$

$T(x) = F + q\,x$

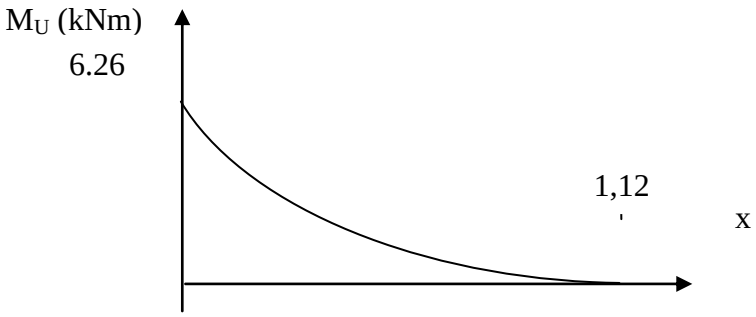


Figure.III.23: Diagramme du moment fléchissant à ELU

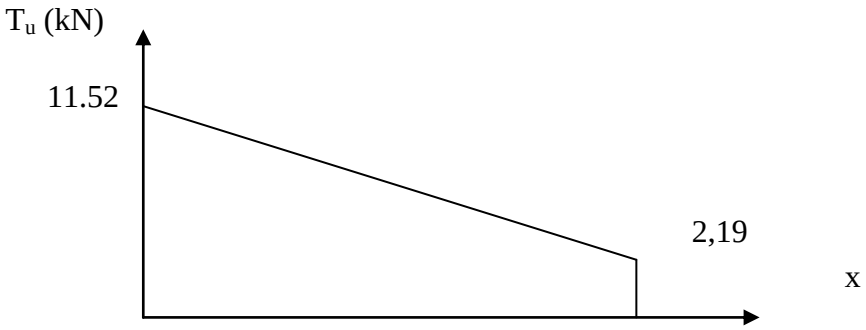


Figure.III.24: Digramme de l'effort tranchant à ELU

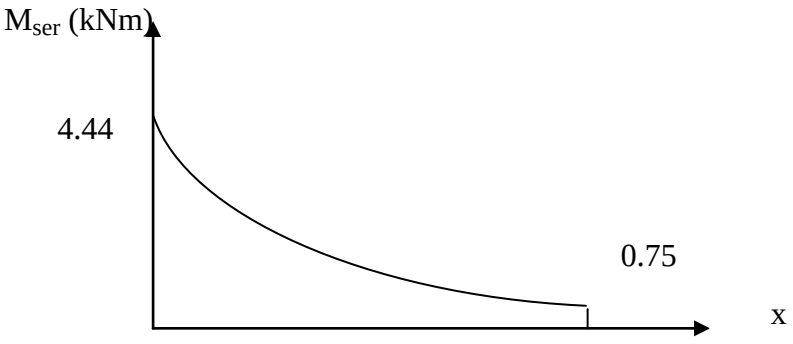


Fig.III.25 : Diagramme du moment fléchissant à ELS

III.4.1.3 Calcul de ferraillage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section rectangulaire (b x h) = (100 x 15) cm²

Données : f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; f_{bc}= 14,2 MPa ; d = 13 cm ; f_e= 400 MPa.

Tableau III.21 : Ferraillage du Balcon.

Mu (kN.m)	**As' (cm²)**	**As (cm²)**	**le choix**	**$As_{choisis}$ (cm²)**	**esp (cm)**
6.26	0	1.7	5T8	2.51	20

$S_t \leq \min$ { (33 et 3h) pour une charge répartie ; (22 et 2h) pour une charge concentrée

$S_t \leq \min$ { 33 cm ; 22 cm } $\Rightarrow S_t = 20$ cm …….. Espacement vérifié

❖ **ARMATURES DE REPARTITION**

$A_r \geq As/4 \Rightarrow A_r \geq 0{,}62$ cm²

On adopte 4T8 = 2,01 cm² avec espacement de 25 cm.

III.4.1.4 Vérification

A. Condition de non fragilité

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.5 cm^2$ Alors : As choisit > As min …… C.V.

B. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u^{max} < \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u^{max} = \frac{Tu^{max}}{bd} = \frac{11.52 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.088 MPa$$

$$\overline{\tau_U} = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa \quad \text{Alors :} \quad \tau_u^{max} < \overline{\tau}_u \ \ldots\ldots\ldots\ldots \text{C.V}$$

C. Vérification vis-à-vis de l'ELS

❖ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\sigma_S = n \frac{Mser}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_S$$

$$Avec : \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{C28} = 15 MPa.$$

$$\overline{\sigma}_S = \min(\frac{2}{3} fe; 150\eta) = 240 MPa$$

Avec : $\begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1{,}6 \text{ (H.A)} \end{cases}$

Y : est calcul à partir de l'équation : $b/2.y^2 + n\,A_S'(y - c') - n\,A_S(d - y) = 0$

I : est calcul à partir de l'équation : $I = b/3\,y^3 + n\,As'(y - c')^2 + n\,As(d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Vérification des contraintes

M_{ser} (kNm)	As (cm^2)	y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$	σ_S (Mpa)	$\sigma_S < \overline{\sigma}_S$
4.44	2.51	2.77	4652.10	2.64	vérifié	146.45	OK

❖ **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

1. $\frac{As}{bd} \leq \frac{3.6}{fe} \Leftrightarrow 0{,}0019 \leq 0{,}0105$ ……vérifier

2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{20M_0} \Leftrightarrow 0{,}2 \geq 0{,}1$……vérifier.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.2. BALCON AVEC UNE DALLE PLEINE REPOSANT SUR 3 APPUIS

III.4.2. 1 Méthode de calcul:

On a utilisé la méthode des lignes qui base sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.2.1. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

A- travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

$T_{ext} = P \cdot f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge f : flèche du centre de gravité de S.

B- Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

T_{int}= M . L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

III.4.3. POSITION DES LIGNES DE RUPTURE:

III.4.3.1 Dalle reposant sur 3 appuis :

Travail externe : Text =q.s.f ;

Avec q : la charge repartie sur la surface S qui subit un déplacement du centre de gravité f.

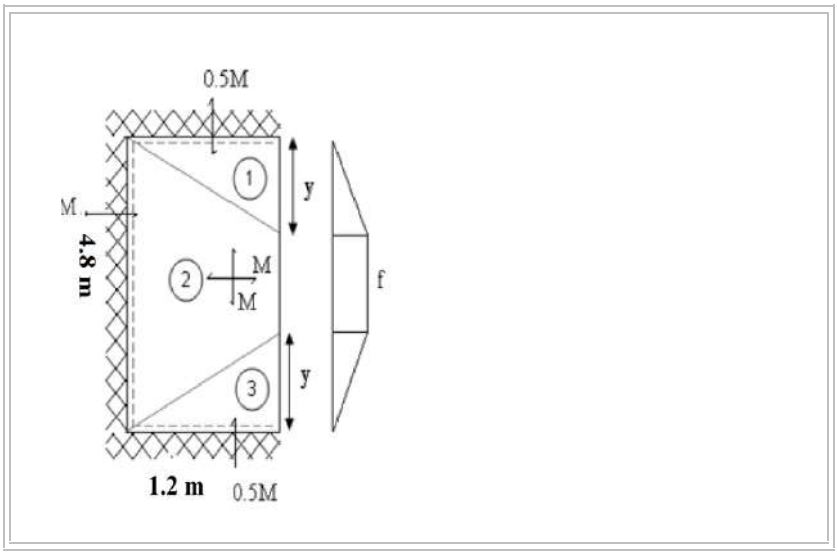


Figure III.26: Forme de la dalle pleine

Tableau III.23: Travail externe

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge qu
1	0.6 y	f/3	0,2 .y.f.q_u
2	2(0.6 y)	f/3	0,4 .y.f.q_u
	(4.8-2y)1.2	f/2	0.6(4.8-2y) .f.q_u
3	0.6 y	f/3	0,2 .y.f.q_u

Σ	f.q_u. (2.88-0,4y)

Travail interne : Tint= M.L.θ ;

Avec M : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et L.θ c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

Tableau III.24: Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne = M.L.θ
1	+	M	1.2	f/y	1,2.M.f/y
	-	0.5M	1.2	f/y	0,6.M.f/y
2	+	M	4.80	f/1.2	4.M.f
	-	M	4.80	f/1.2	4.M.f
3	+	M	1.2	f/y	1,2.M.f/y
	-	0.5M	1.2	f/y	0,6.M.f/y
				Σ	M.f.(3.6/y+8)

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne **: (Σ T_{ext}= Σ T_{int})**

f.q_u. (2.88-0,4y) = M.f.(3.6/y +8é)

$$M = q_u \frac{(2.88-0.4y)}{(3.6/y+8)}$$

$$\frac{dM}{dy} = 0 \Longrightarrow y = 1.79$$

Donc :

M_u= 0.216 q_u

M_{ser}= 0.216 q_{ser}

q_u = 1,35*5.33+1,5*3.5 = 12.45KN

q_{ser} =5.33+3.5 = 8.83 KN

$\Longrightarrow$ M_u= 2.68 KN.m ; M_{ser}= 1.90 KN.m

En travée

$M_{u\,t}$= 2.68 KN.m

$M_{ser\,t}$= 1.90 KN.m

Aux appuis

$M_{u\,a}$ = 0.5*2.68 =1.34KN.m

$M_{ser\,a}$=0.5*1.90=0.953KN.m

III.4.3.1.1 Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau III.25: Les données

f_{c28}	25 MPa	h	16 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	13.4 cm
f_e	400 MPa	c	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c’	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

On a $\frac{lx}{ly}=\frac{11}{2.8}$=0.39<0.4 donc la dalle travaille suivant une seule diection

Hauteurs utiles:

Tel que: $\mu=\frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A=\frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III.26 : Calcul des sections d’acier de la dalle

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)	espacement	A_{rep} (cm²)	espacement
En travée	2.68	0.55	0.00	1.6	4HA10	25	3HA10	30
En appuis	1.34	0.29	0.00	1.6	4HA10	25	3HA10	30

-Vérification de l'espacement:

$S_{T1}\leq$ Min $\begin{cases} 3h=45cm \\ 33cm \end{cases}$

Soit: $\begin{cases} : S_{t1}=25\ cm \\ S_{t2}=30\ cm \end{cases}$ <33 cm

III.4.3.1.2. Vérification de l'ELS :

Tableau III.27 : Vérification des contraintes

	M_{ser} (kNm)	**As (cm²)**	**σ_b (Mpa)**	**$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$**	**σ_S (Mpa)**	**$\sigma_S < \overline{\sigma}_S$**

En travée	1.90	3.14	0.4	vérifié	4.6	OK
En appuis	0.953	3.14	0.2	vérifié	2.3	OK

Vérification de l'effort tranchant :

$V = \frac{qu.L}{2} =$ **7.47 KN** ;

$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b_0 \cdot d} = 0.05.97 MPa$

$\overline{\tau_u} = 0.07 f_{cj} / \gamma_{b\,=\,1.16MPa}$ ➔ $\boxed{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$ (c.v)

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.LES CONSOLE

III.5.1. INTRODUCTION

Le bâtiment étudié comporte un seul type de console, et se calcule encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Son poids propre = 0.3*0.3*1*25=2.25 kN/m
- La surcharge d'exploitation=2.5 kN/m
- Charge reparte due au poids du mur double cloison=2.81 kN/m
- La réaction d'appuis d'escalier on prend comme une charge reparte=36.61 kN/m

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

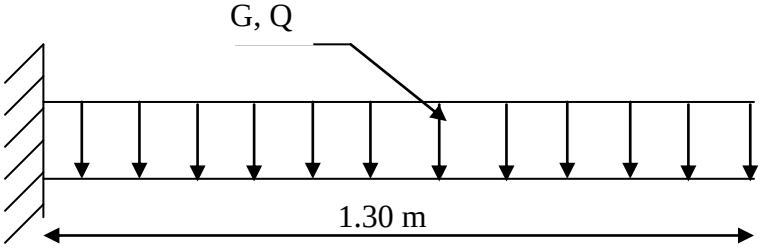


Figure III.27. : Schéma statique

III.5.2. CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT LE BALCON

1- Charges permanentes et surcharges d'exploitation

❖ Charge permanente G = 2.25+2.81+36.61=41.67 kN/m

❖ Charge d'exploitation Q = 2,5 kN/m

2- Combinaison des charges

Tableau III.28. : Les combinaisons des charges à ELU et ELS

	ELU	**ELS**
G (kn/m)	56.25	41.67
Q (kn/m)	3.75	2.5
q (kn/m)	60	44.17

3-Calcul des efforts internes

❖ *PAR RDM*

$M(x) = -q\,x^2/2$

$T(x) = +\,q\,x$

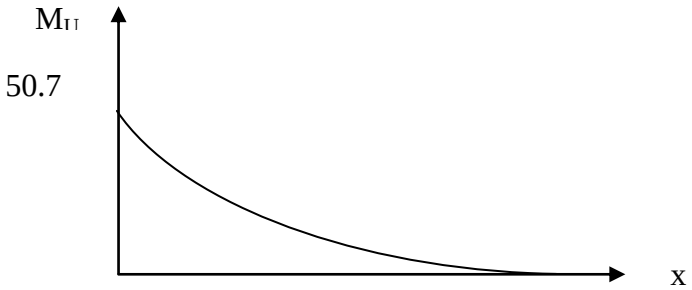


Figure.III.28. : Diagramme du moment fléchissant à ELU

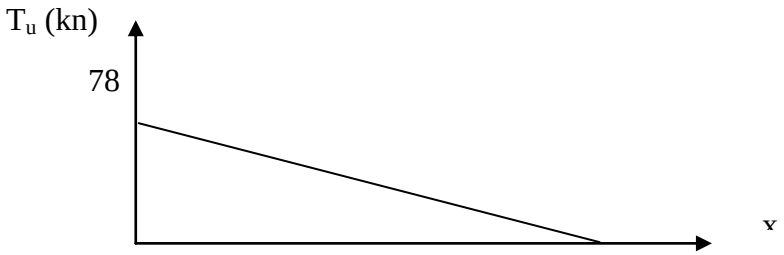


Figure.III.29. : Digramme de l'effort tranchant à ELU

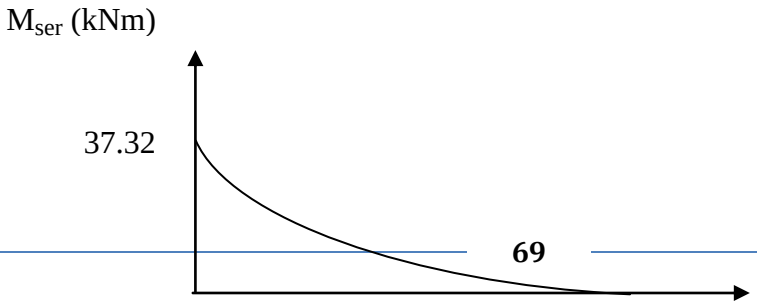


Figure.III.30. : Diagramme du moment fléchissant à ELS

III.5.3. CALCUL DE FERRAILLAGE

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section care (b x h) = (30 x 30) cm²

Données : f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; f_{bc}= 14,2 MPa ; d = 28 cm ; f_e= 400 MPa.

