REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



**F**aculté de **T**echnologie

Département de Génie Civil

# Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

## Thème

*Etude d'un bâtiment en RDC + 6 Etages à usage d'habitation contreventé par des voiles*


Présenté par :

THELDJOUNE Khadidja

Dirigé par :

Mr. SKENDER Zakaria


**Promotion Juin 2021**

# *REMECIMENTS*

*Je remercie tout d'abord DIEU le tout puissant qui m'a donné durant toute ces années la santé, le courage et la foi en moi même pour arriver a terme de ce mémoire.*

*J'exprime mes sincères remerciements à l'égard de mon promoteur Mr SKENDER Zakaria pour son aide ses orientations et ses encouragement précieux, tout le long de notre travail, et aussi je le remercie pour la confiance qu'il ma prodigué.*

*Mes remerciements s'adressent aux enseignants qui ont contribué à ma formation, ainsi que les membres du jury qui me feraient l'honneur de juger ce travail.*

*Je remercie enfin toute personne ayant contribué a l'élaboration de ce travail, et trouve ici l'expression de mes plus profonds sentiments.*

# *Dédicases*

*C'est avec un grand honneur que je dédié ce modeste travail aux personnes les plus chère au monde après mon dieu pour leur sacrifice :*

*A Mes chère parents que dieu les gardes et préserve A Mes sœurs*

*A Mes frères*

*A tout la famille « THELDJOUNE»*

*A Mes amis intimes*

*A Mes chers copains*

*Et enfin a tous mes collègues de 2émes année master génie civile promotion 2020/2021*

***KHADIDJA***

## ملخص

هذاالمشروع يهدف إلى دراسة بناية سكنية من الخرسانة المسلحة تتكون من (طابق أرضي + ستة طوابق) ,
و المقرر بناؤها في حسين داي بولاية الجزائر العاصمة وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **III**.
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر: القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل « RPA99» و قواعد الخرسانة المسلحة « CBA93».

الدراسة الزلزالية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل.


**الكلمات المفتاحية :** الهيكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس ,الدراسة الزلزالية .


---


## Résumé

Ce projet consiste à étudier une structure à usage d'habitation en béton armé comportant un RDC + 6 étages qui sera implantée à – Hussein Dey - Wilaya d'Alger, classée selon le «RPA99 version2003 » comme une zone de forte sismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par la méthode dynamique moyennant le logiciel de calcul SAP2000 V21.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte des prescriptions du rapport de sol.



**Mots clés :** structure ; ferraillage ; béton armé ; fondation ; étude sismique.


---


## Abstract

This project consists in studying a building with habitation use containing of Ground floor+6 floors, which will be established in Hussein Dey in- Algeria-classified according to «RPA99 version2003 » like an area of high seismicity (Zone III).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a stable self-bracing system (frames and shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments ( CAB 93 and RPA 99).

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software SAP 2000 V21.

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.



**Keys words:** structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation ; seismic study.

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

**I.1 INTRODUCTION....1**

**I.2 DESTINATION ET SITUATION....2**

**I.3 CARACTÉRISTIQUE GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE....2**

I.3.1 DIMENSIONS EN PLAN....2
I .3.2 DIMENSIONS EN ÉLÉVATION....2

**I.4 CONCEPTION DE LA STRUCTURE....3**

I.4.1 OSSATURE DE L'OUVRAGE....3
I.4.2 PLANCHERS....3
I.4.3 MAÇONNERIE....3
I.4.4 L'ACROTÈRE....3
I.4.5 ESCALIER....3

**I.5 CARACTÉRISTIQUE MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX....3**

I.5.2 CIMENT....4
I.5.3 GRANULATS....4
I.5.4 BÉTON ARMÉ....4
*I.5.4.1 Résistance du béton....4*
*a)-Résistance caractéristique à la compression....4*
*b)-Résistance caractéristique à la traction....5*
*I.5.4.2 Coefficient de Poisson (υ)....5*
*I.5.4.3 Module de déformation longitudinale....5*
I.5.5 ACIER....6

**I.6 PRINCIPE DE CALCUL DU CBA 93....6**

## CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENT RESISTANTS

**II.1 INTRODUCTION....7**

**II.2 PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS....7**

**II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES [4]....9**

II.3.1 PLANCHER CORPS CREUX....9
*a)-Plancher terrasse....9*
*b)-Plancher courant....9*
II.3.2 DALLE PLEINE....10
*a)-Terrasse....10*
*b)-Etage courant....11*
II.3.3 MAÇONNERIE....11
*II.3.3.a Murs intérieurs (simple cloison)....11*
*II.3.3.b Murs extérieurs (double-cloison)....11*
II.3.4 SURCHARGES D'EXPLOITATIONS (Q)....12

**II.4 PRÉDIMENSIONNEMENT DES POUTRES....12**

**II.5 LES POTEAUX....13**

II.5.1 ETAPES DE PRÉDIMENSIONNEMENT....13
II.5.2 DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES....14
*II.5.3.a Charges Permanente....15*
*II.5.3.b charger d'exploitation....16*
II.5.4 VÉRIFICATION SELON LE RPA99V2003....17

**II.6 LES VOILES....17**

**III.1. ACROTÈRE....19**

**III.2. PLANCHER À CORPS CREUX....20**

III.2.1. LES POUTRELLES....20
*III.2.1.1. Avant coulage....20*
*III.2.1.2.Après coulage....20*
III.2.2. DALLE DE COMPRESSION....29

**III.3. DALLE PLEINE....30**

III.3.1 ETUDE E BALCON....30
III.3. 2 ETUDE DE DALLE MACHINE....32
*III.3.2.1 Prédimensionnement....33*
*III.3.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation :....33*

**III.4. ESCALIERS....39**

III.4. 1 PRÉDIMENSIONNEMENT LES CARACTÉRISTIQUES DE NOTRE ESCALIER SONT :....39
III.4.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES....40
III.4.3. FERRAILLAGE DES ESCALIERS À L'ELU....42
III.4.4. VÉRIFICATION À L'ELS....42
III.4.5.VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE....43
III.4.6. CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE....43
*III.4.6.1. Prédimensionnement....43*
*III.4.6.2. Evaluation des charges....44*
*III.4.6.3. Calcul des efforts internes....44*
*III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière....44*

## CHAPITRE IV: Etude dynamiqu

**IV.1. INTRODUCTION....46**

**IV.2. CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE....46**

IV.2.1. CENTRE DE MASSE....46
IV.2.2. CENTRE DE TORSION....46
Vue 3D :....48

IV.2.3. EXCENTRICITÉ....49
*IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :....49*
*IV.2.3.2. Excentricité accidentelle :....49*

**IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL....50**

IV.3. 1 INTRODUCTION....50
IV.3.2. MÉTHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :....51
*IV.3.2. 1 Principe de la méthode....51*
*IV.3.2.2 Modélisation....51*
*IV.3.2.3 Le spectre de réponse de calcul....51*
a)-Coefficient d'accélération A :....51
b)-Facteur de correction d'amortissement η....51
c)-Coefficient de comportement R....51
d)-Facteur de qualité Q....51
*IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique....52*

1. Analyse modale....53
1.1 Comportement modal....53
1.2 Participation massique (dissipation d'énergie)....53
2- Analyse statique et dynamique :....55
2.1 Stabilité de la structure....55
2.1.1Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »)....55
a)Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 ») :....55
2.1.2 Vérification de la stabilité au renversement....56
a)Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :....57
2.1.3 Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)....58
2.1.4 vérification de l'effet P-Δ....59
2.2 Résistance des éléments....60
2. 2 .1Vérification de cisaillement des éléments....60
a) Les poutres :....60
b) Les voiles :....61
2.2.2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux....61
IV.4. Conclusion :....62

## CHAPITRE V : Ferraillage des éléments résistants

**V.1. INTRODUCTION....63**
a) Combinaisons données par le CBA93....63
bCombinaisons données par le RPA99 version2003....63
**V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES....63**
V.2.1. FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES....63
*V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS....64*
*V.2.1.2. Vérification de la flèche....64*
*V.2.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU....65*
V.2.2 FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POUTRES....65
*Ferraillage des poteaux....66*
V.3.1. ARMATURES LONGITUDINALES....66
*V.3.1.1 Recommandations selon les règlements....66*
Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :....67
*V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage....67*
*V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS....69*
V.3.2 DÉTERMINATION DES ARMATURES TRANSVERSALES....69
*V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement $\tau_u$....69*
RPA 99 (Art 7.4.3.2)....70
*V.3.2.b Calcul des armatures transversales....70*
*V .3.2.1.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale....72*

*AtSt . b* 1%.....72

**V.4. FERRAILLAGE DES VOILES.....73**

*V.4.1. Ferraillage des trumeaux.....73*
*V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales.....73*
*V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS.....74*
*V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC.....75*
*V.4.1.4 Armatures horizontales.....75*
*V.4.1.5 Armatures transversales.....76*
Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003).....76

V.4.2 FERRAILLAGE DES LINTEAUX.....76
*V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple.....76*
a) Aciers longitudinaux.....77

b) Aciers transversaux.....77

*V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression.....77*
Aciers diagonales.....77

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 ».....77

b) Armatures transversales.....77

## CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

**VI.1. INTRODUCTION.....80**

**VI.2. TYPES DE FONDATION.....80**

**VI.3. CARACTÉRISTIQUES DU SOL.....80**

VI.3.1. CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS.....80
*VI.4.Choix du types de fondation.....81*
VI.4.1.Semelle isolée sous poteau.....81

VI.4.2.Semelle filante sous voiles et poteaux.....82

a) L'enrobage " e " :.....82

b) La largeur " B " de la semelle.....82

VI.4.2.2.Ferraillage.....86

a) Armatures principales " A ".....86

b) Armatures de répartition " Arép ".....87

c) Longueur de scellement " ls ".....87

VI.4.2.3.Vérification de la stabilité au renversement .....88

VI.4.3..Poutre de libage.....88

a) longitudinales.....90

a) Armatures de peau :.....92

**VI.5. LES LONGRINES.....93**

VI.5.1.Dimensionnement :.....93

VI.5.2.Ferraillage :.....93

VI.5.2.1.Armatures longitudinales :.....93

# LISTES DE FIGURES

FIGURE II.1 : PLANCHER A CORPS CREUX.....7
FIGURE II.2 : DIMENSIONS DU CORPS CREUX.....8
FIGURE II.3 : DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE PLEINE.....10
FIGURE II.4: DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE.....12
FIGURE II.5: REPRÉSENTATION DU POTEAU LE PLUS SOLLICITÉ.....14

YFIGURE III.1 : DIMENSIONS DE L'ACROTÈRE ET SON SCHÉMA STATIQUE ÉQUIVALENT.....19
FIGURE III.2 : FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE.....19
FIGURE III.3: LES SECTIONS CONSIDÉRÉES POUR LE CALCUL DU FERRAILLAGE DES POUTRELLES.....27
FIGURE III.4 : FERRAILLAGE DES POUTRELLES EN TRAVÉE (À GAUCHE) ET AUX APPUIS (À DROITE).....29
FIGURE III.5 : DISPOSITION DES ARMATURES DE LA DALLE DE COMPRESSION.....30
FIGURE III.6 : LES DIMENSIONS DE LA DALLE PLEINE.....30
FIGURE III.7 : DIMENSIONS DE LA DALLE MACHINE.....33
FIGURE III.8 : POIDS DE LA DALLE MACHINE SUPPORTÉ.....34
FIGURE III.9 : SCHÉMA DE LA VÉRIFICATION DU POINÇONNEMENT.....38
FIGURE III.10: DIMENSIONS DE L'ESCALIER.....39
FIGURE III.12 : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES A) À L'E.L.U ET B) À L'E.L.S.....41
FIGURE III.13: SCHÉMA STATIQUE ÉQUIVALENT DE LA POUTRE PALIÈRE.....43
FIGURE III.14: EFFORTS INTERNES DANS LA POUTRE PALIÈRE A) À L'ELU ET B) À L'ELS.....45

FIGURE IV.1: DISPOSITION DES VOILES.....48
FIGURE IV.2 : LE COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES.....53
Y
FIGURE V.1 : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES.....66
FIGURE V.2 : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES.....66
FIGURE V.3 : FERRAILLAGE DES POTEAUX.....72