Tableau III.29 : Ferraillage du Balcon.

Mu (kN.m)	As' (cm²)	As (cm²)	le choix	As (cm²)
50.7	0	4	3T14	4.62

III.5.4. VÉRIFICATIONS

A. Condition de non fragilité

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 0.9cm^2$ Alors : As choisit > As min …… C.V.

B. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u^{max} < \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u^{max} = \frac{Tu^{max}}{bd} = \frac{78\times10^3}{300\times380} = 0{,}68MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0{,}2fc28/\gamma_b\ ;\ 5\ \text{MPa}) = 3.33\ \text{MPa}$$

Alors : $\tau_u^{max} < \overline{\tau}_u$ …….. Condition vérifiée.

III.5.5 Calcul des armatures transversales *:*

- $\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l\right]$

Donc $\varphi_t = 8mm$

- L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

✓ **Selon le RPA 99V2003**
$$\begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003.b} \\ S_t \le Min\left(\dfrac{h}{4};\ 12\varphi\right) \end{cases}$$

✓ **D'après CBA 93**
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \ge \dfrac{\gamma_s.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \le Min(0.9d;\ \ 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \ge 0.4MPa \end{cases}$$

Avec $\alpha = 90°$

Tableau III.30 : Valeurs des armateurs transversales

		CBA 93		RPA 99V2003		Adopte	
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t\ adopte}$ (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x40	0,68	34,2	0,163	10	0,9	10 20	1=2HA8

C. Vérification vis-à-vis de l'ELS

❖ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y \le \overline{\sigma}_b$$

$$\sigma_S = n\frac{Mser}{I}(d-y) \le \overline{\sigma}_S$$

$$Avec : \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{C28} = 15MPa.$$

$$\overline{\sigma}_S = \min(\frac{2}{3}\ fe; 150\eta) = 240MPa$$

Avec : $\begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1{,}6\ (H.A) \end{cases}$

Y : est calcul à partir de l'équation : $b/2.y^2+n\ A_S'(y- c') – n\ A_S\ (d- y) = 0$

I : est calcul à partir de l'équation : $I = b/3\ y^3 + n\ As'\ (y – c')^2 + n\ As\ (d – y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.31: Vérification des contraintes

M_{ser} (kNm)	As (cm²)	y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$	σ_S (Mpa)	$\sigma_S < \overline{\sigma}_S$
37,32	4,62	11,14	63605,41	6,53	vérifié	236.39	OK

❖ **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

3. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,3 > 0,0625$ ……vérifier

4. $\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Leftrightarrow 0,004 \leq 0,0105$ ……vérifier

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6 La dalle machine :

III.6.1 Introduction :

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

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.6.2 Prédimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine
Nous avons deux conditions à vérifier :

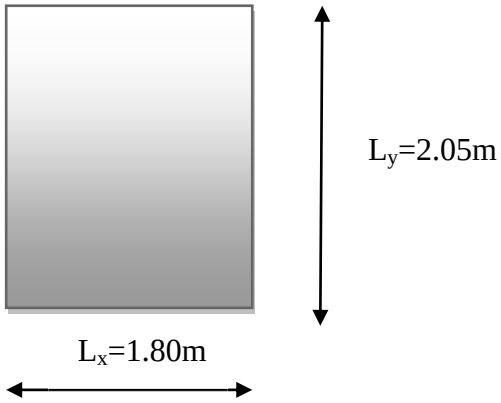


Figure III.31 La dalle machine

- **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_y}{45} \le e \le \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{205}{45} \le e \le \frac{205}{40} \Rightarrow 4{,}55(cm) \le e \le 5{,}12(cm)$$

- **Condition de l'E.N.A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm

III.6.3 charges permanentes et charges d'exploitation :

III.6.3.1 Charges permanentes G

Tableau III.32 Charges permanentes G (dalle machine)

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	18	0,36
			TOTAL	**6.61**

III.6.3.2 Poids de la machine supportée :

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

Tableau III.33 : Poids de la machine supportée

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

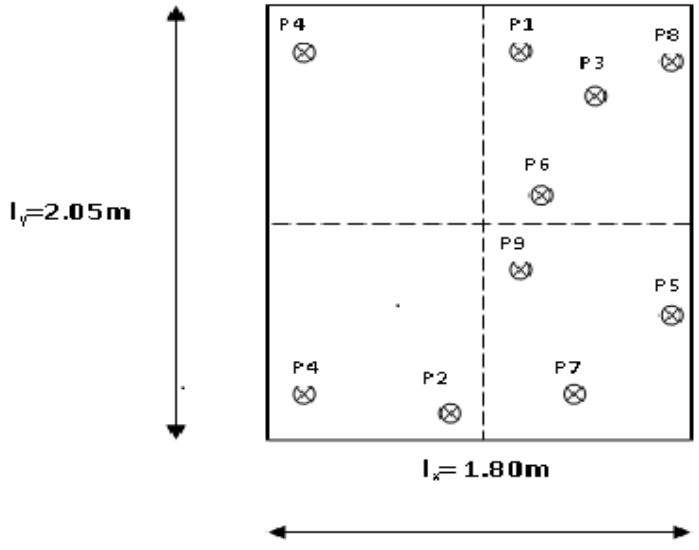


FIG.III.32 Poids de la dalle machine suportée

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = \frac{17300}{3,69} = 4688,34 Kg/m^2 = 46,88(KN/m^2)$$

G_{tot}=6,61 + 46,88 = 53,49(KN/m^2)

III.6.3.3 La charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q=5kN/m2

Tableau III.34 : Différente charges

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	q_U (kN/m^2)	q_{Ser} (kN/m^2)
53,49	5	79,71	58,49

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

III.6.4 Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- la méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré et chargement répartie.
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.6.4.1 Principe de calcul:

Travail extérieur = Travail intérieur.(T_{ext}=T_{int})

Avec : T_{ext}=q.s.f_{cdg} , et : T_{int}=M.L.θ

- **Travail externe :**

Avec : $T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext} + T^3_{ext} + T^4_{ext}$

→ T_{ext}=q.f.L_x($\frac{L_y}{2}$ - $\frac{y}{3}$)

- **Travail interne :**

Avec : $T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int} + T^3_{int} + T^4_{int}$

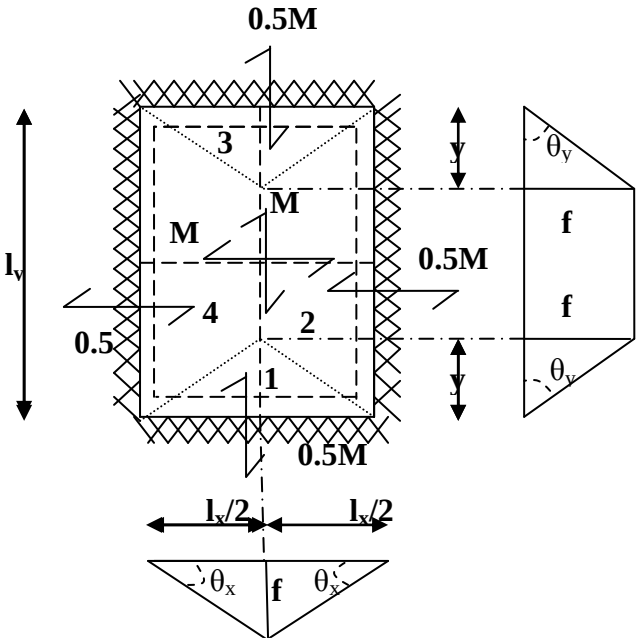


Figure III.33 Ligne de la rupture d'une dalle machine

$$\rightarrow T_{int} = 3M.\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right) f$$

- ✓ **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q(y) = \frac{3M\left(\frac{L_x}{y} + \frac{2L_y}{L_x}\right)}{L_x\left(\frac{L_y}{2} - \frac{y}{3}\right)} \quad , \quad avec: L_x = 1{,}8(m), L_y = 2{,}05(m)$$

$$q(y) = 3M\frac{\left(\frac{1{,}8}{y} + 2{,}28\right)}{1{,}84 - 0{,}6y} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(*)$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 1{,}368\, y^2 + 2{,}16\, y - 3{,}312 = 0 \Rightarrow y = 0{,}95\ m$$

On remplace " y "dans(*), on trouve : M=0.102q

$$M_t = 0{,}102 \text{ x } q = 0{,}102 \times (79{,}71) = 8{,}13\ (KN.m)$$

$$M_a = 0{,}5 \text{ x } M_t = 0.5 \times 8{,}13 = 4{,}06\ (KN.m)$$

III.6.5 Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1{,}80}{2{,}05} = 0{,}87$. Donc la dalle travaille suivant les deux directions.

On prendre: $\emptyset_{log} = 10(mm), \emptyset_{rep} = (10mm)$.

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 1{,}5 - \frac{1}{2} = 23\ cm \\ d_y = 23 - \frac{1+1}{2} = 22\ cm \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III.35 ferraillage de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	8,13	0,010	0,995	1,02	0	2,5
	En appuis	4,06	0,005	0,997	0,51	0	2,5
Sens-y	En travée	8,13	0,012	0,994	1,06	0	2,5
	En appuis	4,06	0,006	0,997	0,53	0	2,5

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\ cm^2$$

Ona : $A_{cal} < A_{min} \rightarrow$donc la condition non vérifie.

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4\varphi 10 = 3{,}14\ cm^2 \\ A_y = 4\varphi 10 = 3{,}14\ cm^2 \end{cases}$

✓ Condition d'espacement:

$$S_t = 25\,cm \le \overline{S}_t = Min[3h = 75\,cm\,,\ 33\,cm] = 33\,cm\,.$$

✓ Vérification de l'effort tranchant:

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \dfrac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \dfrac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 49{,}85KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{49{,}85 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0{,}216\,MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}16\,MPa \ \ldots\ldots (c.v).$$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \dfrac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{uy} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 47{,}82KN$$

$$\tau_u = \frac{47{,}82 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0{,}217\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1{,}16\,\text{MPa} \ldots\ldots \text{(c.v)}.$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.6 Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,\text{MPa}.$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.36 : Vérification à l'E.L.S

Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens (x)	5,96	3,14	4,21	19135,14	0,031	1,31	Oui
Sens (y)	5,96	3,14	4,11	17406,33	0,034	1,41	Oui

✓ Vérification de la flèche :

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

1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{25}{205} = 0{,}122 \geq 0{,}0425$ …….. **(c.v).**

2- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{03{,}14}{100 \times 22} = 0{,}0014 \leq \frac{2}{400} = 0{,}005$ ……. **(c.v).**

Donc la vérification de la flèche n'apas nécessaire.

III.6.7 Vérification du poinçonnement :

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

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

$Q_u(P_1)$= 84 KN ; γ_b = 1,5 ; f_{cj} = 25 MPa ; h = 25 cm

$U_c = 2(u + v)$

$u = a + 2(e + h/2)$

$v = b + 2(e + h/2)$

$Uc = 2(a+b) + 8e + 4h$

Avec : e (revêtement)=02cm ; a=b=0.

$\rightarrow U_c = 8e + 4h = 116$ cm.

Q_u = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =2175 KN…… **(CV).**

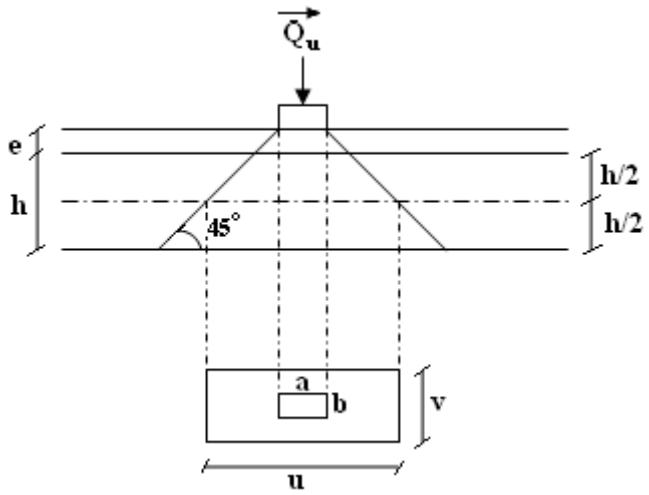


Figure III.34 Schéma de la vérification du poinçonnement

CHAPITRE IV

IV.1 Introduction :

Les tremblements de terre restent une menace pour l'homme et leur équipements, principalement à travers leurs effets directes sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Le calcule d'une structure l'égard de sa sécurité sismique consiste en l'évaluation des forces sismiques susceptibles d'engendrer des désordres.

IV.2 Caractéristiques dynamique de la structure:

Pour déterminer les efforts horizontaux d'origine sismique, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

IV.2.1 Centre de masse :

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe orthonormé, convenablement choisi, et défini par les relations suivantes :

$$X_{Gj} = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i} \qquad \text{et} \qquad Y_{Gj} = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

W_i : poids de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i , Y_i : coordonnées de centre de masse de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G , Y_G : coordonnées de centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau VI.1 centre de masse.

NIVEAU	∑Wi (t)	∑Wi. Xi	∑Wi. Yi	X_G(m)	Y_G(m)
6	3988.6	39048.4	38290.6	9.79	9.6
5	3501.2	37077.7	36867.6	10.59	10.53
4	3396.1	35964.7	35727.0	10.59	10.52
3	3362.6	34668.4	35576.3	10.31	10.58
2	3413.4	35123.9	36216.2	10.29	10.61
1	3517.7	36865.5	37111.7	10.48	10.55
RDC	3517.7	36865.5	37111.7	10.48	10.55
SS	7514.0	73111.2	71683.6	9.73	9.54
Wtotal	32211.3	328725.3	328584.7	10.21	10.20

IV.2.2 Centre de torsion :

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les relations suivantes :

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}} \qquad \text{et} \qquad Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{xi}, I_{yi} : moments d'inertie de la section transversale (du poteau ou voile) par rapport au repère global « ox ; oy » respectivement.

X_i, Y_i : coordonnées du point « i » par rapport au repère global choisi.

X_{tj} , Y_{tj} : coordonnées de centre de torsion du niveau « j » par rapport au repère choisi.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2 centre de rigidité.

NIVEAU	∑Ix	∑IxYi	∑Iy	∑IyXi	Xt	Yt
6	0.0404	0.3708	0.0332	0.3046	9.180	9.140
5	0.0402	0.3684	0.0326	0.2986	9.170	9.300
4	0.0402	0.3684	0.0326	0.2986	9.170	9.300
3	0.0402	0.3684	0.0326	0.2986	9.170	9.300
2	0.0402	0.3684	0.0326	0.2986	9.170	9.300
1	0.0402	0.3684	0.0326	0.2986	9.170	9.300
RDC	0.0402	0.3684	0.0326	0.2986	9.170	9.300
SS	0.9088	8.7513	0.8242	7.9374	9.630	9.410
∑	1.1902	11.3322	1.0528	10.0335	9.229	9.294

IV.2.3 Calcule d'excentricité selon RPA 99 version 2003 [Art 3.5.1-a] :

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

- **Dimension du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 21.90 m

Largeur du bâtiment = 18.40m

- **Excentricité admissible :**

Excentricité suivant Ex= 15%.Lx = 2.98 m

Excentricité suivant Ey= 15%.Ly = 2.76 m

a)- Excentricité statique :

Elle est calculée comme suit :

$$e_x = |x_m - x_t| \quad \text{et} \quad e_y = |y_m - y_t|$$

Tableau VI.3 calcule de l'excentricité statique.

	Excentricité statique		
Diaphragme N°	**Niveau(m)**	**Ex=|XR-XG|(m)**	**Ex=|YR-YG|(m)**
DIAPH1	6.97	0.61	0.46
DIAPH2	25.33	1.42	1.23
DIAPH3	22.27	1.42	1.22
DIAPH4	19.21	1.14	1.28
DIAPH5	16.15	1.12	1.31
DIAPH6	13.09	1.31	1.25
DIAPH7	10.03	1.31	1.25
DIAPH8	2.89	0.1	0.13

b) Excentricité accidentelle :

C'est l'incertitude d'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à la direction de l'action sismique. La résultante des excentricités est regroupée dans le tableau suivant

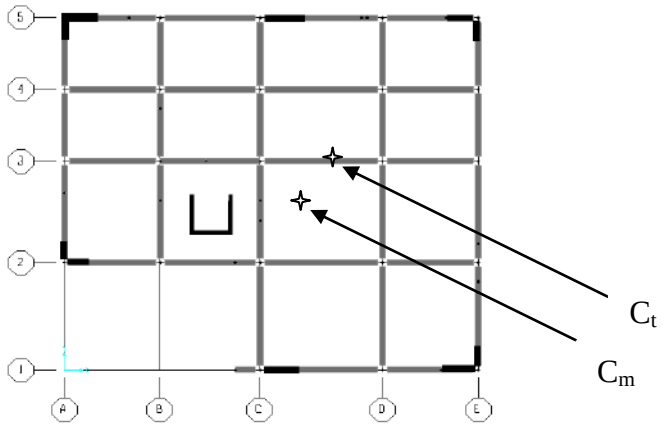


Figure IV.1 : position du centre de masse et de torsion (niveau terrasse).

Tableau VI.4 d'excentricité accidentelle

	Etx	Ety	Eacc x	Eacc y	Eth+Eacc (x)	Eth-Eacc (x)	Eth+Eacc (y)	Eth-Eacc (y)
DIAPH1	0.61	0.46	1.00	0.92	1.61	-0.39	1.38	-0.46
DIAPH2	1.42	1.23	1.00	0.92	2.42	0.43	2.15	0.31
DIAPH3	1.42	1.22	1.00	0.92	2.42	0.43	2.14	0.30
DIAPH4	1.14	1.28	1.00	0.92	2.14	0.15	2.20	0.36
DIAPH5	1.12	1.31	1.00	0.92	2.12	0.13	2.23	0.39
DIAPH6	1.31	1.25	1.00	0.92	2.31	0.32	2.17	0.33
DIAPH7	1.31	1.25	1.00	0.92	2.31	0.32	2.17	0.33
DIAPH8	0.10	0.13	1.00	0.92	1.10	-0.90	1.05	-0.79

IV.3 Etude dynamique :

IV.3.1 Introduction :

Lorsqu'une structure soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps et dans l'espace c'est-à-dire une sollicitation présentant un caractère dynamique, elle effectue une série d'oscillations forcées suivies par des oscillations libres et finissantes par s'amortir plus ou mois rapidement.

Le problème consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée et son comportement à partir d'une modélisation adoptée.

IV.3.2 but de l'étude dynamique:

On se propose de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin d'examiner son comportement dynamique et sur tout les déplacements engendrés par les forces dues à l'action sismiques ; pour cela on utilise le logiciel **SAP 2000 v12** qui dispose de trois modèles mathématiques fondamentaux :

- Modèle des nœuds maîtres.
- Modèle des plaques.
- Modèle des consoles.

On va utiliser le modèle de nœud maitre qui consiste à concentrer la masse de chaque plancher au niveau de centre de gravité.

IV.3.3 choix de la méthode du calcul dynamique:

Selon le *RPA99 version 2003 (Art 4.1.1*), ce calcul peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Notre structure présente une hauteur dépassent 10m (groupe D'usage 2 ;

ZONE III), dans se cas les conditions d'applications de la méthode statique équivalente ne sont pas remplies : donc on a recours à la méthode d'analyse modale spectrale.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2.5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 0.3\ s\\ 2.5\eta(1.25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3\ s\end{cases}$$

Avec :

S_a : Le spectre de réponse.

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

A : coefficient d'accélération de zone.

η: facteur de correction d'amortissement $\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}}\ge 0.7$.

Q : facteur de qualité donnée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$.

R : coefficient de comportement de la structure.

g : accélération de la pesanteur=9.81m/s^2

R : coefficient de comportement de la structure. (En fonction du système de contreventement).

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité donnée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$.

Dans notre cas ; les valeurs des coefficients sont:

- A = 0.30 (groupe d'usage 2 ; zone III : tableau 4.1)
- $Q = 1 + \sum^{6} P_q$ (4.4)

Tableau IV. 5 calculs du facteur qualité.

	P_q			
	suivant x		**suivant y**	
Critère q	**Observé**	**Non observé**	**Observé**	**Non observé**
1 Condition minimale sur les files de contreventement	0	-	0	-
2 Redondances en plan	-	-	-	-
3 Régularité en plan	-	0.05	-	0.05
4 Régularité en élévation	-	0.05	-	0.05
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
∑	0.1		0.1	

Donc : $Q = 1.1$

- $\eta = 0.882$ avec $\xi = 7\%$
- R = 5 (mixte portiques /voiles avec interaction. Cat .A.1a)

$T_1 = 0.15$ s
$T_2 = 0.7$ s ➔ Site S_4

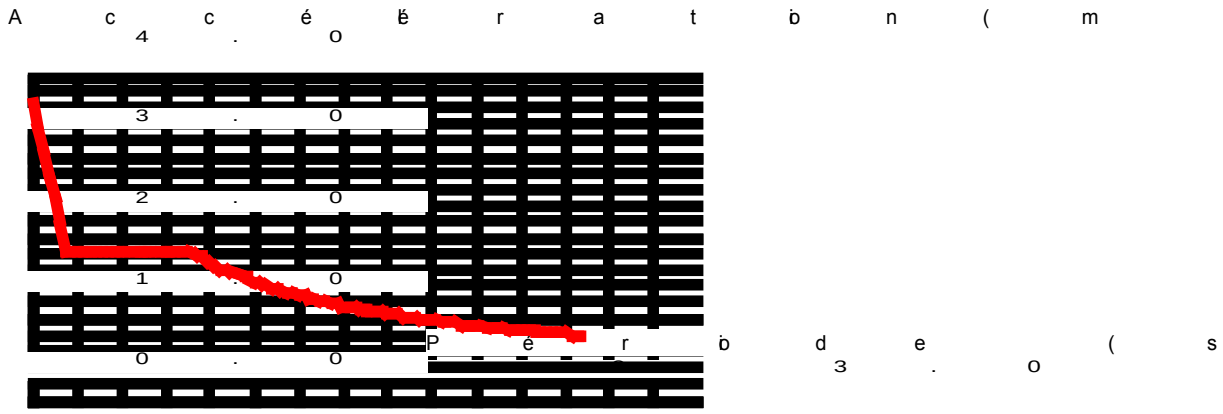


Figure IV.2 : spectre de réponse.

IV.3.4 Caractéristique dynamique :

✓ **Nombre de modes à considérer :**

D'après le RPA99 version 2003 (ART 4.3.4) **:** le nombre de modes propres de vibrations à retenir pour chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit 90% au moins de la masse totale de la structure ; les périodes et les coefficients de participation massiques obtenus pour chaque mode de vibration sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Périodes et facteurs de participation massique.

mode	Période (sec)	Facteurs de Participation Massique (en%)			
		U_X	U_Y	$U_{X\ cumule}$	$U_{Y\ cumule}$
1	0.681	0.006	0.711	0.006	0.711
2	0.633	0.747	0.012	0.753	0.723
3	0.544	0.013	0.059	0.766	0.782
4	0.213	0.001	0.107	0.767	0.889
5	0.190	0.122	0.003	0.889	0.892
6	0.163	0.005	0.007	0.893	0.899
7	0.107	0.000	0.038	0.894	0.937
8	0.096	0.000	0.000	0.894	0.937
9	0.092	0.043	0.001	0.937	0.938

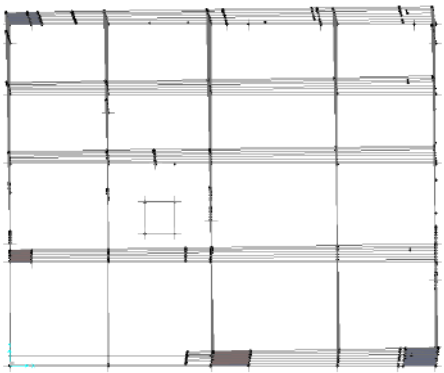


Figure IV.3 : premier mode.

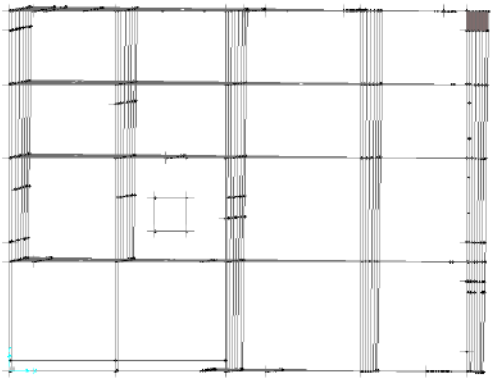


Figure IV.4 : deuxième mode.

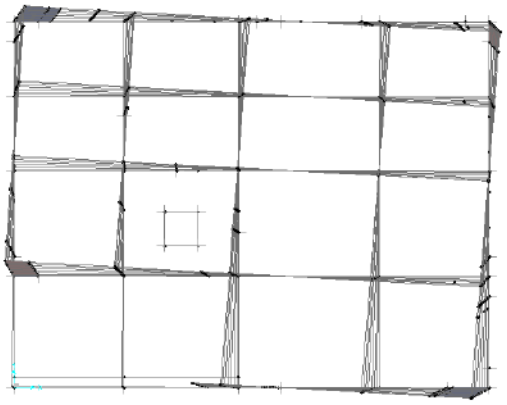


Figure IV.5 : troisième mode.

✓ **Constatation :**

-1ère mode : translation pure dans le sens (Y).

-2ème mode : translation pure dans le sens (X).

-3ème mode : rotation pure suivant l'axe vertical.

-La participation massique atteint les 90% (dans les deux sens) à partir du 9ème mode.

IV.3.5 vérification réglementaire :

A) Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de **SAP2000v12** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%.

[RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

h_N : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Tableau IV.7 Vérification des périodes.

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0,511	0,633	0,664	oui
Y	0,531	0,681	0,609	oui

b) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ; ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

✓ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone =0.25 (tableau 4.1)

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 = 0,70 s, T1 = 0,15 s ; tableau (4.7) (avec site S_4)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0,09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$T_X = 0{,}511\text{s}$

$T_Y = 0{,}531\text{s}$

$D_X = \{2.5\eta = 2.5x0.882 = 2.205 \qquad 0 \le T = 0{,}511\,s \le 0{,}7\ s$

$D_Y = \{2.5\eta = 2.5x0.882 = 2.205 \qquad 0 \le T = 0{,}531s \le 0{,}7\ s$

R=5 : coefficient de comportement global de la structure.

Q =1.1 : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β = 0.2 β = 0.3 et (tableau 4.5)

W= 32211.3 *KN*

- ✓ **La force sismique V :**

$$V_X = V_Y = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W = \frac{0{,}3x2{,}205x1{,}25}{5}\text{ x } 32211.3 = 3906.425\ kN$$

$$\frac{V_{tX}}{V} = \frac{8640.942}{3906.425}.100 = 221.19\% > 80\%$$

$$\frac{V_{ty}}{V} = \frac{8346.446}{3906.425}.100 = 213.66\% > 80\%$$

c)Vérification des déplacements :

Tableau IV.8. Vérification des déplacements.

	∂_{kx} (mm)	∂_{ky} (mm)	ΔX (mm)	ΔY (mm)	0.01h (mm)	
DIAPH1	1.62	3.72	7.38	9.9	30.6	OK
DIAPH2	9	13.62	10	17.31	30.6	OK
DIAPH3	19	30.93	12	18.24	30.6	OK
DIAPH5	31	49.17	11	17.58	30.6	OK
DIAPH6	42	66.75	10	16.16	30.6	OK
DIAPH7	52	82.91	9	13.81	30.6	OK
DIAPH8	61	96.72	7	13.28	30.6	OK
DIAPH9	68	110	7	10.1	40.8	OK

- Dans les deux directions les déplacements sont inferieurs au déplacement limites 1%h.

d) Vérification de la stabilité au renversement :

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

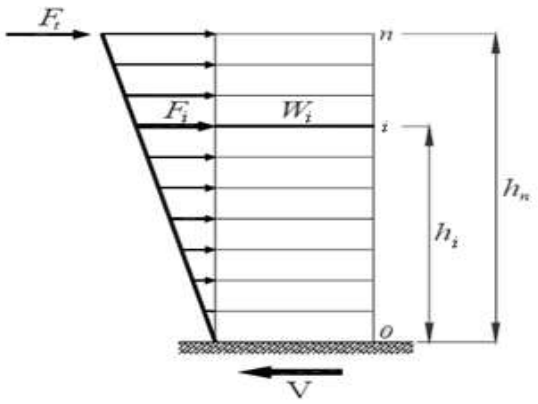


Figure IV.6 : la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

$T_X = 0,49$ s $\rightarrow F_t = 0$

$T_Y = 0,56$ s $\rightarrow F_t = 0$

Donc: $F_{iX} = \left(\dfrac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X$

✓ **Distribution de la résultante des forces sismique sur les étages** :

Tableau IV.9 : forces sismiques.