FIGURE VI.1. SEELLE ISOLÉE SOUS POTEAU.....81
FIGURE VI.2. SEMELLE FILANTE SOUS POTEAUX.....84
FIGURE VI.3. SEMELLE FILANTE SOUS VOILES.....84
FIGURE VI.4. PLAN DE FONDATION.....85
FIGURE VI.5. LA CHARGE RÉPARTIE SUR LA POUTRE DE LIBAGE.....90
FIGURE VI.6. DISPOSITION DES ARMATURES LONGITUDINALES SUPÉRIEURES ET INFÉRIEURES.....90
FIGURE VI.7. ARMATURES DE PEAU.....92
FIGURE VI.8. FERRAILLAGE DES LONGRINES.....95

# LISTES DES TABLEAUX

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

TABLEAU I.1 : LES TYPES D'ACIERS UTILISES ET LEURS NUANCES. ..... 6

## CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

TABLEAU II .1 : EVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER TERRASSE (CORPS CREUX) ..... 9
TABLEAU II.2 : EVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER COURANT (CORPS CREUX) ..... 9
TABLEAU II.3 : EVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER TERRASSE (TERRASSE) ..... 10
TABLEAU II.4 : EVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER COURANT ..... 10
TABLEAU II.5 : EVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE DES MURS EN SIMPLE CLOISON ..... 11
TABLEAU II.6 : EVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE DES MURS EN DOUBLE CLOISON ..... 11
TABLEAU II.7 :CHARGES D'EXPLOITATIONS ..... 12
TABLEAU II .8 : PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRE ..... 13
TABLEAU II.9 : PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX ..... 15
TABLEAU II.10 : DETERMINATION DE L'EFFORT NORMAL ULTIME □□ DE CHAQUE NIVEAU ..... 15
TABLEAU II.11 : CALCUL DU POIDS DE CHAQUE NIVEAU ..... 15
TABLEAU II.12 : DETERMINATION DES CHARGES D'EXPLOITATIONS ..... 16
TABLEAU II.13 : VERIFICATIONS DU (1,1NU ≤NU ) ..... 17
TABLEAU II.14 : VERIFICATIONS DE COFFRAGE DES POTEAUX ..... 17
TABLEAU II.15 : DETERMINATION DE L'EPAISSEUR DES VOILES ..... 18

## CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

TABLEAU III.1 : EFFORTS APPLIQUES A L'ACROTERE ET LE FERRAILLAGE ADOPTE. ..... 19
TABLEAU III.2 : POUTRELLE A 1 TRAVEES (PLANCHER TERRASSE ET ETAGE COURANT (EC) ..... 21
TABLEAU III.3 : POUTRELLE A 1 TRAVEES (PLANCHER TERRASSE ET ETAGE TERRASSE ) ..... 22
TABLEAU III.4 : POUTRELLE A 2 TRAVEES (PLANCHER TERRASSE ET ETAGE COURANT (EC) ..... 23
TABLEAU III.5 : POUTRELLE A 2 TRAVEES (PLANCHER TERRASSE ET ETAGE TERRASSE) ..... 24
TABLEAU III.6 : POUTRELLE A 5 TRAVEES (PLANCHER TERRASSE ET ETAGE COURANT (EC) ..... 25
TABLEAU III.7 : (POUTRELLE A 5 TRAVEES (PLANCHER TERRASSE ET ETAGE COURANT TERRASSE) ..... 26
TABLEAU III.8 : LES MOMENTS MAXIMUMS AUX APPUIS ET EN TRAVEES ..... 26
TABLEAU III.9 : CALCUL DU FERRAILLAGE DES POUTRELLES AUX APPUIS ET EN TRAVEE ..... 27
TABLEAU III.10 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU BETON A L'ELS ..... 28
TABLEAU III.11 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT A ELU ..... 28
TABLEAU III.12 : VERIFICATION DE LA FLECHE ..... 28

TABLEAU III.13 : CHARGES ET SURCHARGES APPLIQUEES A LA DALLE PLEINE ..... 30
TABLEAU III.14 : TRAVAIL EXTERNE ET INTERNE ..... 31
TABLEAU III.15 : CALCULE DE FERRAILLAGE ..... 31
TABLEAU III.16 : CALCUL DE FERRAILLAGE (ARMATURE DE REPARTITIONS) POUR LA DALLE PLEINE ..... 31
TABLEAU III.17 : VERIFICATION CONTRAINTE A ELS ..... 32
TABLEAU III.18 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT A ELS ..... 32
TABLEAU III.19 : VERIFICATION DE LA FLECHE POUR LA DALLE PLEINE ..... 32
TABLEAU III.20 : CHARGES PERMANENTES G (DALLE MACHINE). ..... 33
TABLEAU III.21 : POIDS DE LA MACHINE SUPPORTEE. ..... 34
TABLEAU III.22 : DIFFERENTE CHARGES. ..... 34
TABLEAU III.23 : FERRAILLAGE DE LA DALLE. ..... 36
TABLEAU III.24 : L'EFFORT TRANCHANT ..... 36
TABLEAU III.25 : VERIFICATION A L'E.L.S. ..... 37
TABLEAU III.26 : EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES DU PALIER DE REPOS DE L'ESCALIER ..... 40
TABLEAU III.27 : EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES DE LA PAILLASSE DE L'ESCALIER ..... 40
TABLEAU III.28: SOLLICITATIONS OBTENUES A L'ELU APPLIQUEES A L'ESCALIER ..... 41
TABLEAU III.29: SOLLICITATIONS OBTENUES A L'ELS APPLIQUEES A L'ESCALIER ..... 41
TABLEAU III.30: CALCUL DES SECTIONS D'ACIER DE L'ESCALIER ..... 42
TABLEAU III.31: VERIFICATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE ..... 42
TABLEAU III.32 : VERIFICATION A L'E.L.S ..... 42
TABLEAU III.33 : VERIFICATION DE LA FLECHE DE L'ESCALIER ..... 43
TABLEAU III.34 : PREDIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PALIERE. ..... 43
TABLEAU III.35 : FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE ..... 45
TABLEAU III.36 : VERIFICATION A L'E.L.S DE LA POUTRE PALIERE ..... 45
TABLEAU III.37 : VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES DE LA POUTRE PALIERE. ..... 45
TABLEAU III.38 : CALCUL DE LA SECTION D'ARMATURE TRANSVERSALE DE LA POUTRE PALIERE ..... 45
TABLEAU III.38 : VERIFICATION DE LA FLECHE ..... 45

## CHAPITRE IV: Etude dynamique

TABLEAU IV.1 : CENTRE DE MASSE ET CENTRE DE TORSION. ..... 48
TABLEAU IV.2 : CALCUL DE L'EXCENTRICITE THEORIQUE (STATIQUE). ..... 49
TABLEAU IV.3 : CALCUL D'EXCENTRICITE ACCIDENTELLE ..... 49
TABLEAU IV.4 : EXCENTRICITE SUIVANT LES DEUX DIRECTIONS ..... 50
TABLEAU IV.5 : FACTEUR DE QUALITE. ..... 52
TABLEAU IV.6 : LE COMPORTEMENT DES TROIS MODES ..... 53
TABLEAU IV.7 : COEFFICIENT DE PARTICIPATION MASSIQUE ..... 54
TABLEAU IV.8 : LES VALEURS DE LA FORCE SISMIQUE ..... 56
TABLEAU IV.9 : VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL. ..... 56

TABLEAU IV.10 : VALEURS DES MOMENTS DE STABILITE ET DE RENVERSEMENT. ..... 57
TABLEAU IV.11: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE SUIVANT X. ..... 58
TABLEAU IV.12 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE SUIVANT Y. ..... 59
TABLEAU IV.13 : VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ SUIVANT LES DEUX DIRECTIONS ..... 60
TABLEAU IV. 11: VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES POUTRES. ..... 60
TABLEAU IV.15 : VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES VOILES. ..... 61
TABLEAU IV.16 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT ..... 62
TABLEAU IV.17 : DIMENSIONS FINALES DES ELEMENTS ..... 62

## CHAPITRE V : Ferraillage des éléments résistants

TABLEAU V.1: LA SECTION CALCULEE D'ARMATURES DES POUTRES ..... 63
TABLEAU V.2 : LA SECTION CHOISIE D'ARMATURES DES POUTRES. ..... 63
TABLEAU V.3 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DES POUTRES A L'ELS ..... 64
TABLEAU V.4 : VERIFICATION DE SECTION D'ARMATURES ..... 64
TABLEAU V.5 : VERIFICATION PRELIMINAIRE DE LA FLECHE DES POUTRES ..... 64
TABLEAU V.6 : VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRES PRINCIPALES ET POUTRE SECONDAIRE. ..... 65
TABLEAU V.7 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT ..... 65
TABLEAU V.8 : LA SECTION D'ARMATURES TRANSVERSALES ..... 65
TABLEAU V.9 : LA SECTION D'ARMATURES DES POTEAUX. ..... 68
TABLEAU V.10 :VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS. ..... 69
TABLEAU V.11 :VERIFICATIONS DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DANS LES POTEAUX ..... 70
TABLEAU V.12 : LA SECTION D'ARMATURES TRANSVERSALES DES POTEAUX ..... 71
TABLEAU V.13 :VERIFICATION DE LA QUANTITE D'ARMATURES TRANSVERSALES ..... 72
TABLEAU V.14 : LA SECTION CALCULEE D'ARMATURES VERTICALES D'UN VOILE PLEIN ..... 73
TABLEAU V.15 : LA SECTION CHOISIE D'ARMATURES VERTICALES DES VOILES. ..... 74
TABLEAU V.16 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DES VOILES . ..... 74
TABLEAU V.17 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DES VOILES ..... 75
TABLEAU V.18 : LA SECTION D'ARMATURES HORIZONTALES DES VOILES ..... 75
TABLEAU V.19 : LA SECTION D'ARMATURES TRANSVERSALE DES VOILES ..... 76
TABLEAU V.20 : CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL ..... 78

## CHAPITRE VI : Calcul des fondations

TABLEAU VI.1. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES ..... 82
TABLEAU VI.2. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES SOUS VOILES ET POTEAUX ..... 84
TABLEAU VI.3. VERIFICATION DE CHEVAUCHEMENT DES SEMELLES FILANTES ..... 85
TABLEAU VI.4. ARMATURES PRINCIPALES DES SEMELLES FILANTES ..... 86
TABLEAU VI.5. ARMATURES DE REPARTITION DES SEMELLES FILANTES ..... 87

**TABLEAU VI.6. VERIFICATION DES LONGUEURS DE SCELLEMENT DES SEMELLES FILANTES..... 87**
**TABLEAU VI.7. VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT DES SEMELLES ..... 88**
**TABLEAU VI.8. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE LIBAGE..... 89**
**TABLEAU VI.9. CHARGEMENT DE LA POUTRE DE LIBAGE..... 90**
**TABLEAU VI.10. CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES DE LA POUTRE DE LIBAGE..... 91**
**TABLEAU VI.11. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'E.L.S ..... 91**
**TABLEAU VI.12. ARMATURES TRANSVERSALES DE LA POUTRE DE LIBAGE ..... …92**

# NOTATIONS

## ✓ MAJISCULES ROMAINES :

$A$ : Section d'acier tendu.

$A'$ : Section d'acier comprimé.

$Amax, Amin$: : Section d'acier maximale et minimale.

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

$At$ : Section d'armatures verticales.

$Ah$ : Section d'armatures horizontales.

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

$AD$ : Section d'armatures diagonales.

$B$ : Aire du béton.

$Br$ : Section réduite du béton d'un poteau.

$Bt$ : Section de la partie tendue.

$Lt$: Largeur de la section tendue.

$ELS$ : Etat Limite de Service.

$ELU$ : Etat Limite Ultime.

$Ev$ : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$Ei$ : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$Es$ : Module de déformation longitudinale de l'acier.

$I$ : Moment d'inertie.

$Ie$ : Moment d'inertie équivalent.

$M$ : Moment fléchissant.

$Mt$: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

$Ma$ : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

$Mu$ : Moment fléchissant à l'ELU.

$Mser$ : Moment fléchissant à l'ELS.

$N$ : Effort normal.

$Nser$ : Effort normal à l'ELS service.

$Nu$ : Effort normal à l'ELU.

$Tu$ : Effort tranchant à l'ELU.

$G$ : Charge permanente.

$Q$ : Charge d'exploitation.

$E$ : Charge sismique.

$W$: poids.

- ✓ **MINISCULES ROMAINES :**

$h$: Hauteur de la section du béton.

$b$ : Largeur de la section du béton.

$b0$ : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

$c,'$ : Enrobage supérieur et inférieur.

$d$ : Hauteur utile d'une section.

$f$ : Flèche.

$fcj$ : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

$fc28$ : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

$fe$: Limite d'élasticité de l'acier.