étage	h (m)	Wi x hi	Fix (kN)	Fiy (kN)
6	25.33	10103.12	929.19	929.19
5	22.27	7797.17	717.11	717.11
4	19.21	6523.91	600.01	600.01
3	16.15	5430.60	499.46	499.46
2	13.09	4468.14	410.94	410.94
1	10.03	3528.25	324.50	324.50
RDC	6.97	2451.84	225.50	225.50
SS	2.89	2171.55	199.72	199.72
	∑	42474.58	3906.43	3906.43

✓ **Moment de renversement** :

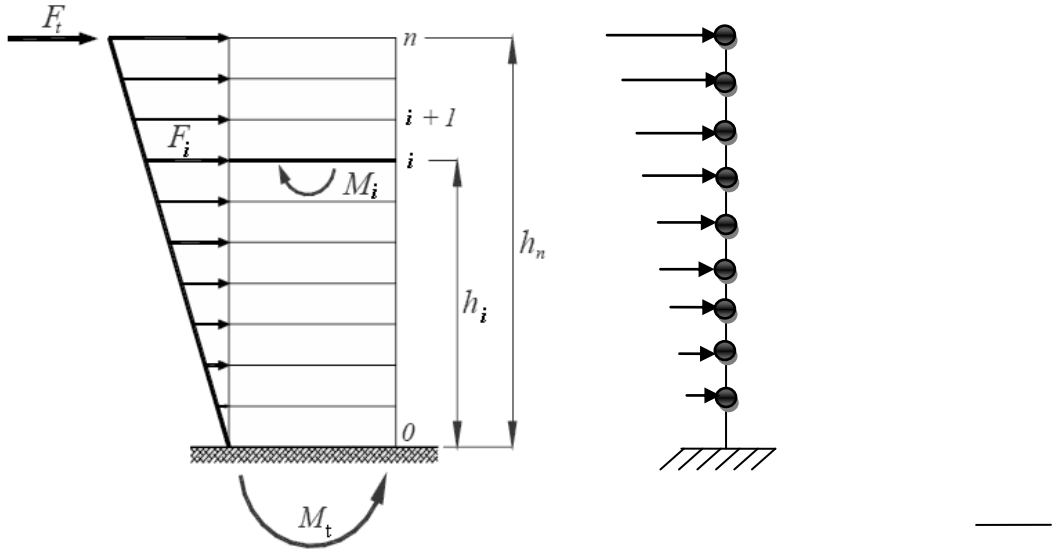


Figure IV.7: moment de reversement.

$$M_0 = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_i$$

Avec :

F_i : la force distribuée en hauteur.

h_i : la hauteur de l'étage par rapport au base.

$M_i = h_i.F_i$

Le moment de renversement doit être équilibrée par le moment de stabilité qu'est égale :

$M_{tx} = X_G.W_I$ et $M_{ty} = Y_G.W_I$

Avec :

X_G , Y_G : Les coordonnées de centre de géométrie de la structure.

W_I : La masse du plancher dans chaque niveau

Tableau IV.10. moment de reversement.

étage	h (m)	Fix (kn)	Fiy (kn)	Mix (kN.m)	Miy (kN.m)
6	25.33	929.19	929.19	23536.47	23536.47
5	22.27	717.11	717.11	15970.10	15970.10
4	19.21	600.01	600.01	11526.19	11526.19
3	16.15	499.46	499.46	8066.23	8066.23
2	13.09	410.94	410.94	5379.19	5379.19
1	10.03	324.50	324.50	3254.70	3254.70
RDC	6.97	225.50	225.50	1571.72	1571.72
SS	2.89	199.72	199.72	577.19	577.19
			∑	69881.78	69881.78

✓ **Moment stabilisant** :

Le moment stabilisant est du au poids de la structure :

- Suivant (x) Ms =∑ Wi XGi

- Suivant (y) Ms =∑ Wi YGi

Avec :

XGi , YGi : les coordonnées de centre de géométrie de la structure.

Wi : la masse des plancher dans chaque niveau.

Donc on a :

- Suivant l'axe (x) :

Ms= 331212.69 KN

Mr= 69881.78 KN

⇨ Ms/Mr = 4.73 > 1.5 (cv)

- Suivant l'axe (y) :

Ms= 332098.503KN

Mr= 69881.78 KN

⇨ Ms/Mr = 4.75 > 1.5 (cv)

La structure est vérifiée contre le renversement suivant les deux directions, donc elle est stable vis-à-vis les deux directions.

e) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10 \quad "RPA99\ version\ 2003"$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^{n} F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

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

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

Tableau IV.11. Vérification l'effet P-Δ sens X

NIVEAU	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
6	3988.6	929.19	92919	0.74	0.010	Oui
5	7489.8	717.11	1646.3	1.00	0.015	Oui
4	10885.9	600.01	2246.3	1.20	0.019	Oui
3	14248.5	499.46	2745.7	1.10	0.019	Oui
2	17661.9	410.94	3156.7	1.00	0.018	Oui
1	21179.6	324.5	3481.21	0.90	0.018	Oui
RDC	24697.3	225.5	3706.7	0.70	0.015	Oui
SS	32211.3	199.72	3906.4	0.70	0.014	Oui

Tableau IV.12. Vérification l'effet P-Δ sens Y

NIVEAU	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
6	3988.6	929.19	92919	0.99	0.014	Oui
5	7489.8	717.11	1646.3	1.73	0.026	Oui
4	10885.9	600.01	2246.3	1.82	0.029	Oui
3	14248.5	499.46	2745.7	1.76	0.030	Oui
2	17661.9	410.94	3156.7	1.62	0.030	Oui
1	21179.6	324.5	3481.21	1.38	0.027	Oui
RDC	24697.3	225.5	3706.7	1.33	0.029	Oui
SS	32211.3	199.72	3906.4	1.01	0.01	Oui

- On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

CHAPITRE V

V.1 INTRODUCTION :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 (version 2003).

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **les combinaisons données par les règles du C.B.A 93** :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
  - ✓ E.L.S G + Q

- **les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :**
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1 INTRODUCTION :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 les caractéristiques de béton et d'acier

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	

V.2.2. RECOMMANDATION DU R.P.A99 :

V.2.2.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.

- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

V.2.2.2 Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003. S_t .b.$
  - b : largeur de la poutre.
  - S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

    - $St \leq h/2$ en Zone courante.
    - $St \leq \min (h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Les poutres (sens X-X): (b×h)= (30*50) cm^2

Tableau V.2 ferraillages des poutres sens X-X en travée et aux appuis.

	Niveau	position	Mu_{max} (KN.m)	combinaison	A' cm^2	A_{cal} cm^2	A_{min} (cm^2)		$A_{choisies}$ (cm^2)
							CBA	RPA	
TERRASSSE	intermédiaire	Travée	78.35	1.35G+1.5Q	0	5	1.5	7.5	3T14+2T12 =6.88
		Appui	-137.61	1.35G+1.5Q	0	9	1.5	7.5	6T16 =12.06
	RIVE	Travée	49.03	1.35G+1.5Q	0	3	1.5	7.5	3T14+2T12 =6.88
		Appui	-90.86	1.35G+1.5Q	0	5.8	1.5	7.5	6T16 =12.06
COURANT	intermédiaire	Travée	62.08	1.35G+1.5Q	0	3.9	1.5	7.5	3T14+2T12 =6.88
		Appui	-115.44	1.35G+1.5Q	0	7.5	1.5	7.5	6T16 =12.06
	RIVE	Travée	39.13	1.35G+1.5Q	0	2.4	1.5	7.5	3T14+2T12 =6.88
		Appui	-104.94	1.35G+1.5Q	0	6.7	1.5	7.5	6T16 =12.06
RDC	intermédiaire	Travée	94.74	1.35G+1.5Q	0	6	1.5	7.5	3T14+2T12 =6.88
		Appui	-180.96	1.35G+1.5Q	0	12.2	1.5	7.5	4T20+2T16 =16.58
	RIVE	Travée	58.73	1.35G+1.5Q	0	3.7	1.5	7.5	3T14+2T12 =6.88
		Appui	-114.93	1.35G+1.5Q	0	7.4	1.5	7.5	4T20+2T16 =16.58

- **Les poutres sens (Y-Y) (**b×h)= (30x50) cm^2

Tableau V.3 ferraillages des poutres sens (Y-Y) en travée et aux appuis.

	Niveau	position	Mu_{max} (KN.m)	combinaison	A' cm^2	A_{cal} cm^2	A_{min} (cm^2)		$A_{choisies}$ (cm^2)
							CBA	RPA	
TERRASSSE	intermédiaire	Travée	135.20	1.35G+1.5Q	0	8.9	1.5	7.5	3T16+3T20 =15.46
		Appui	-131.70	1.35G+1.5Q	0	8.6	1.5	7.5	2T16+4T20 =16.58
	RIVE	Travée	153.18	1.35G+1.5Q	0	10.2	1.5	7.5	3T16+3T20 =15.46
		Appui	-151.85	1.35G+1.5Q	0	10.1	1.5	7.5	2T16+4T20 =16.58
COURANT	intermédiaire	Travée	124.02	1.35G+1.5Q	0	8.1	1.5	7.5	3T16+3T20 =15.46
		Appui	-134.47	1.35G+1.5Q	0	8.8	1.5	7.5	2T16+4T20 =16.58
	RIVE	Travée	135.85	1.35G+1.5Q	0	8.9	1.5	7.5	3T16+3T20 =15.46
		Appui	-167.03	1.35G+1.5Q	0	10.4	1.5	7.5	2T16+4T20 =16.58
RDC	intermédiaire	Travée	175.80	1.35G+1.5Q	0	11.9	1.5	7.5	6T20 =18.84
		Appui	-196.20	1.35G+1.5Q	0	13.4	1.5	7.5	6T20 =18.84
	RIVE	Travée	197.08	1.35G+1.5Q	0	13.5	1.5	7.5	6T20 =18.84
		Appui	-202.88	1.35G+1.5Q	0	14	1.5	7.5	6T20 =18.84

V.2. 3 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) ×fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

- **Les poutres sens (X-X) :** (b×h)= (30x50) cm^2

Tableau V.4 ferraillages des poutres (X-X) en travée et aux appuis à L'ELS

	Niveau	position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
TERRASSE	intermédiaire	Travée	57.17	G+Q	6.88	6	195.5	Oui Oui
		Appui	-100.19	G+Q	12.06	9.5	200.6	
	RIVE	Travée	36.17	G+Q	6.88	3.8	123.7	Oui Oui
		Appui	-66.21	G+Q	12.06	5.7	133	
COURANT	intermédiaire	Travée	45.36	G+Q	6.88	4.8	155.1	Oui Oui
		Appui	-84.31	G+Q	12.06	7.3	169.3	
	RIVE	Travée	28.51	G+Q	6.88	3	97.5	Oui Oui
		Appui	-76.58	G+Q	12.06	6.6	153.8	
RDC	intermédiaire	Travée	27.06	G+Q	6.88	2.8	92.5	Oui Oui
		Appui	-128.13	G+Q	16.58	10.1	190.8	
	RIVE	Travée	41.60	G+Q	6.88	5.4	142.2	Oui Oui
		Appui	81.05	G+Q	16.58	6.4	120.7	

- **Les poutres sens (Y-Y) :** (b×h)= (30x50) cm^2

Tableau V.5 ferraillages des poutres (Y-Y) en travée et aux appuis à L'ELS

	Niveau	position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
TERRASSE	Intermédi-aire	Travée	98.89	G+Q	15.46	7.9	157.2	Oui Oui
		Appui	-95.77	G+Q	16.58	7.5	142.6	
	RIVE	Travée	112.05	G+Q	15.46	9	178.1	Oui Oui
		Appui	-110.95	G+Q	16.58	8.7	165.2	
COURANT	Intermédi-aire	Travée	90.19	G+Q	15.46	7.2	143.4	Oui Oui
		Appui	-97.90	G+Q	16.58	7.7	145.8	
	RIVE	Travée	98.76	G+Q	15.46	7.9	157	Oui Oui
		Appui	-128.88	G+Q	16.58	10.1	191.9	
RDC	Intermédi-aire	Travée	124.51	G+Q	18.84	9.4	164.5	Oui Oui
		Appui	-139	G+Q	18.84	10.5	183.6	
	RIVE	Travée	138.02	G+Q	18.84	10.4	182.3	Oui Oui
		Appui	-143.66	G+Q	18.84	10.9	189.8	

V.2.4 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT :

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le Règlement " CBA 93 " $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$ avec T_u: effort tranchant

La Fissurations est considérée comme préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$

- ✓ $\overline{\tau}_u = 2.5MPa$ (Situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$ (Situation accidentelle).

- **Les poutres X-X ;**

Tableau V.6 : Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres (X-X).

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
terrasse	intermédiaire	146.41	1,35G+1,5Q	0.98	2.5	Oui
	RIVE	116.41	1,35G+1,5Q	0.78	2.5	Oui
étages	intermédiaire	121.02	1,35G+1,5Q	0.81	2.5	Oui
	RIVE	108.51	1,35G+1,5Q	0.72	2.5	Oui
RDC	intermédiaire	187.68	1,35G+1,5Q	1.25	2.5	Oui
	RIVE	147.82	1,35G+1,5Q	0.99	2.5	Oui

- **Les poutres Y-Y:**

Tableau V.7 : Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres (Y-Y).

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
terrasse	intermédiaire	117.48	1,35G+1,5Q	0.78	2.5	Oui
	RIVE	126.66	1,35G+1,5Q	0.84	2.5	Oui
étages	intermédiaire	112.4	1,35G+1,5Q	0.75	2.5	Oui
	RIVE	127.44	1,35G+1,5Q	0.85	2.5	Oui
RDC	intermédiaire	166.69	1,35G+1,5Q	1.11	2.5	Oui
	RIVE	178.86	1,35G+1,5Q	1.19	2.5	Oui

V.2.5 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES *:*

- L'acier choisi est de type haute adhérence de nuance FeE 400.

$$\varphi_t \le Min\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\varphi_l\right] \qquad \text{Donc} \quad \varphi_t = 10mm$$

- L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

✓ **Selon le RPA 99V2003**

$$\begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003.b} \\ S_t \le Min\left(\dfrac{h}{4};\ 12\varphi\right) & zone\ nodale \\ S_t \le \dfrac{h}{2} & zone\,courante \end{cases}$$

✓ **D'après CBA 93**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \ge \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \le Min(0.9d;\ \ 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \ge 0.4MPa \end{cases}$$

Avec $\alpha = 90^\circ$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 Sections d'armateurs transversales

		CBA 93		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
X-X	1.25	40	2.37	12	25	2.25	10	25	3.14=4HA10
Y-Y	1.19	40	2.14	12	25	2.25	10	25	3.14=4HA10

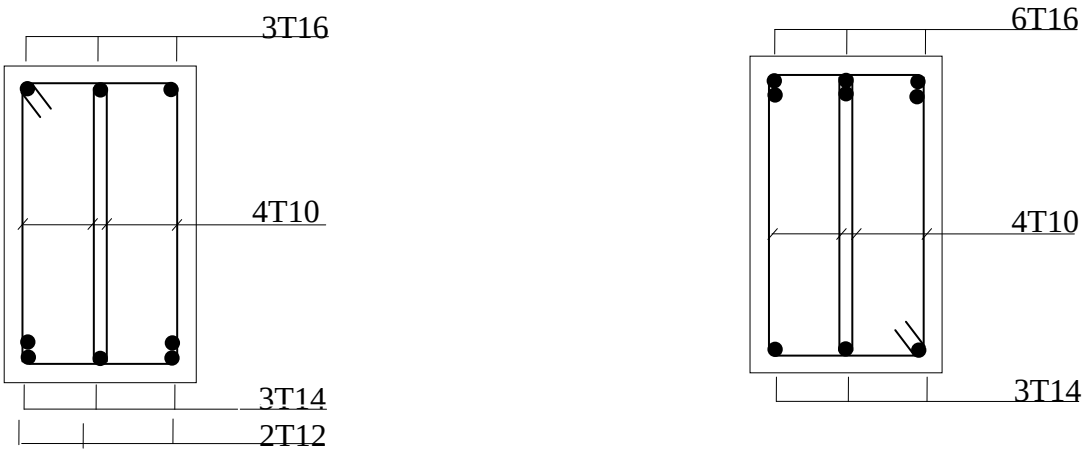
V.2.6 VERIFICATION DE LA FLECHE :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

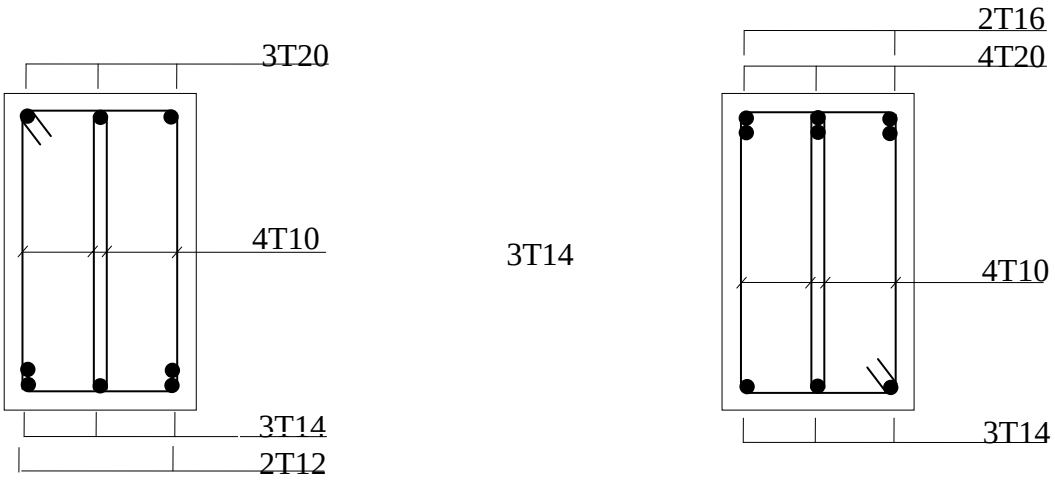
Tableau V.9: Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
35*45	0.092	0.062	Oui	0.092	0.085	Oui	0.0102	0.105	Oui
30*35	0.092	0.062	Oui	0.092	0.085	Oui	0.0102	0.105	Oui



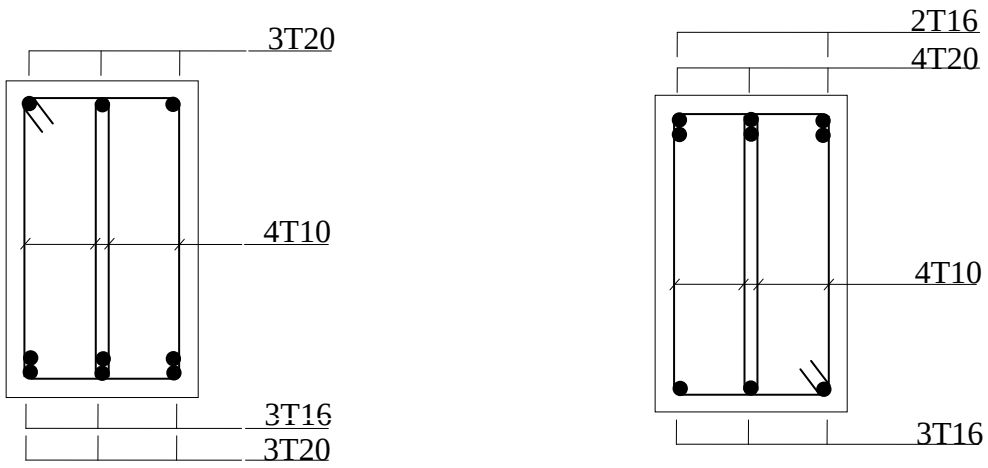
En travée En appui

Figure V.1: ferraillage de poutre de plancher terrasse et courant sens X-X



En travée En appui

Figure V.2: ferraillage de poutre de RDC sens X-X



En travée En appuis

Figure V.3: ferraillage de poutre de Terrasse et étage courant sens Y-Y



En travée En appui

Figure V.5: ferraillage de poutre de RDC courant sens Y-Y

V.3 FERRAILLAGES DES POTEAUX:

V.3.1 INTRODUCTION:

Les poteaux de notre ouvrage sont sollicités en flexion composée (sous un effort "N" et un moment fléchissant "M"). Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables. Trois cas sont possibles :

1. (N_{max} ; M_{corr}).
2. (M_{max} ; N_{corr}).
3. (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.2 ETAT LIMITE DE STABILITE DE FORME :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1+e_2+e_3)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à : $e_1 = M_u/N_u$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte du problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L^2 f (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec:

- $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

- $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$

- Lf : longueur de flambement.
- h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec l_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

V.3.3 DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES :

La section A_ℓ des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- **Selon le CBA 93:**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ 1\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{\min} = \dfrac{B}{1000}$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**

  - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
  - Leur pourcentage est limité en zone III par:

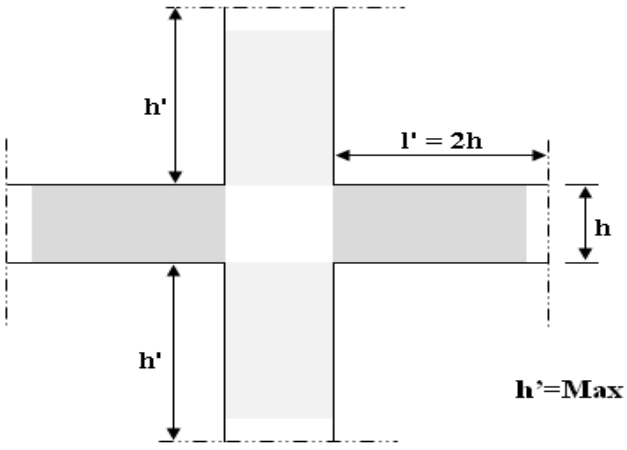
$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\% \text{ : En zone courante.}$$

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\% \text{ : En zone de recouvrement.}$$

  - Le diamètre minimum est de 12 mm.
  - La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
  - La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
  - Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

Avec :

he : la hauteur d'étage ;et h'=60cm



h'=Max [h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60cm]

Figure V.6: Définition de la zone nodale dans les poteaux

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.10 Les Armatures longitudinaux des poteaux.

SECTION DES POTEAUX	Sollicitation	Valeur	Combinaison	A_{cal} (A_s+A_s') (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A choisie (cm^2)
					(CBA)	(RPA)	
(50*50)	N_{max} (kN)	3250	1.35G+1.5Q	9.6	2.5	22.5	12T16 =24.12
	M_{corres} (KN)	0.24					
	M_{max} (KN)	89.81	G+Q+Ey	9.7	2.5	22.5	
	N_{corr} (kN)	971.85					
	N_{min} (kN)	87.64	0.8G+Ey	9.2	2.5	22.5	
	M_{corres} (KN)	72.59					
(45*45)	N_{max} (kN)	784.58	1.35G+1.5Q	8.9	2.025	18.22	12T16 =24.12
	M_{corres} (KN)	47.41					
	M_{max} (KN)	73.64	G+Q+Ey	9.1	2.025	18.22	
	N_{corr} (kN)	171.53					
	N_{min} (kN)	19.99	0.8G+Ey	8.8	2.025	18.22	
	M_{corres} (KN)	53.52					

V.3.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS :

Après avoir faire le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérificationdes contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}).

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

La fissuration est considérée comme Préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266.7\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 202\,MPa$$

Tableau V.11: Valeurs des contraintes à l'E.L.S

SECTION	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σs (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
50*50	2362.75	-8.34	8.04	8.3	0	144.2	Oui
	1435.35	45.73	8.04	6.9	0	65.1	
	161.29	-4.06	8.04	0.7	0	7.9	
45*45	573.31	-22.77	8.04	3.7	0	28.2	Oui
	275.13	53.67	8.04	5.6	55.5	0	
	19.99	-5.76	8.04	0.4	2.6	0	

V.3.5 JUSTIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93 :**

Si la fissuration est préjudiciable. $\overline{\tau_u} = \min\left[15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$

$$\begin{cases} \overline{\tau_U} = 2.5MPa & situation\ durable \\ \overline{\tau_U} = 3.26MPa & situation\ accidentelle \end{cases}$$

- **Selon le RPA.99 version 2003**

$$\tau_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau et il est :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{l_f}{i} \\ i = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.12: Valeurs des contraintes limites de cisaillement.

Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
50*50	G+Q+Ex	248.91	1.04	17.62	0.075	1.875	3.26	Oui
45*45	G+Q+Ex	208.83	1.09	16.47	0.075	1.875	3.26	Oui

Created With PDF Pro 10 TRIAL

V.3.6 DETERMINATION DES ARMATURES TRANSVERSALES :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

Selon le CBA93 :

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_\ell\right]$$

Aves : Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

Dans le cas de la flexion composée.

- $S_t \leq \text{Min}\ [0.9d, 40cm]$

Et

- $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4\ \text{MPa}$

Selon le RPA99 version 2003 : (A.7.4.2.2)

$$St = \frac{h \,.fe\,.At}{\rho.Vu}$$

Avec : $A_t = n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone III.
  Dans la zone courante: $St \leq$ Min $(b/2 , h/2 , 10\phi_l)$ en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t.b_1} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ \left(\frac{10}{\lambda_g^{\,2}}\right)\% & \text{si} \quad 3 < \lambda_g < 5 \\ 0.8\% & \text{si} \quad \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de 10ϕ_t minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Tableau V.13: Armatures transversales des poteaux.

Section	V_u (kN)	λ_g	ρ	Zone	$S_{t\ adopte}$ (cm)	A_{min} (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	Choix
50*50	248.91	4.28	3.75	Z.C	15cm	4.05	0.98	6T10=4.71
				Z.N	10 cm	2.7	0.65	6T10=4.71
45*45	208.83	4.76	3.75	Z.C	15cm	2.97	0.99	6T10=4.71
				Z.N	10 cm	1.98	0.66	6T10=4.71

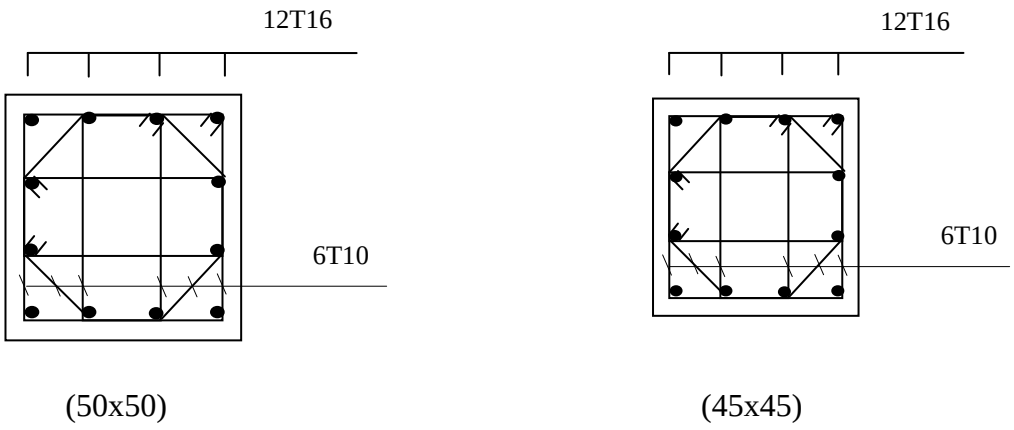


Figure V. 7 : dispositions des armateurs pour les poteaux.

V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1. INTRODUCTION:

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93, et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version(2003) sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

On a un seul type de voiles dans notre structure (les voiles pleins).

Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

V.4.2. LES HYPOTHESES DE CONCEPTION DES VOILES :

- Quelle que soit l'origine des forces horizontales, la stabilité doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.
- La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.
- Limitation de l'excentricité ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical.

V.4.3. LA DISPOSITION DES VOILES :

Après avoir conçu et calculé plusieurs dispositions du voile, pour lesquelles nous avons essayé de minimiser l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante :

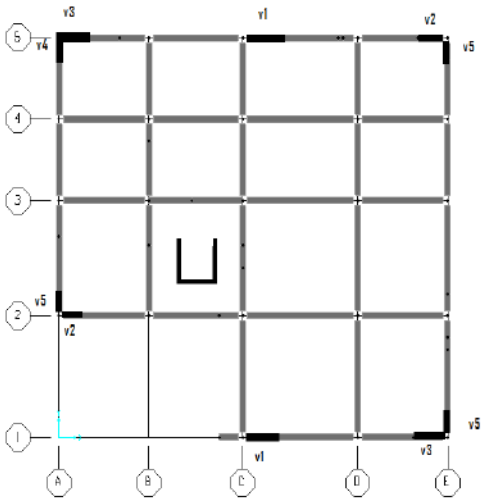


Figure V.8 : de disposition des voiles

-Condition d'application : [8]

-longueur du voile **d≥ 5** fois son épaisseur.

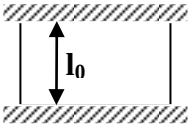
-L'épaisseur **a** du voile :

- a≥10cm pour les murs intérieurs.
- a≥12cm pour les murs extérieurs comportant une protection.
- a≥15cm pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

Le raidisseur d'extrémité **r :** r≥3a.