$ftj$: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

$ft28$ : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

$i$ : Rayon de giration.

$lf$ : Longueur de flambement,

$St$ : Espacement de cours d'armature transversale.

$Sh$ : Espacement de cours d'armature horizontale.

$Sv$ : Espacement des armatures verticales.

- ✓ **MAJUSCULES GRECQUES :**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

- ✓ **MINISCULES GRECQUES :**

$\alpha$: Angle.

$\gamma$ : Coefficient de sécurité.

$\varepsilon$: Déformation relative.

$\eta$: Coefficient de fissuration.

$\lambda$: Élancement mécanique.

$\mu$: Coefficient de frottement.

$\nu$: Coefficient de POISSON.

$\rho$ : Rapport de deux dimensions

$\zeta$ : Contrainte normale.

$\eta$ : Contrainte tangentielle.

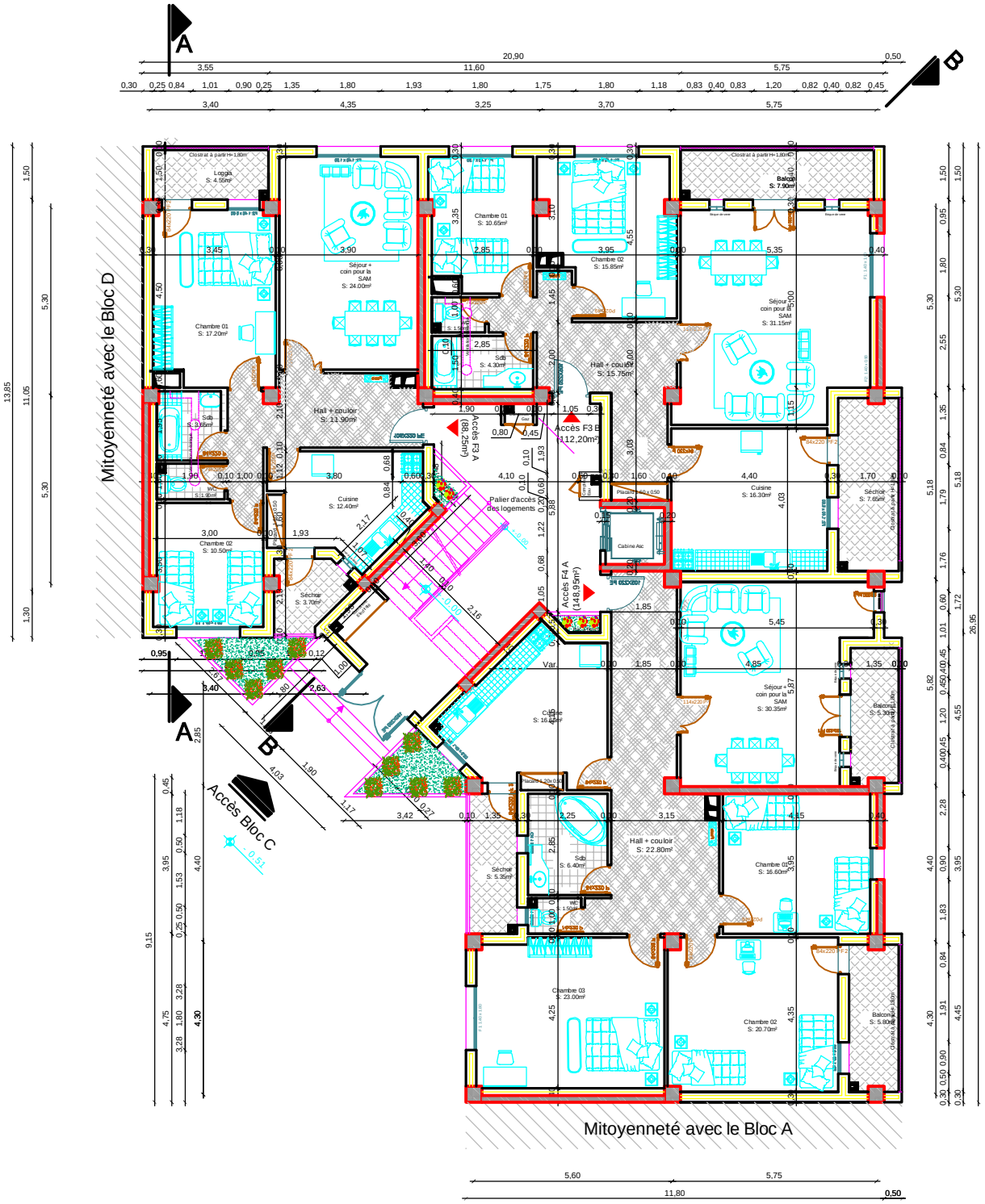
$\delta$: Déplacement d'un niveau.

- ✓ **Autres notations**

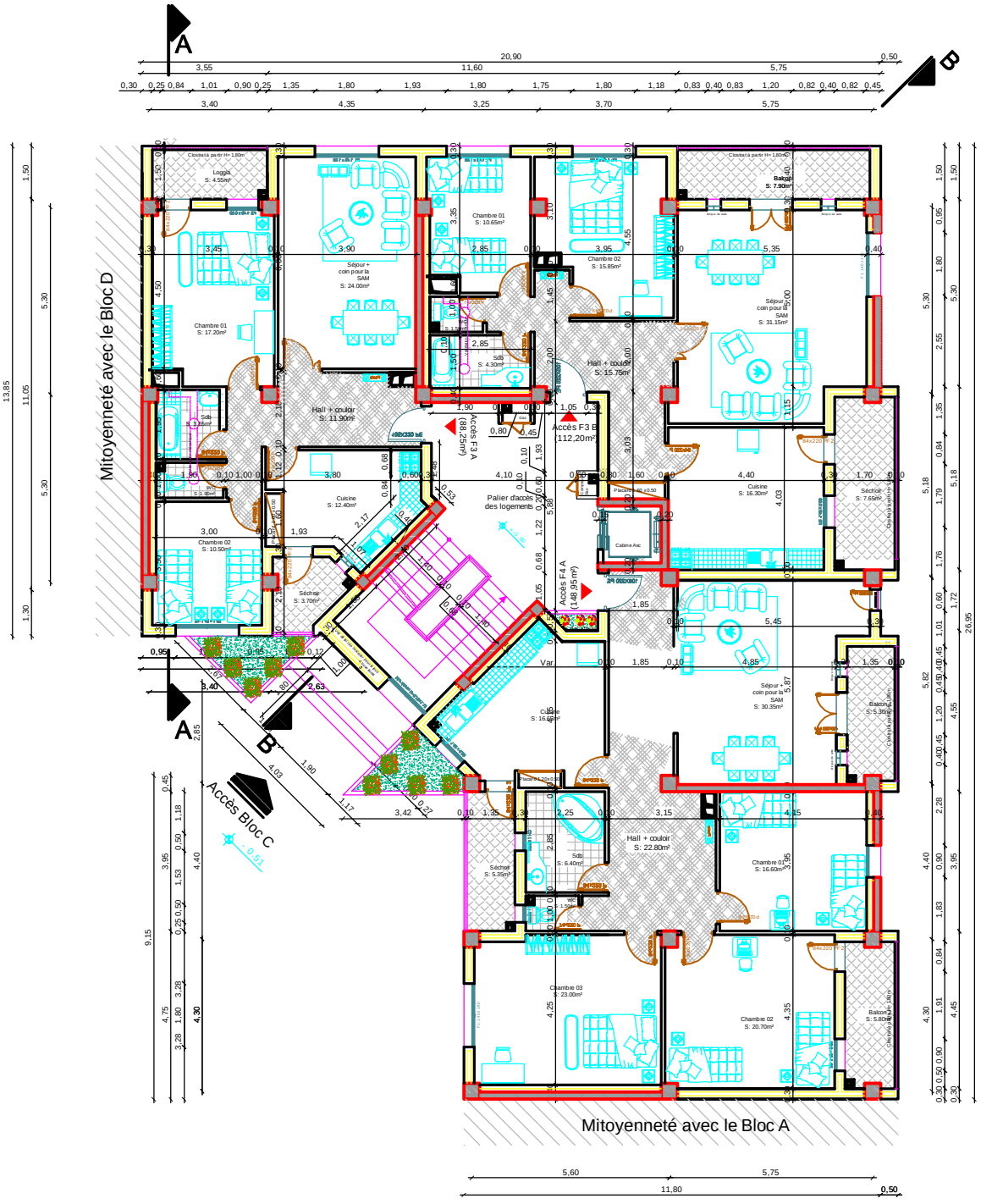
A.N : Axe neutre.

CV : Condition vérifiée.

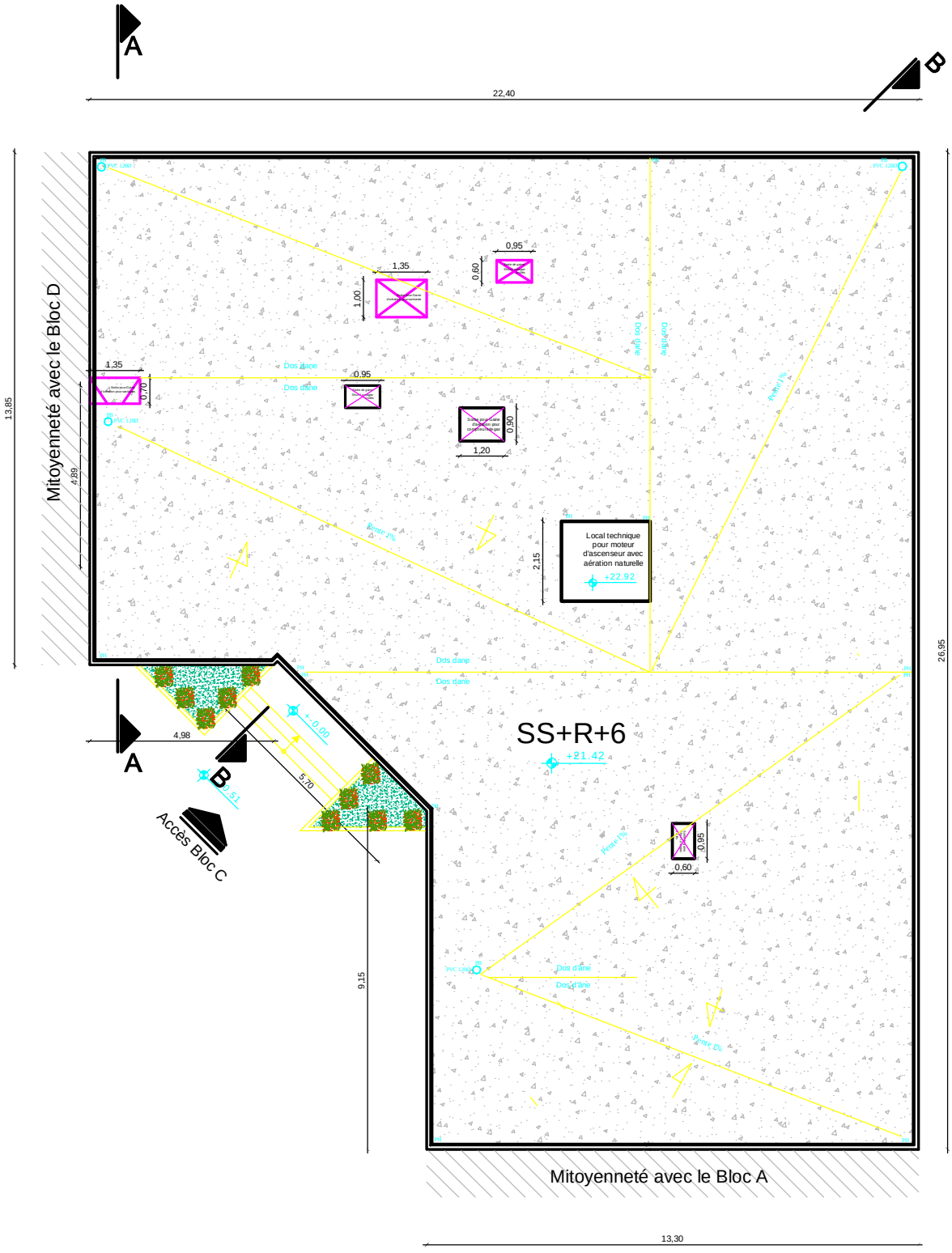
C.N.V : Condition non vérifiée.



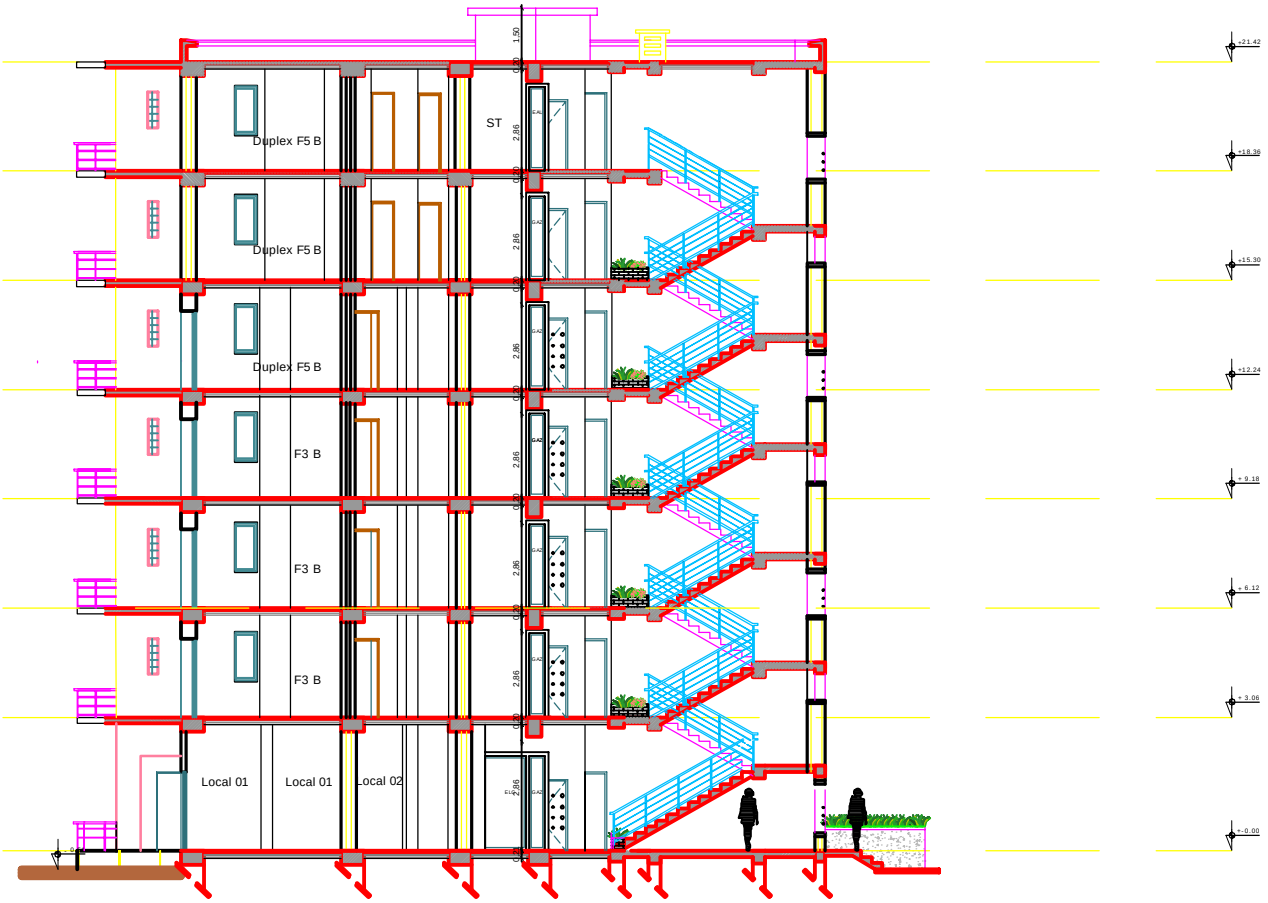

PLAN DU RDC (Bloc -C-)




PLAN Des Etages courant (Bloc -C-)




# PLAN DE TERRASSE (Bloc -C-)




Coupe B-B (Bloc -C-)



# INTRODUCTION GENERALE

# *INTRODUCTION GENERALE*

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels et structurels, ce qui oblige l'ingénieur de tenir compte des différentes données suivantes : l'usage, la résistance et la stabilité du bâtiment, les exigences Architecturales, fonctionnelles et esthétiques et les conditions économiques.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment à étudier, le Type de structure, et ses éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

On propose dans ce projet, la conception et le calcul des éléments porteurs et non Porteurs d'un bâtiment à usage habitation. Pour cela nous allons Utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul (CBA93).

Le présent travail est une étude technique complète de conception, dimensionnement et de vérification d'un bâtiment (RDC+6) à habitation implanté à ALGER ( Zone III ).

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes: Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi, leur prédimensionnement et aussi le calcul des éléments secondaires (acrotère, planchers, escaliers, dalles pleines). Cette étape fait l'objetdes chapitres I, II et III.

Le chapitre IV quant à lui traite les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité,) Ainsi que l'étude dynamique quia été menée par l'utilisation du logiciel de calcul SAP2000V21.

L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure est présentées au chapitreV.

L'estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, le choix du type de fondation le plus convenable, le calcul et le ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de la superstructure, font l'objet du chapitre VI.

Le travail est terminé par une conclusion générale.



# CHAPITRE I :

# Présentation de l'ouvrage

# CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

## I.1 Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique dessols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. A cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

## I.2 Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation . Ce bâtiment a une forme irrégulière , comportant :
un rez de chaussé (RDC) + six( 6 ) étages. Il sera implanté à Hussein Dey wilaya de Alger, classée comme une zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2], ainsi qu'au RPA99 [1].

## I.3 Caractéristique géométriques de l'ouvrage

### I.3.1 Dimensions en plan

Longueur totale (sens longitudinal) : L = 25 m.

Largeur totale (sens transversal) : L= 20,45 m.

### I .3.2 Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants : **3,06 m**
- Hauteur totale du bâtiment :**21,42 m**

## I.4 Conception de la structure

### I.4.1 Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11 m, alors les RPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plusdes sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

### I.4.2 Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

### I.4.3 Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

### I.4.4 L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau dela terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

### I.4.5 Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à deux volées avec palier intermédiaire.

## I.5 Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

### I.5.1 Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

### I.5.2 Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de $CO_2$ dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

### I.5.3 Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

### I.5.4 Béton armé

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

#### I.5.4.1 Résistance du béton

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 caractéristique à la compression**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge ($f_{c28}$). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres ($\phi$ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \le 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

**b) Résistance caractéristique à la traction**

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " $f_{tj}$ " pourrait êtredéterminée en traction directe ou par fondage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de $f_{tj}$ est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \qquad \text{avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

### I.5.4.2 Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_l/l} \qquad \text{(I.4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " $\Delta_a$ " raccourcissement longitudinal " $\Delta_l$ "). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'étatlimite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

### I.5.4.3 Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané ($E_{ij}$) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé dubéton ($E_{vj}$) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{soit : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}\ MPa \qquad \text{(I.6)}$$

### I.5.5 Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

| Nature | Utilisation | Nuance | Diamètre (mm) |
|---|---|---|---|
| **Rond lisse (RL)** | Armatures transversales | FeE 235 | $\phi 6 et \phi 8$ |
| **Barre à haute adhérence (HA)** | Armatures longitudinales | FeE 400 | $HA \geq 8$ |
| **Treillis soudé** | Table de compression | TLE 520 | $0 \leq \phi \leq 6$ |

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformesaux textes réglementaires en vigueur.

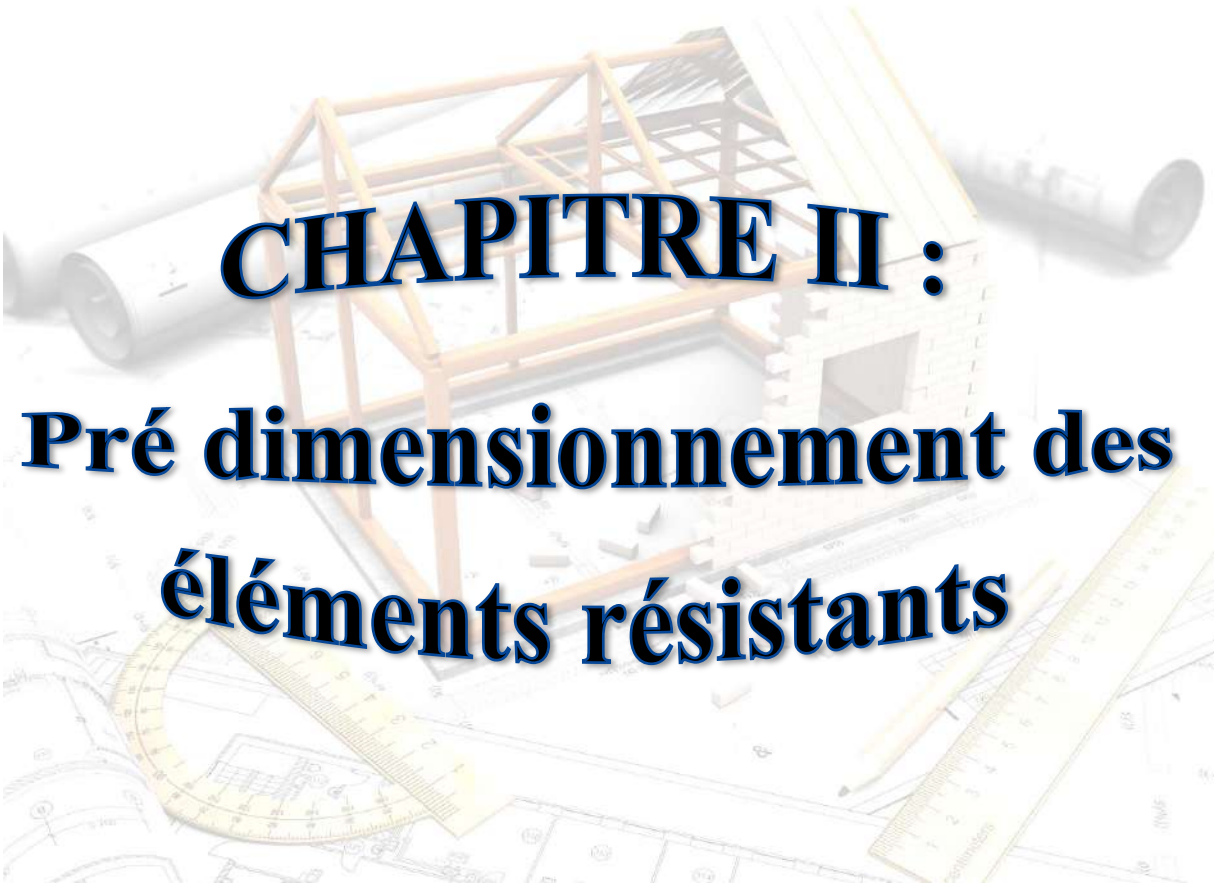
## I.6 Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur :
  - *1- Equilibre statique ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La stabilité de forme.*
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur :
  - *1- La compression du béton ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La déformation.*

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28}$ = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28}$ = 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj}$ = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij}$ = 32456,6 MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : HA *« fe* = 400*MPa »*
  - Transversales : RL *« fe*=235 *MPa »* (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA *« fe* = 520*MPa »*



# CHAPITRE II :

# Pré dimensionnement des éléments résistants

# CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENT RESISTANTS

## II.1 Introduction

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire, qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature et qu'on doit vérifier après la détermination des efforts.