V.4.4. LES DEMARCHES A SUIVRE POUR LE CALCUL D'UN VOILE : [8]

1) Longueur de flambement :



Soit l_0: hauteur libre du mur (entre nus de plancher).

l_f : la longueur libre de flambement

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement **(l_f)** déduit de la hauteur libre du mur **(l_0)**, en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport **(l_f/ l_0)** sont données par le tableau suivant :

Tableau V.14 : Les valeurs du rapport **(l_f/ l_0)** dans un mur non raidi latéralement

Liaisons du mur		**Mur armé verticalement**	**Mur non armé verticalement**
Mur encastré en tête et en pied	Avec un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	Avec un plancher d'un seul coté	0.85	0.90
Mur articulé en tête et en pied		1.00	1.00

2) Elancement mécanique λ :

La valeur de **λ** se déduit de la longueur de flambement par la relation $\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{a}$

3) Contrainte normal limite :

Notation		**Unites**	**Voile armé verticalement**	**Voile non armé verticalement**
Elancement **(λ)**		/	$l_f \frac{\sqrt{12}}{a}$	
Section réduite **(B_r)**		m^2	d (a-0,02)	
Le facteur **(α)**	λ ≤50	/	$\frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0.65}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
	50≤λ ≤80		$0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
Contrainte limite **(σ_{lim})**		MPa	$\alpha\left[\frac{B_r f_{c28}}{B.0{,}9\gamma_b}+\frac{A_s f_e}{\gamma_s}\right]$	$\alpha\left[\frac{B_r f_{c28}}{B.0{,}9\gamma_b}\right]$

Avec :

l_f : longueur de flambement ;
a : épaisseur du voile ;
d : longueur du voile ;
B : la section du voile (B=a.d) ;
f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours ;
f_e : limite élastique de l'acier ;
Combinaison ultime : γ_b=1.5, γ_s=1.15
Combinaison accidentelle : γ_b=1.15, γ_s=1

Remarque :

La contrainte limite $\sigma_{u\,lim}=N_{u\,lim}$ /a.d que nous appelons σ_{ba} ou σ_{bna} selon le béton armé ou non

4) Vérification des contraintes : [8]

a) Contrainte normale :

On vérifie le voile on deux niveaux différents :

-Niveau I-I à mi hauteur d'étage : $\boldsymbol{\sigma_u \leq \sigma_{u\,lim}}$

-Niveau II-II sous le plancher haut : $\boldsymbol{\sigma_u \leq \dfrac{\sigma_{u\,lim}}{\alpha}}$

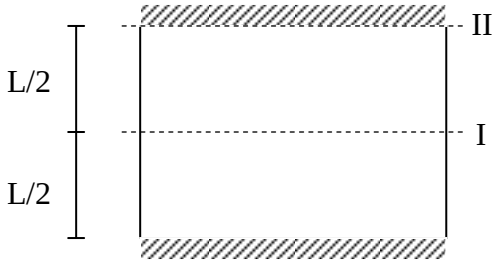


Figure V.9: Niveau de vérification.

- Si $\boldsymbol{\sigma_u \leq \sigma_{u\,lim}}$ le mur n'a pas besoin d'être armé $A_s=0$, donc on prévoit une section d'acier minimale exigée par le règlement.
- Si $\boldsymbol{\sigma_u > \sigma_{u\,lim}}$ le mur doit être armé. Il faut alors prévoir :
  -Des armatures verticales ;
  -Des armatures horizontales, parallèles aux faces du mur ;
  -Des armatures transversales.

V.4.2 METHODE DE CALCUL:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment de flexion" M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

L: la largeur du voile ;

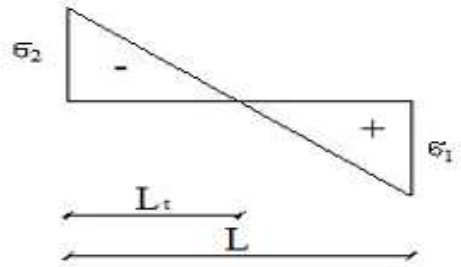
a: épaisseur du voile. ;

I: moment d'inertie: $I = \dfrac{a.h^3}{12}$

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

- Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée.



-

Figure V. 10 : Diagramme des contraintes (SPC)

- Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

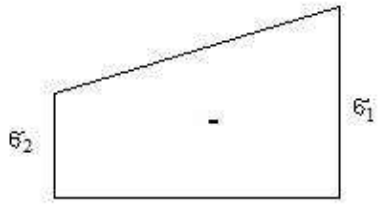


Figure V.11 : Diagramme des contraintes (SET)

- Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

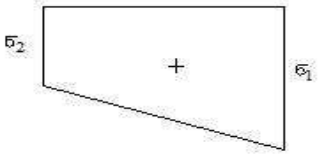


Figure V. 12 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.4.3 RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS:

- **Selon le CBA :**

$$0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité.

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

✍ **Selon le RPA 99 version 2003 :**

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm.**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, 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 (2) valeurs suivantes :

$$s \leq \begin{cases} 30cm \\ 1.5a \end{cases} \qquad Avec: \quad a: épaisseur\ du\ voile$$

- 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 de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓ 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - ✓ 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
  - ✓

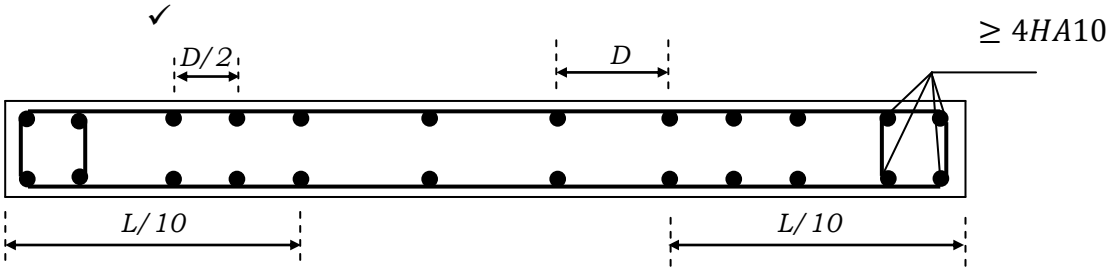


Figure V. 13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.4 ARMATURES VERTICALES:

a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance:

Les résultats de calcul des armatures à l'ELU de résistance sont regroupés dans les tableaux Suivants :

✓ **Sens longitudinale : Voile 1 (VL1 : L=1.75m ; a = 20cm)**

Tableau V.15 : Ferraillage verticale du voile 1

Niveau	L (m)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	Sit	Type	Lt (m)	Ft (KN)	As (cm²)
6ème 5ème	1.75	-0.52	-1.59	ACC	SET	0.89	196.1	35
4ème 3ème 2ème	1.75	1.85	-5.18	ACC	SPC	0.89	376.6	35
1ére RDC (SS)	1.75	0.122	-0.127	ACC	SPC	0.85	462.77	35.8

SPC : Section Partiellement Comprimée.

Tableau V.16 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L (m)	A_{min} CBA *(cm²)*	$A_{.min}$ RPA *(cm²)*	0.20%B *(cm²)*	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi *(cm²)*
6ème 5ème	1.75	3.5	5.25	7.0	0.175	2 x (13T14) =40.2
4ème 3ème 2ème	1.75	3.5	5.25	7.0	0.175	2 x (13T14) =40.2
1ére RDC (SS)	1.75	3.5	5.25	7.0	0.175	2 x (13T14) =40.2

✓ **Sens longitudinale : Voile 2 (VL2 : L=1m ; a = 20cm)**

Tableau V.17 : Ferraillage verticale du voile 2

Niveau	L*(m)*	σ_1 *(MPa)*	σ_2*(Mpa)*	Sit	Type	Lt*(m)*	Ft *(KN)*	A_s *(cm²)*
6ème 5ème	1	1.418	-1.624	ACC	SPC	0.466	293.6	21.55
4ème 3ème 2ème	1	2.28	-3.029	ACC	SPC	0.198	319.9	21.55
1ere RDC (SS)	1	2.027	-3.824	ACC	SPC	0.346	312	21.55

Tableau V.18 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L (m)	A_{min} CBA (cm²)	$A_{.min}$ RPA (cm²)	0.20%B (cm²)	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi (cm²)
6ème 5ème	1	2	3	4	0.1	2 x (7T14) =21.55
4ème 3ème 2ème	1	2	3	4	0.1	2 x (7T14) =21.55
1ére RDC (SS)	1	2	3	4	0.1	2 x (7T14) =21.55

✓ **Sens longitudinale : Voile 3 (VL3 : L=1.50m ; a = 20cm)**

Tableau V.19 : Ferraillage verticale du voile 3

Niveau	L (m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (Mpa)	Sit	Type	Lt (m)	Ft (KN)	A_s (cm²)
6ème 5ème	1.50	1.357	-3.698	ACC	SPC	0.403	243.1	30
4ème 3ème 2ème	1.50	-1.109	-1.735	ACC	SET	2.6	1308.1	30
1ére RDC (SS)	1.50	5.54	-8.52	ACC	SPC	0.684	4729.3	33.8

Tableau V.20 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L(m)	A_{min} CBA *(cm²)*	$A_{.min}$ RPA *(cm²)*	0.20%B*(cm²)*	L/10*(m)*	A_{totale} choisi*(cm²)*
6^{eme} $5^{ème}$	1.50	3	4.5	6	0.15	2 x (11T14) =33.87
4^{eme} $3^{ème}$ $2^{ème}$	1.50	3	4.5	6	0.15	2 x (11T14) =33.87
1^{ere} RDC (SS)	1.50	3	4.5	6	0.15	2 x (11T14) =33.87

✓ **Sens longitudinale : Voile 4 (VL4 : L=1.00m ; a = 20cm)**

Tableau V.21 : Ferraillage verticale du voile 4

Niveau	L (m)	σ_1 *(MPa)*	σ_2 *(Mpa)*	Sit	Type	Lt (m)	Ft (KN)	A_s (cm²)
6^{eme} $5^{ème}$	1.00	1.435	-4.21	ACC	SPC	0.254	162.2	20
4^{eme} $3^{ème}$ $2^{ème}$	1.00	5.731	-8.736	ACC	SPC	0.396	1009	20.2
1^{ere} RDC (SS)	1.00	13.77	-21.29	ACC	SPC	0.393	2403.7	27.2

Tableau V.22 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L (m)	A_{min} CBA (cm²)	$A_{.min}$ RPA (cm²)	0.20%B (cm²)	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi (cm²)
7^{eme} $6^{ème}$ $5^{ème}$	1	2	3	4	0.1	2 x (7T14) =21.55
4^{eme} $3^{ème}$ $2^{ème}$	1	2	3	4	0.1	2 x (7T14) =21.55
$1^{ère}$ RDC (SS)	1	2	3	4	0.1	2 x (7T16) =28.15

✓ **Sens longitudinale : Voile 5 (VL5 : L=1.00m ; a = 20cm)**

Tableau V.23 : Ferraillage verticale du voile 5

Niveau	L(m)	σ_1 (MPa)	σ_2 *(Mpa)*	Sit	Type	Lt (m)	Ft (KN)	A_s (cm²)
7ème 6ème 5ème	1.00	8.79	-11.56	ACC	SPC	0.432	1688.3	24.8
4eme 3ème 2ème	1.00	14.35	-17.35	ACC	SPC	0.453	2887.4	26.4
1ére RDC (SS)	1.00	-10.55	-4.71	ACC	SET	0.691	3242.4	28

Tableau V.24 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L (m)	A_{min} CBA (cm²)	$A_{.min}$ RPA (cm²)	0.20%B (cm²)	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi (cm²)
7ème 6ème 5ème	1	2	3	4	0.1	2 x (7T16) =28.15
4eme 3ème 2ème	1	2	3	4	0.1	2 x (7T16) =28.15
1ére RDC (SS)	1	2	3	4	0.1	2 x (7T16) =28.15

✓ Espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \leq \begin{cases} 27\,cm \\ 30\,cm \end{cases}$$

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants:

- S_t = 20 *cm* (en zone courante)
- S_t = 10 *cm* (en zone d'extrémité du voile)

V.4.5 LES ARMATURES HORIZONTALES:

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

✓ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec: $\bar{V} = 1.4 \times V_u$

b_o : épaisseur du voile.

d : hauteur utile =0,9h.

h : hauteur totale de la section brute.

Tableau V.25 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins

Les voiles	L (m)	Vu (kN)	$\bar{V}$ (KN)	Sit	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}RPA$ (MPa)	$\overline{\tau_b}CBA$ (MPa)	$\tau_b \leq [\tau_b]$
VL1	1.75	564.44	790.21	ACC	02.51	5.00	3.26	Oui
VL2	1	295.55	413.77	ACC	02.30	5.00	3.26	Oui
VL3	1.5	314.18	439.86	ACC	01.63	5.00	3.26	Oui
VL4	1	156.77	219.48	ACC	01.22	5.00	3.26	Oui
VL5	1	286.56	401.18	ACC	02.23	5.00	3.26	Oui

✓ **Calcul les armatures horizontales :**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

Selon le CBA 93:

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\dfrac{h}{35}; \dfrac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h\, f_{eh}}{0.4\, a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003:**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\,;30\text{cm}\right]$$

A_{min} (RPA) = 0.15 %.B

On va faire le ferraillage des armatures horizontales par 1m de largeur pour les deux faces du voile. qui est égale :

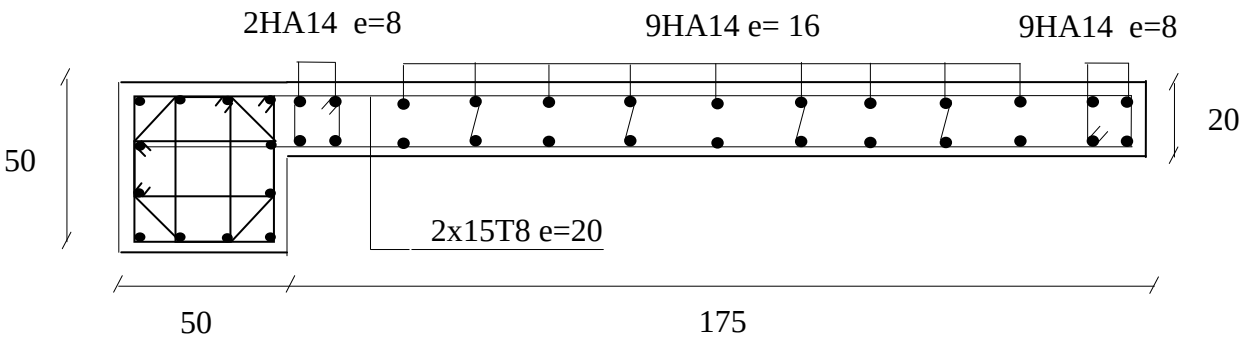
A = 0.15%.B = 3cm^2

Tableau V.26 : Calcul des armatures horizontales des voiles pleins ainsi leurs espacements.