## II.2 Prédimensionnement des planchers

Ce sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

### I.2.1 Plancher en corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux.

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \longrightarrow \quad \frac{L}{25} \leq d+e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

**L:** longueur maximum de la poutrelle entre axes.

**d :** la hauteur du corps creux.

**e :** la hauteur de la dalle de compression.

L= 5.82m d'où alors 23.28cm $\leq h_t \leq$ 29.1cm

On prendra : $\mathbf{h_t = 24cm}$

On adopte donc : e = 5cm et d 25cm on aura un plancher de **(20+4)** cm

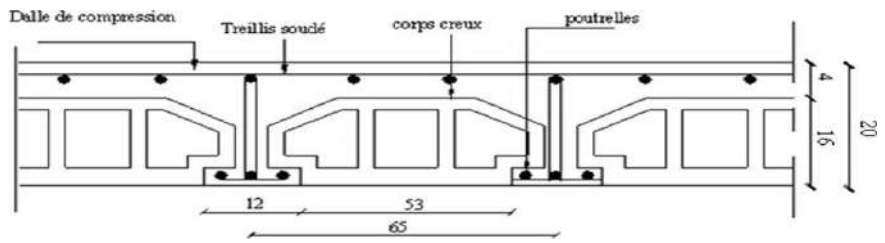



**Figure II.1 :** Plancher a corps creux

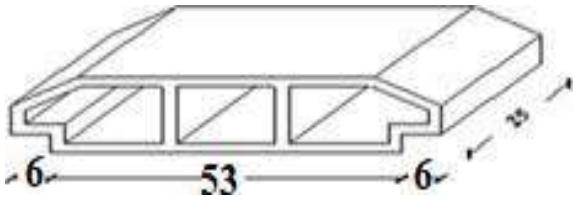



**Figure II.2 :** Dimensions du corps creux

### II.2.2 Plancher à dalle pleine

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles pleine dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance (CBA 93)**
  - Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $(L_x/45) \leq e_p \leq (L_x/40)$
  - Dalle reposant sur deux appuis : $(L_x/35) \leq e_p \leq (L_x/30)$

  **L :** la plus grande portée mesurée entre nu.
- **Sécurité contre l'incendie**
  - $e_p$ = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
  - $e_p$ = 11cm : peu assurer un coupe-feu de deux heures.
- **Condition d'isolation acoustique**

  $e_p \geq 15$ cm.
  - critère de résistance $\frac{575}{45} \leq e_p \leq \frac{575}{40} = 12.77 \leq e_p \leq 14.37$
  - la sécurité contre l'incendie : $e_p$ = 11cm.
  - Condition d'isolation acoustique : $e_p$ = 15 cm.
- **Conclusion :** Pour les dalles pleines on adoptera **: $e_p$ = 15 cm.**

## II.3 Evaluation des charges et surcharges [4]

### II.3.1 Plancher corps creux

#### a)-Plancher terrasse

**Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)**

**Tableau II .1 :** Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)

| № | Composants | Épaisseur (m) | Poids surfacique (kN/m$^2$) |
|---|---|---|---|
| | Gravillon roulé (8/15) | 0,04 | 0,8 |
| **2** | Étanchéité multicouche | 0,02 | 0,12 |
| | Papier kraft | - | 0,05 |
| **4** | Forme de pente | 0,10 | 2,20 |
| | Liège (isolant thermique) | 0.14 | 0.16 |
| **6** | Pare vapeur | 0,01 | 0,06 |
| | Film polyane | - | 0,01 |
| **8** | Planche corps creux | 0,20+0,04 | 3,20 |
| **9** | Enduit de ciment | 0,02 | 0,2 |
| | | **G** | 6,8 |

#### b)-Plancher courant

Evaluation de la charge permanente du plancher courant et donnée par le tableau II.2

**Tableau II.2 :** Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)

| № | Composants | Épaisseur (m) | Poids surfacique (kN/m$^2$) |
|---|---|---|---|
| **1** | Carrelage | 0,02 | 0,4 |
| **2** | Mortier de pose | 0,02 | 0,40 |
| **3** | Planche corps creux | 0,20+0,04 | 3,20 |
| **4** | Enduit de ciment | 0,02 | 0,36 |
| **5** | Mur simple cloison | 0,10 | 1,62 |
| | | G | 5,98 |




**Figure II.3 :** Dimensionnement de la dalle pleine

### II.3.2 Dalle pleine

**a)-Terrasse**

**Tableau II.3 :** Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse)

| № | Composants | Épaisseur (m) | Poids surfacique ($kN/m^2$) |
|---|---|---|---|
| **1** | Gravillon roulé (8/15) | 0,05 | 1,00 |
| **2** | Etanchéité multicouche | 0,02 | 0,12 |
| **3** | Papier Kraft | - | 0,05 |
| **4** | Forme de pente | 0,10 | 2,20 |
| **5** | Liège (isolant thermique) | 0,04 | 0,16 |
| **6** | Pare vapeur | 0,01 | 0,06 |
| **7** | Film polyane | - | 0,01 |
| **8** | Dalle pleine | 0,15 | 3,75 |
| **9** | Enduit de ciment | 0,02 | 0,36 |
| | | **G** | 7,71 |

**b)-Etage courant**

**Tableau II.4 :** Evaluation de la charge permanente du plancher courant

| № | Composants | Épaisseur (m) | Poids surfacique (kN/m$^2$) |
|---|---|---|---|
| **1** | Carrelage | 0,02 | 0,44 |
| **2** | Mortier de pose | 0,04 | 0,40 |
| **3** | Dalle pleine | 0.15 | 3,75 |
| **4** | Enduit de ciment | 0,02 | 0,36 |
| **5** | Mur simple cloison | 0,10 | 1,62 |
| | | G | 6.57 |

### II.3.3 Maçonnerie

#### II.3.3.a Murs intérieurs (simple cloison)

**Tableau II.5 :** Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison

| № | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (kN/m$^3$) | Poids surfaciques (kN/m$^2$) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Enduit de ciment | 0,02 | 18 | 2 x 0,36 |
| **2** | Brique creuse | 0,10 | 9 | 0,90 |
| | | | **G** | 1,62 |

#### II.3.3.b Murs extérieurs (double-cloison)

**Tableau II.6 :** Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

| N | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (kN/m$^3$) | Poids surfaciques (kN/m$^2$) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Enduit de ciment | 0,02 | 18 | 2 x 0,36 |
| **2** | Brique creuse | 0,10 | 9 | 2 x 0,90 |
| **3** | Lame d'aire | 0,10 | - | - |
| | | | **G** | 2,52 |

### II.3.4 Surcharges d'exploitations (Q)

**Tableau II.7 :**Charges d'exploitations

| **Niveau** | **Usage** | **Q (KN/$m^2$)** |
|---|---|---|
| **Terrasse** | inaccessible | 1 |
| **RDC + étages courants** | habitation | 1,5 |

## II.4 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire où en T permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

**b** : largeur de la poutre.

**h** : hauteur totale de la poutre.

**L** : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

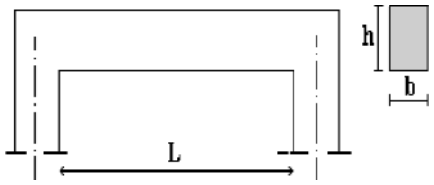



**Figure II.4:** Dimensionnement de la poutre

Le Prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

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

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone $III$ sont : ►Art [7.5.1] ◄

- ✓ $h \geq 30\ cm$
- ✓ $b \geq 20cm$
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4cm$

**Tableau II .8 :** Prédimensionnement des poutres principales et secondaire

| | **Poutres principale** | **Poutres secondaires** |
|---|---|---|
| **Conditios de résistances** | $L_{max}$=5.82 m<br>38.8≤h≤58.2<br>On adopte : h=50 cm<br>15≤ b ≤ 35<br>On adopte : b=30 cm | $L_{max}$=5.75 m<br>38.33≤h≤57.5<br>On adopte : h=40cm<br>12≤ b ≤28<br>On adopte : b=30 cm |
| **Vérifications selon leRPA99** | h = 50 cm ≥ 30 cm<br>b = 30 cm ≥ 20 cm<br>h /b=1.66≤ 4<br>(c v) | h = 40cm ≥ 30 cm<br>b = 30 cm ≥ 20 cm<br>h/b=1.33 ≤ 4<br>(c v) |
| **Conclusion** | h = 50 cm ; b = 30 cm<br>PP (b×h) =(30×50) | h = 40 cm ; b = 30 cm<br>PS (b×h) =(30×40) |

## II.5 Les poteaux

Le Prédimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. On utilisera la descente des charges pour évaluer les actions des charges permanentes et d'exploitation.

### II.5.1 Etapes de prédimensionnement

- ✓ Choisir le poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- ✓ Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à despoteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Selon le CBA93 on doit effectuer la vérification de l'effort normale suivante :

$$N\,ultime \leq \left(\frac{Br\ f_{c\,28}}{0.9 \times \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\alpha$$

**A :** la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul A = B/1000

$B_r$**:** la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

**α :** Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}^2\right)} \qquad pour\ \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \qquad pour\ 50 \leq \lambda \leq 70$$

Avec: λ=L/i C'est l'élancement mécanique.

$L_i$=0.7 $L_0$ C'est la longueur de flambement.

$i$ : C'est le rayon de giration où : $i = \frac{L}{\sqrt{12}}$ , $I = \frac{bh^3}{12}$ *poteau carré*

### II.5.2 Détermination des charges et surcharges

- Surface du plancher revenant au poteau

➢ **La surface Complete du plancher**

$S_t$= (2.65+0.30+2.725) × (2.05+0.30+2) = 24,68 m$^2$ ⟶ **$S_t$= 24.68 m$^2$**

➢ **La surface du plancher seulement**

$S_P$= (2.65+2.725) × (2.05+2) = 21.76 m$^2$ ⟶ **$S_p$= 21.76 m$^2$**

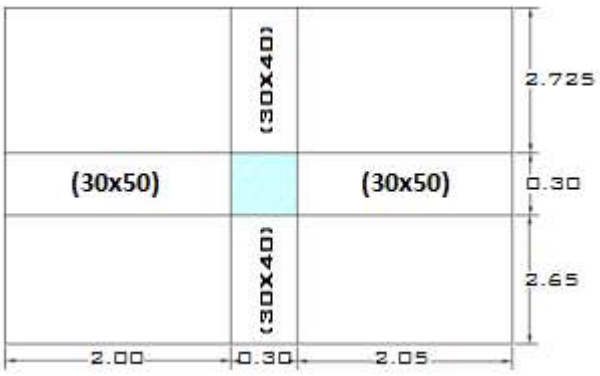



**Figure II.5:** Représentation du poteau le plus sollicité

**Tableau II.9 :** Prédimensionnement des poteaux

| Niveau d'étage | | 6éme | 5éme | 4éme | 3éme | 2éme | 1ere | RDC |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dimension du poteau | h (cm) | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 45 |
| | b (cm) | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 45 |

### II.5.3.a Charges Permanente

**Tableau II.10 :** Détermination de l'effort normal ultime $\overline{N}$ de chaque niveau

| Niveau | Section ($cm^2$) | $L_f$ (m) | i | λ | $B_r(cm^2)$ | $A_s(cm^2)$ | α | $\overline{N_u}$ (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6éme | (30x30) | 1.836 | 0,087 | 24,734 | 784 | 0,90 | 0.792 | 1174.42 |
| 5éme | (30x30) | 1.836 | 0,087 | 24,734 | 784 | 0,90 | 0.792 | 1174.42 |
| 4éme | (35x35) | 1.836 | 0,101 | 21,200 | 1089 | 1,225 | 0.806 | 1660.77 |
| 3éme | (35x35) | 1.836 | 0,101 | 21,200 | 1089 | 1,225 | 0.806 | 1660.77 |
| 2éme | (40x40) | 1.836 | 0,115 | 18,550 | 1444 | 1,60 | 0.816 | 2228.21 |
| 1ére | (40x40) | 1.836 | 0,115 | 18,550 | 1444 | 1,60 | 0.816 | 2228.21 |
| RDC | (45x45) | 1.836 | 0,130 | 16,489 | 1849 | 2,025 | 0,823 | 2876.44 |

**Tableau II.11 :** Calcul du poids de chaque niveau

| Niveau | $G_{plancher}$ (KN) | $G_{poteau}$ (KN) | $G_{pp}$ (KN) | $G_{ps}$ (KN) | $G_{total}$ (KN) | $G_{cumulé}$ (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6éme | 161.024 | 6.88 | 15.18 | 16.125 | 199.20 | 199.20 |
| 5éme | 151.449 | 6.88 | 15.18 | 16.125 | 189.63 | 388.83 |
| 4éme | 151.449 | 9.37 | 15.18 | 16.125 | 192.12 | 580.95 |
| 3éme | 151.449 | 9.37 | 15.18 | 16.125 | 192.12 | 773.07 |
| 2éme | 151.449 | 12.24 | 15.18 | 16.125 | 194.99 | 968.06 |
| 1ére | 151.449 | 12.24 | 15.18 | 16.125 | 194.99 | 1163.05 |
| RDC | 151.449 | 15.49 | 15.18 | 16.125 | 198.24 | 1361.29 |

### II.5.3.b charger d'exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. (Annexe A)

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \cdots + )_n$

- $n$: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est 0).
- $Q_0$ : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1$, $Q_2$,……, $Q_n$ : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

**Tableau II.12 :** Détermination des charges d'exploitations

| **Niveau** | **Q** | | **n** | $\frac{3+n}{2n}$ | **$Q_{cumule}$** |
|---|---|---|---|---|---|
| **6éme** | $Q_0$ | 24.7 | 0 | | 24.686 |
| **5éme** | $Q_1$ | 37 | 1 | 1 | 61.716 |
| **4éme** | $Q_2$ | 37 | 2 | 0,95 | 95.042 |
| **3éme** | $Q_3$ | 37 | 3 | 0,90 | 124.666 |
| **2éme** | $Q_4$ | 37 | 4 | 0 ,85 | 150.586 |
| **1ére** | $Q_5$ | 37 | 5 | 0,80 | 172.804 |
| **RDC** | $Q_6$ | 37 | 6 | 0,75 | 191.318 |

### L'effort normal a l'état limite ultime

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

$N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$

$N_u = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

**Tableau II.13 :** Vérifications du ($1{,}1N_U \leq \overline{N_U}$)

| Niveau | $G_{cumule}$ | $Q_{cumule}$ | $N_u$ | 1.1 $N_u$ | $\overline{N_U}$ | 1. 1 Nu $\leq \overline{N_U}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **6éme** | 199.20 | 24.686 | 160,014 | 336.672 | 1174.428 | OUI |
| **5éme** | 388.83 | 61.716 | 312,212 | 668.99 | 1174.428 | OUI |
| **4éme** | 580.95 | 95.042 | 474,859 | 1009.387 | 1660.77 | OUI |
| **3éme** | 773.07 | 124.666 | 623,719 | 1336.171 | 1660.77 | OUI |
| **2éme** | 968.06 | 150.586 | 772,888 | 1661.104 | 1336.171 | OUI |
| **1ére** | 1163.05 | 172.804 | 918,874 | 1979.928 | 1336.171 | OUI |
| **RDC** | 1361.29 | 191.318 | 1065,295 | 2300.436 | 2876.440 | OUI |

### II.5.4 Vérification selon le RPA99v2003

**Tableau II.14 :** Vérifications de coffrage des poteaux

| condition à vérifier | application de condition | Vérification |
|---|---|---|
| **Min (b , h )≥ 25 cm** | Min (b , h ) = 30 cm ≥25 cm | OUI |
| **Min (b , h )≥he/20** | Min (b , h ) =30 cm ≥he/20<br>=(3,06-0,4)/20=13,3 cm | OUI |
| **1/4 ≤(b/h)≤4** | 1/4 ≤(b/h)=(30/30)=1 ≤4 | OUI |

## II.6 Les voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé assurant d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) ayant pour rôle le contreventement du bâtiment et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage ′he ′et des conditions de rigidité aux extrémités.

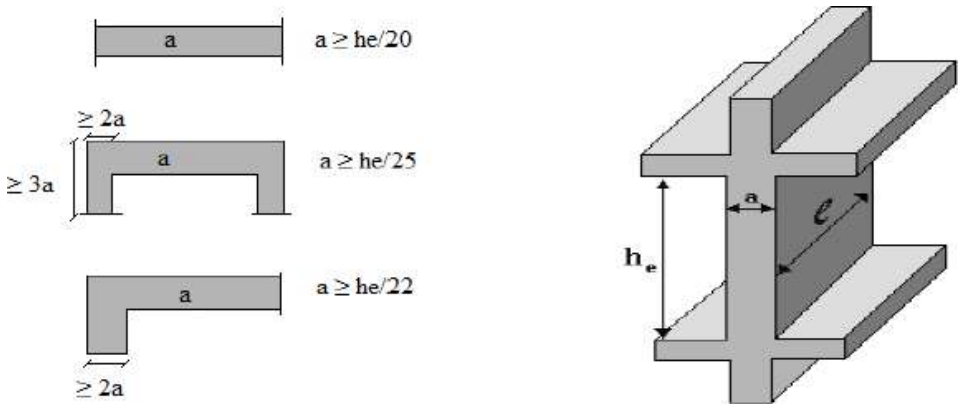



Figure II.6 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D.

Dans notre structure on a :

- ✓ he= 3.06-0.4=2.66m.
- ✓ a ≥Max(15 cm ; $\frac{h_e}{22}$

alors : a ≥ Max(15 cm ;12,09cm)

On adopte : $a = 15cm$

**Remarque :**

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

On déduit les dimension dans le tableau suivant :

**Tableau II.15 :** Détermination de l'épaisseur des voiles

| **Etage** | **RDC** | **1ére** | **2éme** | **3éme** | **4éme** | **5éme** | **6éme** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **a (cm)** | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |



# CHAPITRE III :
# Calcul des éléments secondaires

# CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

## III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande de un mètre (1 m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul Socotec , ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

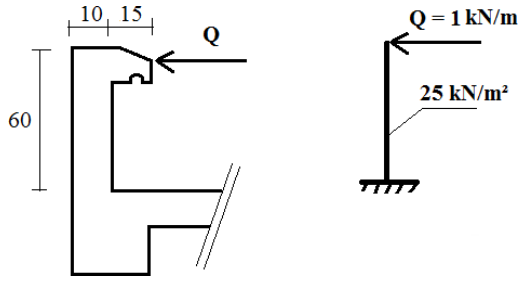



**Figure III.1 :** Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

**Tableau III.1 :** Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

| | $N_G$ (kN/m) | $M_Q$ (kN.m) | A (cm²) | A' (cm²) | $A_{choisie}$ (cm²) | $A_{rép\ choisie}$ (cm²) | $St_v$ (cm) | $S_{rép}$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Section 100x10 (cm²)** | 1,875 | 0,60 | 0,17 | 0 | 2x5HA8 = 2x2,51 | 2x4HA8 = 2x2,01 | 25 | 20 |

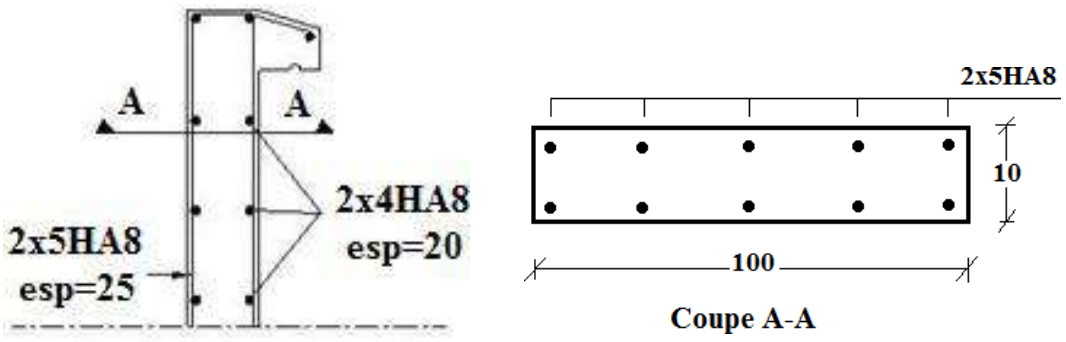



**Figure III.2 :** Ferraillage de l'acrotère

## III.2. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation. Ilest constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en BA, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement ;
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (G et Q), en traitant les deux éléments suivants :

- Les poutrelles ;
- La dalle de compression.

### III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d: (2x(0,65/2) x L). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se faiten deux étapes : avant coulage et après coulage, comme il sera montré par la suite.

#### III.2.1.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (Annexe C) Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient

$\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 0,9 m entre les étaiements.

#### III.2.1.2.Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- Poutrelle à 7 travées ;

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (Annexe B). Si ses conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse.

**Tableau III.2 :** poutrelle à 1 travées (plancher terrasse et étage courant (EC)

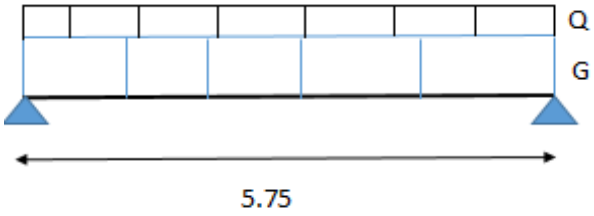
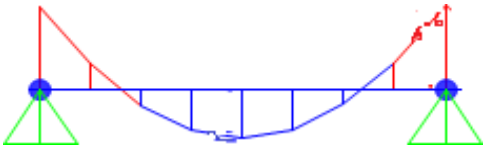
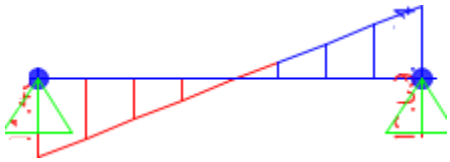
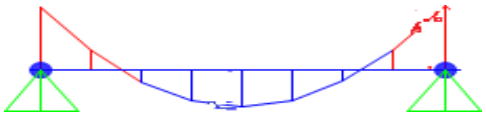
| **Poutrelle à une seule travée (Plancher courant)** | | | | |
|---|---|---|---|---|
|  | | | | |
| **Etat** | **sollicitations** | **Valeur** | | |
| **ELU** | **Moment d'appuis kN.m** | -5.106 | | -5.106 |
| | **Moment en travée kN.m** | | 20.42 | |
| | **Diagramme de moment** |  | | |
| | **Effort tranchant kN** | -17.26 | | 17.26 |
| | **Diagramme d'effort tranchant** |  | | |
| **ELS** | **Moment d'appuis kN.m** | -3.7 | | -3.7 |
| | **Moment en travée kN.m** | | 14.8 | |
| | **Diagramme de moment** |  | | |

**Tableau III.3 :** poutrelle à 1 travées (plancher terrasse et étage terrasse )

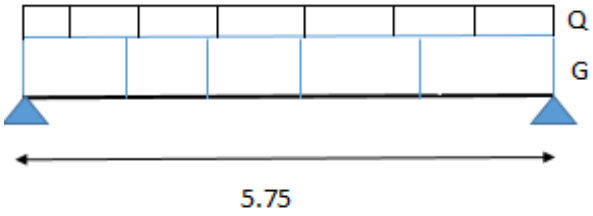
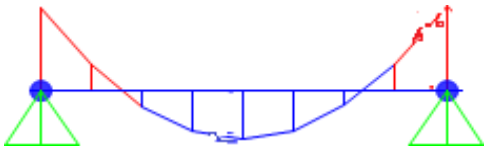
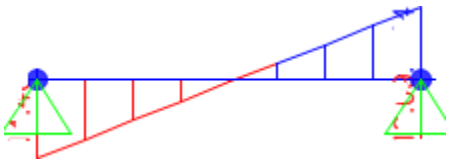
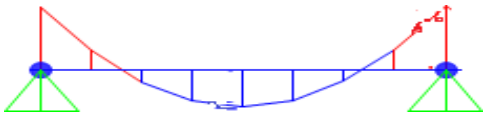
| **Poutrelle à une seule travée (Plancher terrasse)** | | | | |
|---|---|---|---|---|
|  | | | | |
| **Etat** | **sollicitations** | **Valeur** | | |
| **ELU** | **Moment d'appuis kN.m** | -4.526 | | -4.526 |
| | **Moment en travée kN.m** | | 18.10 | |
| | **Diagramme de moment** |  | | |
| | **Effort tranchant kN** | -15.74 | | 15.74 |
| | **Diagramme d'effort tranchant** |  | | |
| **ELS** | **Moment d'appuis kN.m** | -3.352 | | -3.352 |
| | **Moment en travée kN.m** | | 13.40 | |
| | **Diagramme de moment** |  | | |

**Tableau III.4 :** poutrelle à 2 travées (plancher terrasse et étage courant (EC)

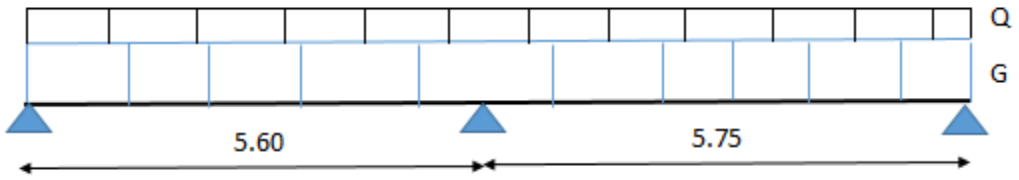
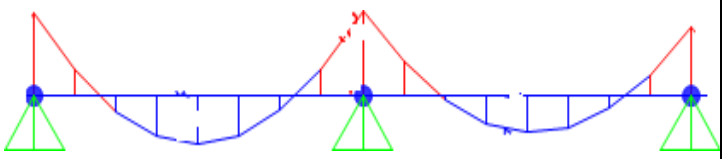
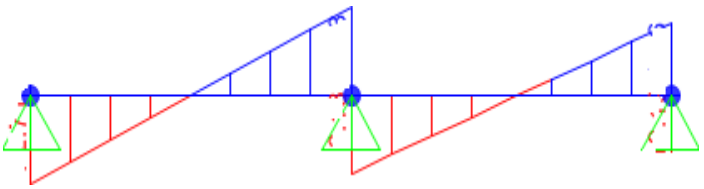
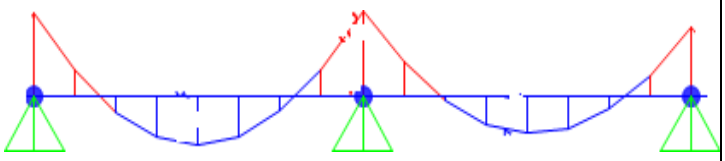
| **Poutrelle à une seule travée (Plancher courant)** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
|  | | | | | | |
| **Etat** | **sollicitations** | **Valeur** | | | | |
| **ELU** | **Moment d'appuis kN.m** | -2.69 | | -21.44 | | -2.93 |
| | **Moment en travée kN.m** | | 10.76 | | 11.74 | |
| | **Diagramme de moment** |  | | | | |
| | **Effort tranchant kN** | 12.89 | -21.7 | 22.05 | -13.47 | |
| | **Diagrammed'efort tranchant** |  | | | | |
| **ELS** | **Moment d'appuis kN.m** | -1.95 | | -16.2 | | -1.92 |
| | **Moment en travée kN.m** | | 7.79 | | 7.712 | |
| | **Diagramme de moment** |  | | | | |