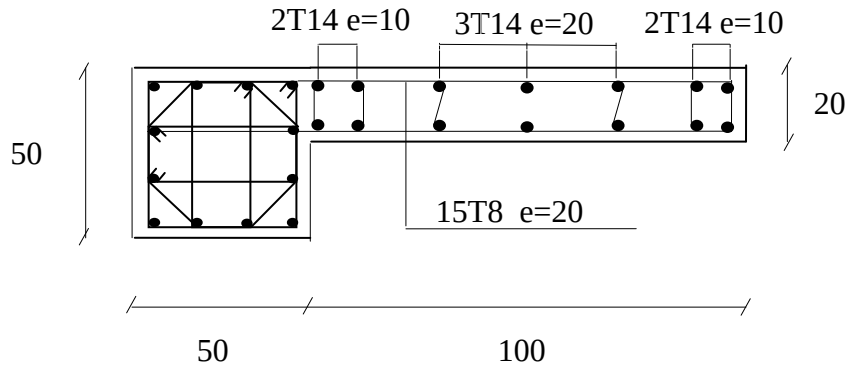
Les voiles	L (m)	S_h (cm)		ϕ_{max} (cm)	$A_{h\,calc}$ (CBA) (cm^2)	$A_{h\,min}$ (cm^2) (RPA)	$A_{hchoisie}$ (cm^2)	$S_{hchoisi}$ (cm)
		RPA	CBA					
XX	1.75	30	40	2.00	6.41	3	2x (15T8) =7.53	20.00
XX	1.00	30	40	2.00	5.86	3	2x (15T8) =7.53	20.00
XX	1.50	30	40	2.00	4.15	3	2x (15T8) =7.53	20.00
YY	1.00	30	40	2.00	3.11	3	2x (15T8) =7.53	20.00
YY	1.00	30	40	2.00	5.68	3	2x (15T8) =7.53	20.00

- **schémas de ferraillage**

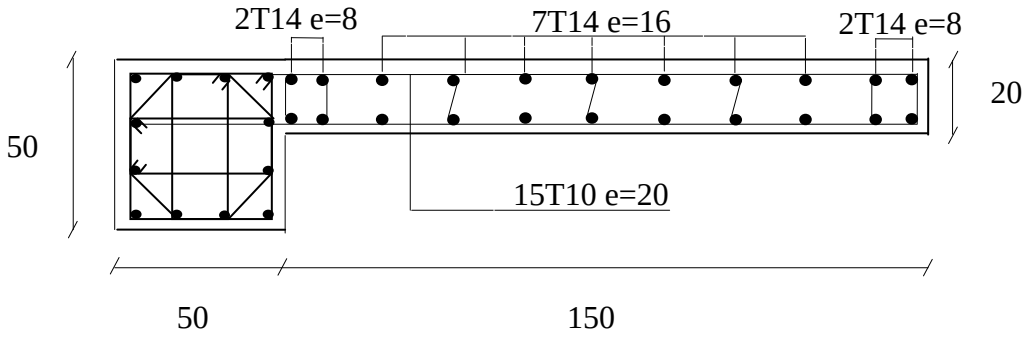
-voile 1 :



-voile 2 :



-voile 3 :



-voile 4 et 5 :

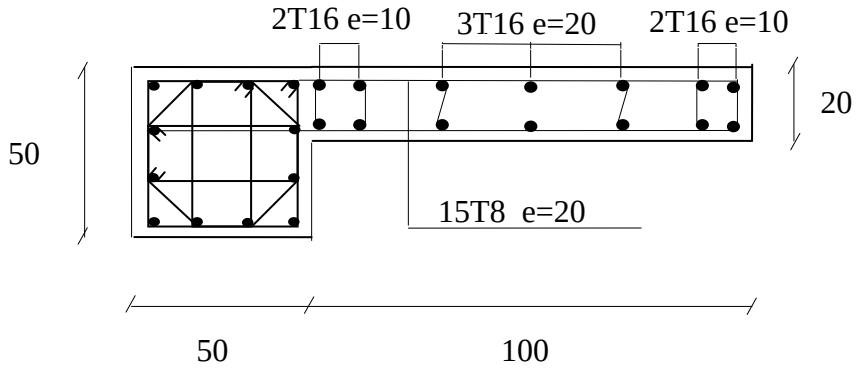


Figure V. 14 : schémas de ferraillage des voiles

CHAPITRE VI

VI.1. INTRODUCTION :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

• Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
• Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
• Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.
• Jouer un rôle d'appui.

VI.2. ÉTUDE DE LA FONDATION :

VI.2.1 GENERALITE :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les fondations servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanente, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques. Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers »; soit par l'intermédiaire d'autres organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure. Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2.2/ Choix du Type de fondation :

Compte tenu de la caractéristique du sol et pour une structure avec voiles, il y a deux Types de fondations à prévoir et qui sont :

- Des semelles isolées sous poteau.
- Des semelles filantes sous poteaux et voiles.

VI.2.3/ Dimensionnement et calcul des semelles

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

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton et par Consol ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement.

VI.2.3.1/Les semelle filante sous voile :

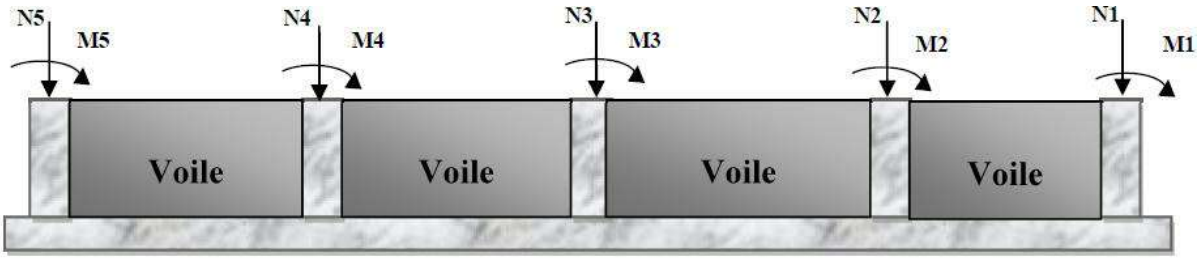


Figure VI.1: Schéma équivalents des Semelles filantes sous cinq poteaux et voiles SF_1

Tableau VI.1 : dimensionnement des semelles filantes sous poteaux et voiles

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	ΣNi
	158.9	231	435.5	325	295	1542.1
Semelle		**20.4**	**1.2**	0.3	25	183.6
Remblai		20.4	1.2	1.2	18	528.76
Poteaux	5	0.5	0.5	1.2	25	37.5
Voiles P		17.9	0.2	1.2	25	107.4
Voiles	360	886	0.2	1.2	25	400
					Σ	**2799.36**
SFE	Contrainte sous semelle					**0.114**

Tableau VI.2 : dimensionnement des semelles filantes sous poteaux et voiles

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	ΣNi
	158.9	231	435.5	325	343.66	1494.06
Semelle		**20.4**	**1.2**	0.3	25	183.6
Remblai		20.4	1.2	1.2	18	528.768
Poteaux	5	0.5	0.5	1.2	25	37.5
Voiles P		17.9	0.2	1.2	25	107.4
Voiles	360	886	0.2	1.2	25	360
					Σ	**2711.32**
SFA	Contrainte sous semelle					**0.111**

Tableau VI.3 : dimensionnement des semelles filantes sous poteaux et voiles

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	ΣNi
	158.9	231	435.5	325	295	1309.3
Semelle		**20.4**	**1.2**	0.3	25	183.6
Remblai		20.4	1.2	1.2	18	528.768
Poteaux	5	0.5	0.5	1.2	25	37.5
Voiles P		17.9	0.2	1.2	25	107.4
Voiles	360	886	0.2	1.2	25	360
					Σ	2526.56
SF1	Contrainte sous semelle					**0.124**

Tableau VI.4 : dimensionnement des semelles filantes sous poteaux et voiles

Efforts	N1	N2	N3	N4	N5	ΣNi
	295	275.28	301	314.4	343.66	1529.34
Semelle		**18.9**	**1.2**	0.3	25	170.1
Remblai		18.9	1.2	1.2	18	489.888
Poteaux	5	0.5	0.5	1.2	25	37.5
Voiles P		14.4	0.2	1.2	25	86.4
Voiles	270	450	0.2	1.2	25	270
					Σ	2583.22
SF4	Contrainte sous semelle					**0.114**

VI.2.3.2/ Les semelles isolées :

a) Dimensionnement :

D'après le **RPA 99 [**article **10-1-4-1],** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

G + Q + E

0.8G ± E

Compte tenu de l'application a la résistance ultime du sol égale à : 2 bar.

Données :

N : effort normal.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol

A : petit cote du poteau.

B : grand cote du poteau.

C : l'enrobage de la semelle =5cm.

$$\begin{cases} D \geq \dfrac{B-b}{4} \\ e \geq \dfrac{h}{2} \text{ à } \dfrac{h}{3} \\ \sigma = \dfrac{N}{A\,B} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A.B \geq \dfrac{N}{\sigma_{sol}} \end{cases}$$

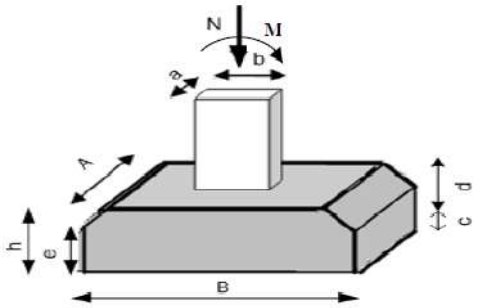


Figure VI.2: semelle isolé sous poteau.

Avec :
S : Surface de la semelle
A : Longueur de la semelle
B : Largeur de la semelle
S =A x B
Avec :

$$A = \frac{a}{b} B$$

Donc on aura : $B \geq \sqrt{\dfrac{N}{\dfrac{a}{b}\sigma_{sol}}}$

Tableau VI.5 : Récapitulatif pour le dimensionnement des semelles isolées.

N(kN)	a(m)	b(m)	$\frac{a}{b}$	$\sigma_{sol}(KN)$	B_{adopt}	A_{adopt}	h(m)	E(m)
1440.38	0.50	0.50	1	200	2.70	2.70	0.40	0.30
1612.12	0.50	0.50	1	200	2.80	2.80	0.40	0.30
1534.31	0.50	0.50	1	200	2.70	2.70	0.40	0.30
1403.20	0.50	0.50	1	200	2.70	2.70	0.40	0.30
1662.70	0.50	0.50	1	200	2.80	2.80	0.40	0.30
1995.40	0.50	0.50	1	200	3.20	3.20	0.40	0.30
313.70	0.50	0.50	1	200	1.30	1.30	0.40	0.30
814.90	0.50	0.50	1	200	2.00	2.00	0.40	0.30
2326.30	0.50	0.50	1	200	3.50	3.50	0.40	0.30

b)-vérification du chevauchement :

$$\frac{(\mathbf{1.5}\boldsymbol{A} + \mathbf{1.5}\boldsymbol{A}')}{\mathbf{2}} \geq \boldsymbol{ds}$$

A, A' : les dimensions du deux semelles adjacentes.

ds : la distance entre-axes du deux semelles.

Tableau.VI.6 : vérification du chevauchement**.**

semelle	A(m)	A'(m)	calculé	ds(m)	verification
sf-s1	0.60	2.70	2.48	4.60	N.V
s1-s2	2.70	2.80	4.13	4.80	N.V
s2-s3	2.80	2.80	4.20	5.90	N.V
s3-sf	2.70	0.60	2.48	4.60	N.V
sf-s4	0.60	2.70	2.48	4.60	N.V
s4-s5	2.70	2.80	4.13	4.80	N.V
s5-s6	2.80	3.20	4.50	5.90	N.V
s6-sf	3.20	0.60	2.85	4.60	N.V
sf-s7	0.60	1.30	1.43	4.60	N.V
s7-s8	1.30	2.00	2.48	4.80	N.V
s8-s9	2.00	3.50	4.13	5.90	N.V
s9-sf	3.50	0.60	3.08	4.60	N.V
sf-s1	0.60	2.70	2.48	3.75	N.V
s1-s4	2.70	2.70	4.05	3.75	C.V
s4-s7	2.70	1.30	3.00	5.30	N.V
s7-sf	1.30	0.60	1.43	5.60	N.V
sf-s2	0.60	2.80	2.55	3.75	N.V
s2-s5	2.80	2.80	4.20	3.75	C.V
s5-s8	2.80	2.00	3.60	5.30	N.V
s8-sf	2.00	0.60	1.95	5.60	N.V
sf-s3	0.60	2.70	2.48	3.75	N.V
s3-s6	2.70	3.20	4.43	3.75	C.V
s6-s9	3.20	3.50	5.03	5.30	N.V
s9-sf	3.50	0.60	3.08	5.60	N.V

- Alors il y'a le problème de chevauchement, donc on passe au calcul des semelles filante.

VI.2.3.3/ Semelle filante croisé sous poteaux:

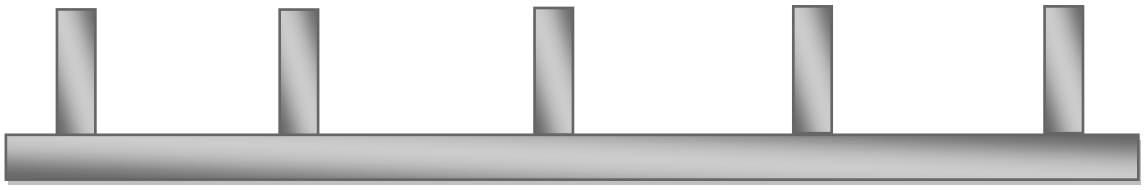


Figure.VI.3: Schéma équivalents des Semelles filantes sous cinq poteaux SF_2

Sens x-x :

Tableau VI.7 : dimensionnement des semelles filantes sous poteaux.

semelle	somme	b	L	L1	L2	B	Badopté	d	h adopté
sf1	2293.405	0.3	11.2	0.5	0.5	1.02	1.2	0.3	0.35
sf2	2530.65	0.3	11.2	0.5	0.5	1.13	1.2	0.3	0.35
sf3	1727.45	0.3	11.2	0.5	0.5	0.77	1.2	0.3	0.35

Sens y-y :

Tableau VI.8 : dimensionnement des semelles filantes sous poteaux.

semelle	somme	b	L	L1	L2	B	Badopté	d	h adopté
sf1	1578.64	0.3	9.55	0.5	0.5	0.83	1.2	0.3	0.35
sf2	2044.86	0.3	9.55	0.5	0.5	1.07	1.2	0.3	0.35
sf3	2228.00	0.3	9.55	0.5	0.5	1.17	1.2	0.3	0.35

VI.2.4/Ferraillage des semelles filantes :

A. Calcul des efforts :

La poutre la plus chargée est celle intermédiaire :

- Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode de CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

- Conditions d'application:

-le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre

" 0.8 " et " 1.25 "…… **(c.n.v)**

- La fissuration doit être peu nuisible……. **(c.n.v)**

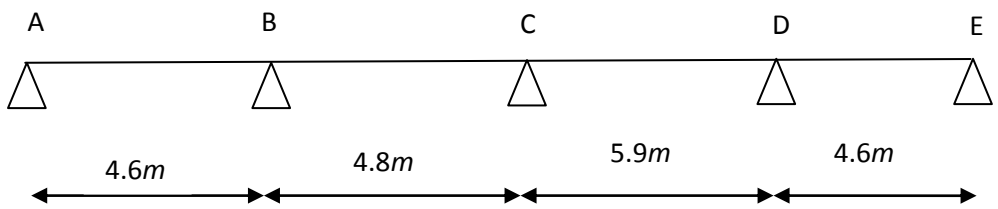


Figure VI.4 : poutre continue

- **A ELU** :

Tableau VI.9 : valeurs des efforts à L'ELU.