**Tableau III.5 :** poutrelle à 2 travées (plancher terrasse et étage terrasse)

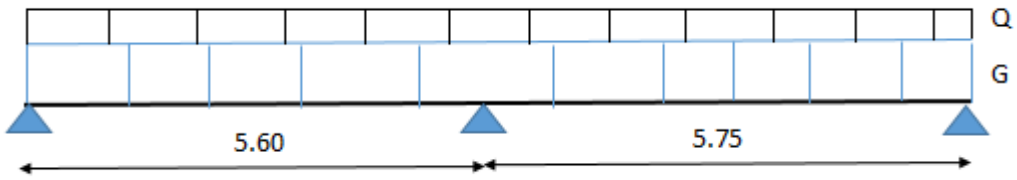
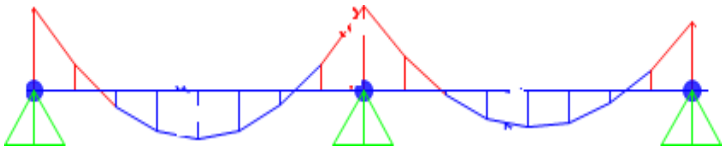
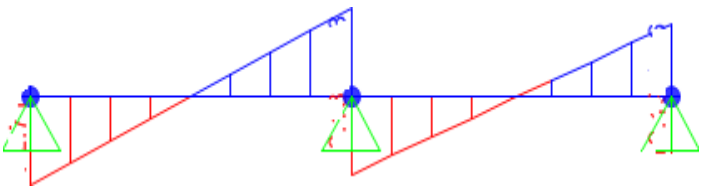
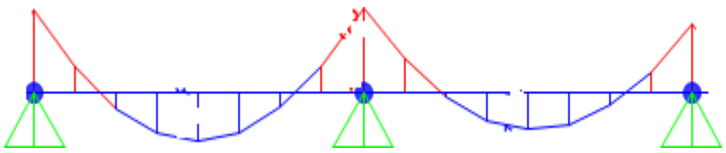
<table>
<tr><th colspan="7">Poutrelle à une seule travée (Plancher terrasse)</th></tr>
<tr><td colspan="7">
</td></tr>
<tr><th>Etat</th><th>sollicitations</th><th colspan="5">Valeur</th></tr>
<tr><td rowspan="5">ELU</td><td>Moment d’appuis kN.m</td><td>-2. 38</td><td></td><td>-19.32</td><td></td><td>-2.60</td></tr>
<tr><td>Moment en travée kN.m</td><td></td><td>9.53</td><td></td><td>10.40</td><td></td></tr>
<tr><td>Diagramme de moment</td><td colspan="5"></td></tr>
<tr><td>Effort tranchant kN</td><td>11.43</td><td colspan="2">-19.24</td><td>19.55</td><td>-11.94</td></tr>
<tr><td>Diagramme d’effort tranchant</td><td colspan="5"></td></tr>
<tr><td rowspan="3">ELS</td><td>Moment d’appuis kN.m</td><td>-1.766</td><td></td><td>-15.88</td><td></td><td>-2.13</td></tr>
<tr><td>Moment en travée kN.m</td><td></td><td>7.06</td><td></td><td>8.51</td><td></td></tr>
<tr><td>Diagramme de moment</td><td colspan="5"></td></tr>
</table>

**Tableau III.6 :** poutrelle à 5 travées (plancher terrasse et étage courant (EC)

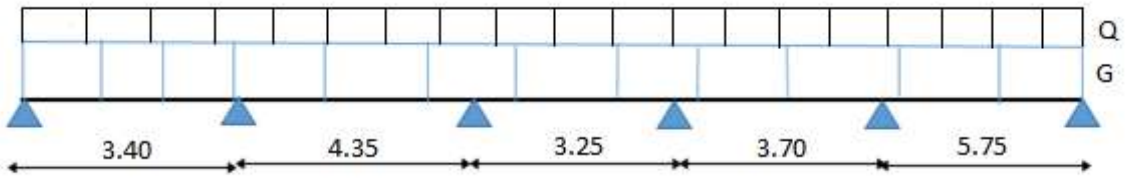
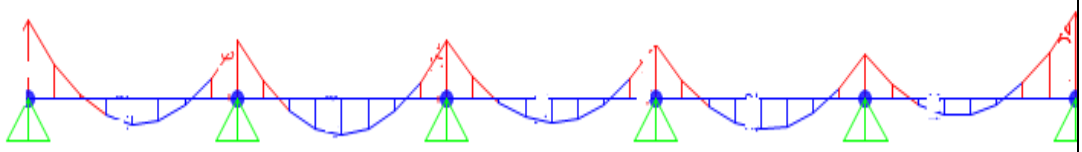
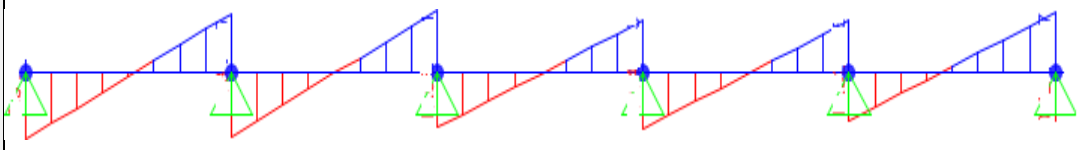
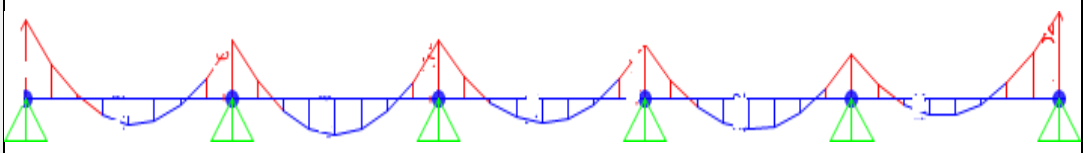
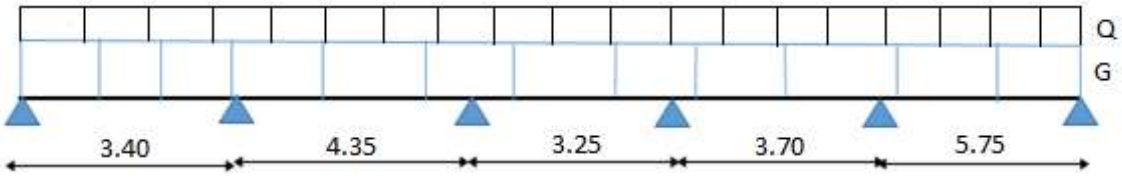
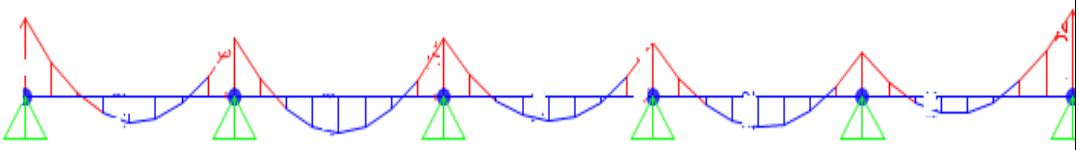
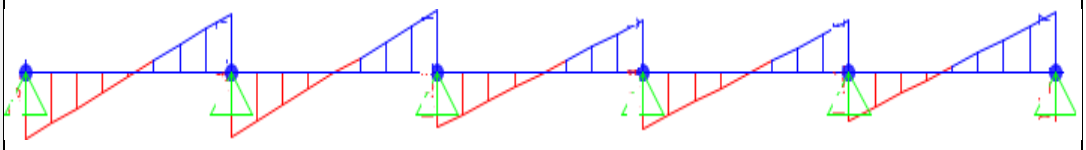
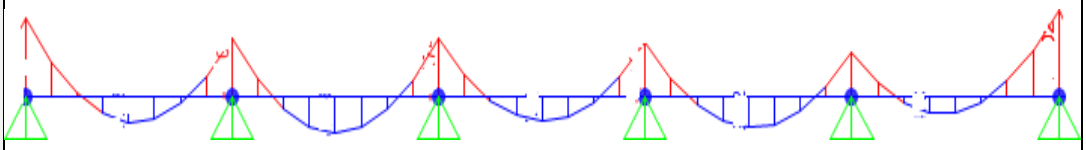
| **Poutrelle à 5 travées, (Plancher courant)** | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | |  | | | | | | | | | |
| **Etat** | **sollicitatios** | **Valeur** | | | | | | | | | |
| **ELU** | **Moment d'appuis kN.m** | | | -2.39 | | - 4.88 | | -1.38 | | -18.79 | | -3.39 |
| | **Moment en travée kN.m** | | 1.68 | | 0.53 | | 3.21 | | 0.69 | | 13.59 | |
| | **Diagramme de moment** |  | | | | | | | | | | |
| | **Effort tranchant kN** | -5.16 | 7.6 | -6.02 | 8.4 | -10.47 | 9.52 | -12.29 | 15.52 | -21.02 | 14.49 | |
| | **Diagrame d'effort tranchant** |  | | | | | | | | | | |
| **ELS** | **Moment d'appuis kN.m** | | | -1.73 | | -3.54 | | -1.29 | | -13.61 | | -2.46 |
| | **Moment en travée kN.m** | | 1.25 | | 0.39 | | 2.83 | | 0.5 | | 9.84 | |
| | **Diagramme de moment** |  | | | | | | | | | | |

**Tableau III.7 :** (poutrelle à 5 travées (plancher terrasse et étage courant terrasse)

| Poutrelle à 5 travées, (Plancher terrasse) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  | | | | | | | | | | | |
| Etat | sollicitations | Valeur | | | | | | | | | |
| ELU | Moment d'appuis kN.m | -0.518 | | -1.7 | | -3.85 | | -1.04 | | -16.79 | -3 |
| | Moment en travée kN.m | | 1.27 | | 0.34 | | 2.52 | | 0.38 | | 12 |
| | Diagramme de moment |  | | | | | | | | | |
| | Effort tranchant kN | -4.80 | 6.82 | -5.16 | 6.67 | -7.47 | 8.79 | -10.95 | 13.72 | -19.33 | 13.89 |
| | Diagramme d'effort tranchant |  | | | | | | | | | |
| ELS | Moment d'appuis kN.m | -0.276 | | -0.83 | | -2.32 | | -0.76 | | -11.34 | -1.32 |
| | Moment en travée kN.m | | 0.92 | | 0.32 | | 1.88 | | 0.12 | | 7.23 |
| | Diagramme de moment |  | | | | | | | | | |

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.8, à l'étage courant et à la terrasse :

**Tableau III.8 :** Les moments maximums aux appuis et en travées

| Etage | Moment Max aux appuis | | Moment Max en travées | |
|---|---|---|---|---|
| | ELU(kN.m) | ELS (kN.m) | ELU (kN.m) | ELS (kN.m) |
| **EC** | 21,44 | 16,20 | 20,42 | 14,80 |
| **Terrasse** | 19,32 | 15,88 | 18,10 | 13,40 |

- **Calcul du ferraillage**

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible enutilisant le logiciel de calcul Socotec pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.3.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E500) dont les caractéristiques sont données en (Annexe E). Par contre, on va utiliser un acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

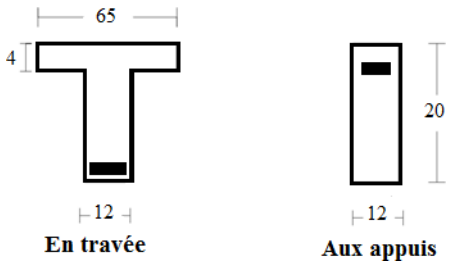



**Figure III.3:** Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.

**Tableau III.9** : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

| | Etages | $M_{max}$ (kN. m) | $A_{calculée}$ ($cm^2$) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|
| **Aux appuis** | **Terrasse** | 21,44 | 3,3 | 1HA16+1HA16 =4,02 |
| | **EC** | 19,32 | 4 | 1HA16+1HA1= 4,02 |
| **En travée** | **Terrasse** | 18,10 | 2,4 | 2HA14=3,08 |
| | **EC** | 20,42 | 2,7 | 2HA14=3,08 |

- **Vérification à ELS**

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}$ (Voir tableau III.4)

**Tableau III.10 :** Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

| Etages | Sollicitation àl'ELS (kN. m) | | Contraintes(MPa) | | Contraintes admissible | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_{tmax}$ | $M_{amax}$ | $\sigma_{b\ travée}$ | $\sigma_{b\ appui}$ | $\bar{\sigma}$ | |
| **Terrasse** | 13,4 | 15,88 | 4,30 | 13,30 | 15 | CV |
| **EC** | 14,8 | 16,3 | 4,60 | 11,20 | 15 | CV |

- **Vérification des contraintes de cisaillement à ELU**

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible.