Travée	M_0 *(kN.m)*	M_t *(kN.m)*	M_ω *(kN.m)*	M_e *(kN.m)*	T_ω *(kN)*	T_e *(kN)*
A-B	224.14	116.03	44.83	181.86	145.62	244.18
B-C	244.05	58.93	181.86	188.41	153.95	252.80
C-D	368.72	166.35	188.41	216.60	200.77	299.19
D-E	224.14	101.65	216.60	44.83	251.73	138.07

- **à ELS**

Tableau VI.10 : valeurs des efforts à L'ELS.

Travée	M_0 *(kN.m)*	M_t *(kN.m)*	M_ω *(kN.m)*	M_e *(kN.m)*
A-B	175.81	91.01	35.16	142.65
B-C	191.43	46.22	142.65	147.79
C-D	289.23	130.49	147.79	169.90
D-E	175.81	79.74	169.90	35.16

A. Calcul du ferraillage :

Tableau VI.11 : calcul le ferraillage

	M_u *(KN.m)*	A_s^{cal} *(cm^2)*	A' *(cm^2)*	A_s^{min} *RPA (cm^2)*	A_s^{adop} *(cm^2)*
Travée	166.35	5.4	0	23.75	8HA20=25.13
Appuis	216.60	7.1	0	23.75	8HA20=25.13

B. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

En travées : A=25.13 *(cm²)* > 4.75 *(cm²)*…… ***(c.v)***

Aux appuis: A=25.13 *(cm²)* > 4.75 *(cm²)*…… ***(c.v)***

2. Contrainte tangentielle

On doit vérifier:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2{,}5\text{MPa}; 4\text{MPa}\right] = 2{,}50\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{299.19x10^3}{500x890} = 0.672\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2{,}50\,\text{MPa}$$

3. Vérification des contraintes normale à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau VI.12 : vérification des contraintes de L'ELS

	M_{ser} *(kNm)*	A_s *(cm^2)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *(MPa)*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ *(MPa)*	*Vérification*
Travée	130.49	25.13	1.6	*15*	*17.8*	202	*OK*
Appuis	169.9	25.13	*2.9*	*15*	*85.5*	202	*OK*

C. Détermination des armatures transversales :

- ✓ **D'après CBA 93**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u. - 0.3.f_{t28}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

- ✓ **Selon le RPA 99V2003**

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003.b} \\ S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4};\ 12\varphi\right) \quad zone\ nodale \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad zone\,courante \end{cases}$$

Tableau VI.13 : calcul des armatures transversales.

		CBA 93		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u *(Mpa)*	S_t *(cm)*	A_t *(cm^2)*	S_t (ZN) *(cm)*	S_t (ZC)	At *(cm^2)*	S_t (ZN) *(cm)*	S_t (ZC)	$A_{t\ choisie}$ *(cm^2)*
50x95	0.619	40	3.40	23.75	47.5	3.6	15	30	6HA10= 4.71

D. Calcul des armatures de peau:

Dans les poutres de grande hauteur, on dispose des armatures le long de chaque parement parallèlement à la fibre moyenne. Leurs section est d'au moins 3 cm^2/ml de parement.

$$A_p = 3 cm^2/m \times 0{,}95 = 3.15 cm^2$$

Par paroi on prend :

$2T14 = 3{,}08 cm^2$ (Fissuration préjudiciable)

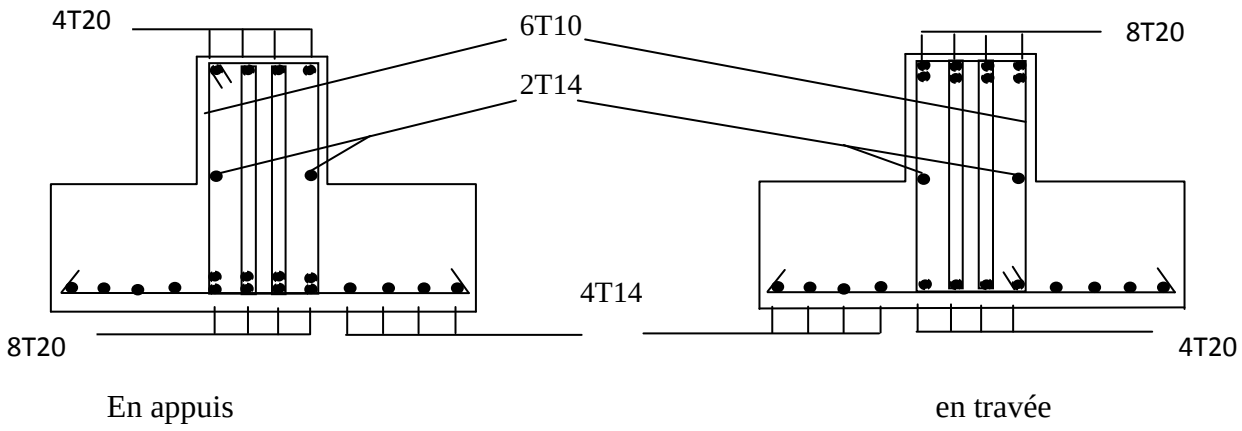


Figure VI.5: ferraillage de la semelle filante.

VI.3. MUR DE SOUTENEMENT :

VI.3.1. DIMENSIONNEMENT :

D'après RPA99 (version 2003) le mur de soutènement doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40 ϕ pour les renforcements des angles.
- On adopte une épaisseur e = 20 cm.

La hauteur de mur égale à 03.40 m. composé de panneau encastré dans les quatre cotés.

VI.3.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

Le mur de soutènement est sollicité en flexion simple, sous l'effet de la poussée des terres. Dans notre cas; le panneau est vertical, et la poussé est horizontal; et le frottement entre le mur et le remblai est négligeable.

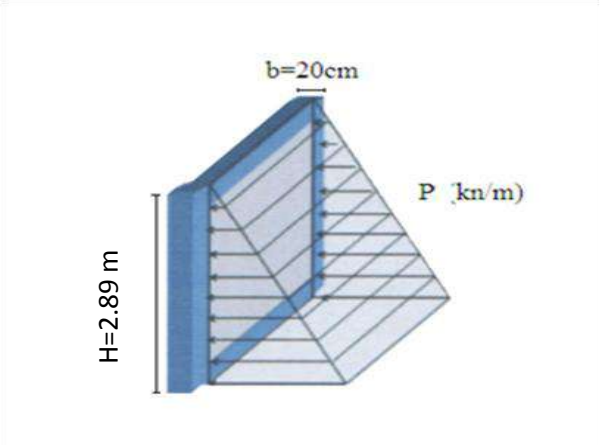


Figure VI.6 : mur de soutènement.

VI.3.3. METHODE DE CALCUL:

Le mur de soutènement est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre cotés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale (P) due au poids des terres:

$$P = \frac{1}{2} k_a \gamma . H^2$$

γ: poids volumique des terres.

H: hauteur du voile.

k_a: coefficient de poussée loi de Rankine : $k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$

φ': angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol, on a:

$\varphi' = 26°$; $\gamma = 19$ KN/m^3 ;H = 2.89m.

$k_a = tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{26}{2}\right) = 0.39$ Donc: $P = \frac{1}{2} \times 0.39 \times 19 \times (2.89)^2$

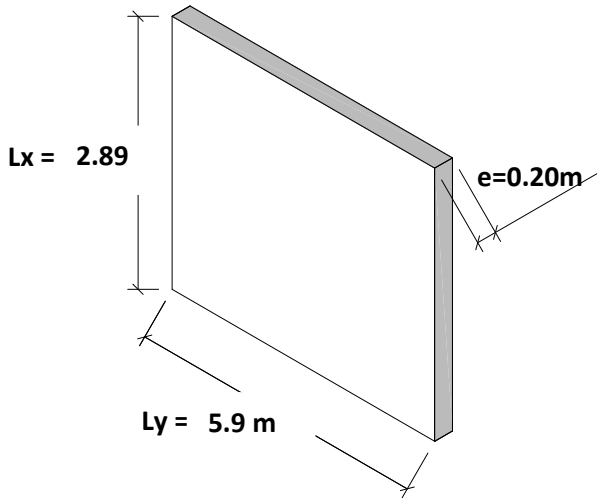


Figure VI.7 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.3.4. COMBINAISONS D'ACTIONS :

qu=1.35G+1.5Q=1.35x30.94=41.77$kN/m2$.

$qser$=G+Q=P=31.94 $kN/m2$.

Pour une bande de 1m :

qu=41.77$kN/m.$, $qser$=30.94 $kN/m.$

VI.3.5. FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients μx, μy de répartition des moments selon X, Y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$ Dans notre cas : $\rho = \frac{2.89}{5.9} = 0.49 > 0.4$

On a un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

a) Détermination des moments

- A l'ELU :

$Mx = \mu x \times qu \times \ell x^2 = 0{,}098 \times 41.77 \times (2.89)^2 = 34.18\ kN.m$

$My = \mu y \times Mx = 0.25 \times 34.18 = 8.54\ kN.m$

En travée :

$Mtx = 0.85Mt = 29.05\ kN.m$

$Mty = 0.85Mt = 7.26\ kN.m$

En appui :

$Max1 = Max^2 = -0.3Mx = -10.25\ kN.m$

$May1 = May^2 = -0.5Mx = -17.09\ kN.m$

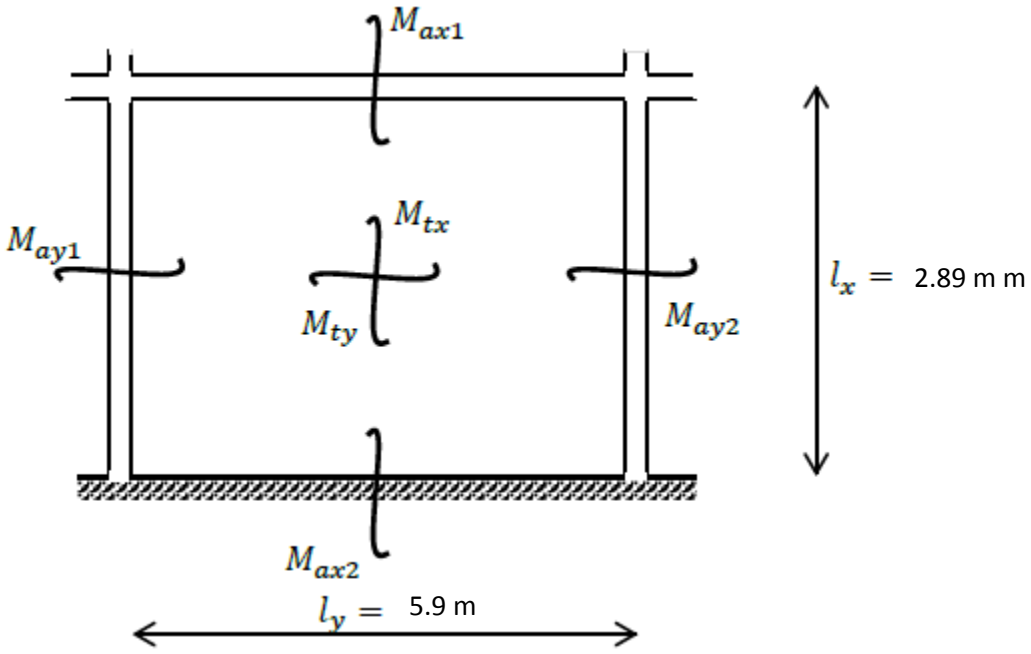


Figure V.8: Les moments subissant par le mur de soutènement

- à l'ELS :

$Mx = \mu x \times qser \times \ell x^2 = 0.1013 \times 30.94 \times (2.89)^2 = 26.17\ kN.m$

$My = \mu y \times Mx = 0.385 \times 26.17 = 9.37\ kN.m$

En travée :

Mtx= 0.85Mx=22.24 $kN.m$

Mty = 0.85My=7.96 $kN.m$

En appui

Max1=Max2= −0.3Mx=−7.85 $kN.m$

May1=May2 = −0.5Mx=−13.08 $kN.m$

b) Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableau VI.14 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	Sens	***M*(*kN.M*)**	***d*(*cm*)**	**(*cm*2)**	***A*(*cm*2)**	***Achoisis***
Travée	X	29.05	18	3.8	2	5HA10
	Y	7.26	18	1.17	2	4HA10
Appui	X	-10.25	18	1.66	2	5HA10
	Y	-17.09	18	2.78	2	4HA10

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Suivant X : $$T_x = \frac{qu \times lx \times ly}{2ly + lx} = \frac{41.77x2.89x5.9}{2x5.9+2.89} = 48.48 \text{ kN}$$

Suivant Y : $$T_x = \frac{qu \times lx \times ly}{3ly} = \frac{41.77x2.89x5.9}{3x5.9} = 40.23 \text{ kN}$$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0.d} = \frac{48.48 \times 10^3}{180 \times 10^3} = 0.26MPa \leq \frac{0.007f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

d) Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.15 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	$A(cm2)$	$Mser(kN.m)$	$\sigma_s\,(MPa)$	$\sigma_b\,(MPa)$	$\sigma_s \leq [\sigma s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
travée	x	3.93	22.24	212.5	5.2	cv	cv
	y	3.14	7.96	13.5	1.8	cv	cv
appuis	x	3.93	7.85	13.2	1.6	cv	cv
	y	3.14	13.08	195.3	4.1	cv	cv

CONCLUSION :

Dans ce projet, on a Essayé d'établir une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur *CBA 93* et *RPA 99 version 2003*.
Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

BIBLIOGRAPHIE

➢ Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé *C.B.A.93*.
- Règles Parasismiques Algériennes *RPA99 version 2003*.
- Charges permanentes et charges d'exploitation *DTR B.C.2.2*.

➢ Manuels techniques :

- Cours de béton armé. Olivier Gagliardini.
- Le projet de béton armé .Henry Thonier.
- Conception et calcul des structures de bâtiment. tome 2 Henry Thonier.
- Conception et calcul des structures de bâtiment .tome 4 Henry Thonier.
- Calcul dynamique des structures en zone sismique. Alain Capra.
- Dynamics of structures. Joseph Penzien.
- Cours de mécanique des sols. Tome 2 M. CALLAUD.
- Resistance des matériaux de base .Nourdine Bourahla.
- Constructeur Bâtiment. Tome 2 H.Renaud.

➢ Les logiciels

- Auto CAD 2010.
- applications socotec.
- Robot Expert BA.
- SAP 2000 version 11.