**Tableau III.11 :** Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

| Etages | $T_u$ (kN. m) | $r_u(MPa)$ | $\overline{r_u}(MP)$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| **Terrasse** | 19,50 | 0,902 | 3,33 | CV |
| **Courant** | 22,05 | 1,02 | 3,33 | CV |

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir Annexe B). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en (Annexe C) dont les résultats sont présentés dans le tableau III.12.

**Tableau III.12 :** Vérification de la flèche

| A ($cm^2$) | $M_{ser}$(kN. m) | $\rho$(%) | $\sigma_s$(MPa) | μ | y (cm) | $I_0(cm^4)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3,08 | 20,42 | 0,014 | 235,90 | 0,606 | 8,62 | 18578,4 |
| $l_{fi}$(cm) | $l_{fv}(cm^4)$ | $f_i$(mm) | $f_v$(mm) | Δf(mm) | f(mm) | $\Delta f \leq \bar{f}$ |
| 10287,92 | 17662,39 | 13,38 | 23,39 | 9,10 | 10,80 | CV |

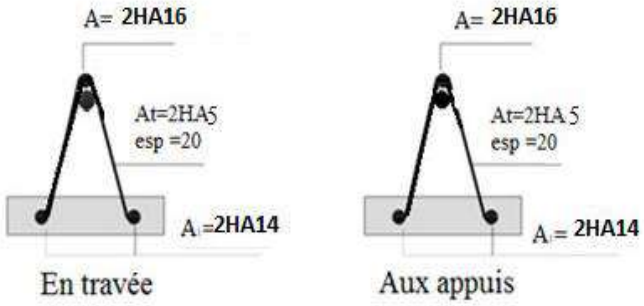



**Figure III.4 :** Ferraillage des poutrelles en travée (à gauche) et aux appuis (à droite)

### III.2.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad \text{si : } L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0{,}02\,L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{si : } 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (65 cm dans notre ouvrage).

$F_e$ : Nuance de l'acier FeE500 ($F_e = 500$).

$A_{t1}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a : $L = 65cm$ $\Rightarrow$ $A_{t1} \geq 0{,}02\,L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{260}{520} = 0{,}50cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25\ cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1}$= 5 Ø 5 = 0,98cm2avec un éspacement de 20cm.

$A_{t2}$ = 4 Ø 5 = 0,78cm2avec un éspacement de 25cm.

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15 cm² et diamètre de 5 cm .

Fiche technique en (Annexe D) .

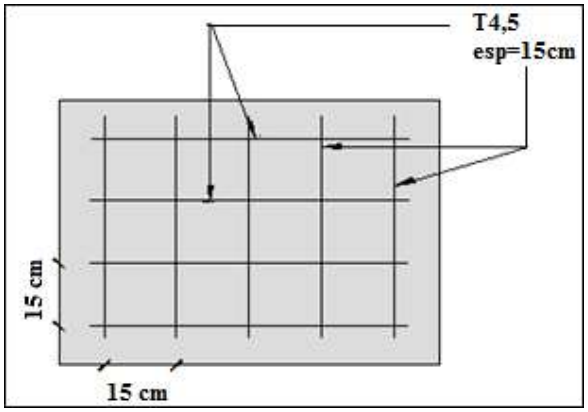



**Figure III.5 :** Disposition des armatures de la dalle de compression

## III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

### III.3.1 Etude e balcon

On a une dalle encastrée à deux cotés (Figure III.12) dont le prédimensionnement est donné par la relation suivante :

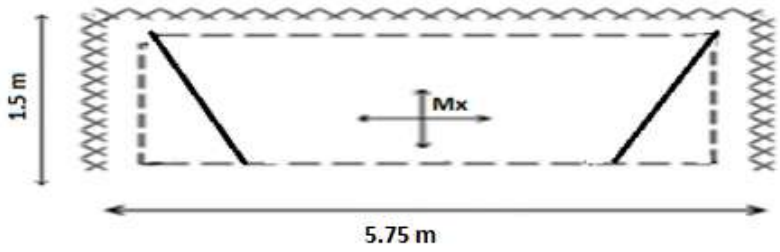



**Figure III.6 :** les dimensions de la dalle pleine

Méthode de calcul La méthode utilisée est celle des lignes de rupture.

Le calcul se fait pour une bande =1 m.

**Tableau III.13 :** Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine

| élément | G (kN.m) | Q (kN.m) | $P_u$ (kN/ml) | $P_{ser}$ (kN/ml) |
|---|---|---|---|---|
| **Plancher courant** | 6,57 | 3,5 | 14,12 | 10,07 |

- **Calcul des sollicitations**

On a :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.5}{5.75} = 0.26 < 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant une seule direction Le calcul ce fera par la méthode des lignes de rupture

**Tableau III.14 :** travail externe et interne

| Travail externe | Travail interne |
|---|---|
| P x f (4,31-1,25Y) | M x f ((3/Y)+7,42) |

Travail l'externe=Travail interne $\Longrightarrow$ P x f (4,31-1.25Y) = M x f (3/Y) +7,41)

$\Longrightarrow$ P= M[((3/Y)+7,42) / (4,31-1.25Y))]

Il faut que : $\Longrightarrow$ 0<y< 5.60 m

dM / dy $\Longrightarrow$ y=0.244 m

**Tableau III.15 :** calcule de ferraillage

| | $\mathbf{M_{max}(kN.m)}$ $(\mathbf{kN.m})$ | $\mathbf{A_{calculée}(cm^2)}$ | $\mathbf{A_{choisie}(cm^2)}$ | $\mathbf{S_t(cm)}$ | $\mathbf{\overline{S_t}(cm)}$ | $\mathbf{S_t \leq \overline{S_t}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **En** | 4,31 | 1,01 | 4HA10=3,14 | 25 | 33 | Cv |
| **En** | 2,26 | 0,52 | 4HA10=3,14 | 25 | 33 | Cv |

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$[1]

En travée et aux appuis : $A = 3{,}14(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15*100}{1000} = 1{,}5(cm^2) \Rightarrow$ cv

- **Armatures de répartitions**

**Tableau III.16 :** calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine

| | $\mathbf{A_{rép} = A/4\,(cm^2)}$ | $\mathbf{A_{adoptée}(cm^2)}$ | $\mathbf{S_t(cm)}$ | $\mathbf{\overline{S_t}(cm)}$ | $\mathbf{S_t \leq \overline{S_t}}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| **En travée** | 0,78 | 4HA8=2,01 | 25 | 45 | cv |
| **En appuis** | 0,78 | 4HA8=2,01 | 25 | 45 | cv |

- **Vérification à l'ELS**

il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ avec $\overline{\sigma_b} = 0.6x25 \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPa$

**Tableau III.17 :** Vérification contrainte à ELS

| | **A (cm²)** | **Mser(kN .m)** | $\sigma_b(MPa)$ | $\overline{\sigma_b}(MPa)$ | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| **En travée** | 3,14 | 3,22 | 1.57 | 15 | Cv |
| **En appuis** | 3,14 | 1,61 | 0.79 | 15 | Cv |

- **Vérification de l'effort tranchant a ELU**

on doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

**Tableau III.18 :** Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

| **Section** | **T(kN)** | $\tau(MPa)$ | $\bar{\tau}(MPa)$ | $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|---|---|---|---|---|
| 100 *15 | 9.22 | 0,06 | 1,16 | Cv |

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe 3). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 3 dont les résultats sont présentés dans le tableau III.19.

**Tableau III.19 :** Vérification de la flèche pour la dalle pleine

| **A (cm²)** | $M_{ser}(kN.m)$ | $\sigma_s(MPa)$ | $\Delta f(mm)$ | $\bar{f}(mm)$ | $\Delta f \leq \bar{f}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 3,14 | 3,22 | 8 | 0.9 | 10.75 | cv |

### III.3. 2 Etude de dalle machine

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.3.2.1 Prédimensionnement

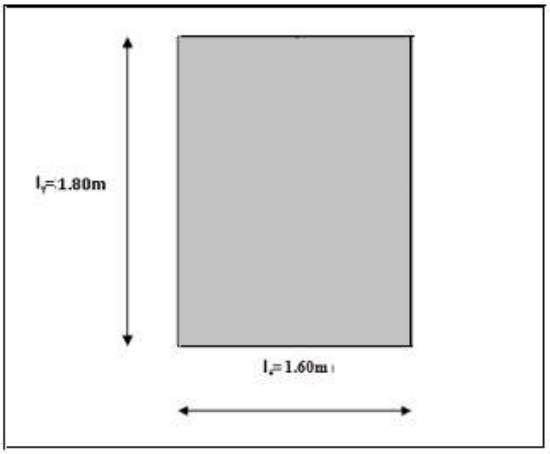



**Figure III.7 :** Dimensions de la dalle machine

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Resistance a la flexion :**

$$\frac{L_y}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Longrightarrow \frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \Longrightarrow 4.00 \leq e \leq 4.50$$

- **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.3.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation :

**a)- Charges permanentes G :**

**Tableau III.20 :** Charges permanentes G (dalle machine).

| N$^0$ | composants | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m3) | Poids surfacique (kN/m2) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Dalle pleine | 0.25 | 25 | 625 |
| 2 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0,36 |
| | | | TOTAL | 6.61 |

**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.21 :** 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 |

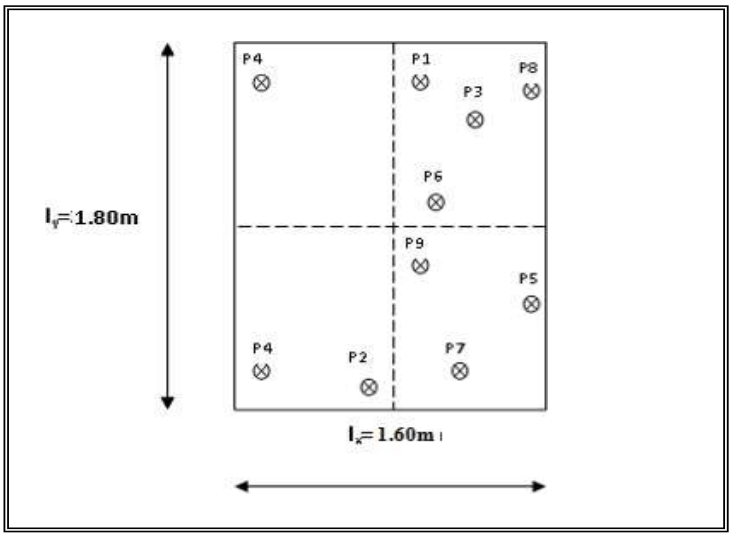



**Figure III.8 :** poids de la dalle machine supporté

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = \frac{17300}{2.88} = 600694 \text{ Kg/}m^2 = 60.0694 \text{ KN/}m^2$$

$G_{tot}$ =6.61+60.06 =66.67 KN/$m^2$

**b)-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.22** : Différente charges.

| G (kN/m2) | Q (kN/m2) | qU (kN/m2) | qSer (kN/m2) |
|---|---|---|---|
| 66.67 | 5 | 97.50 | 71.67 |

- **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.

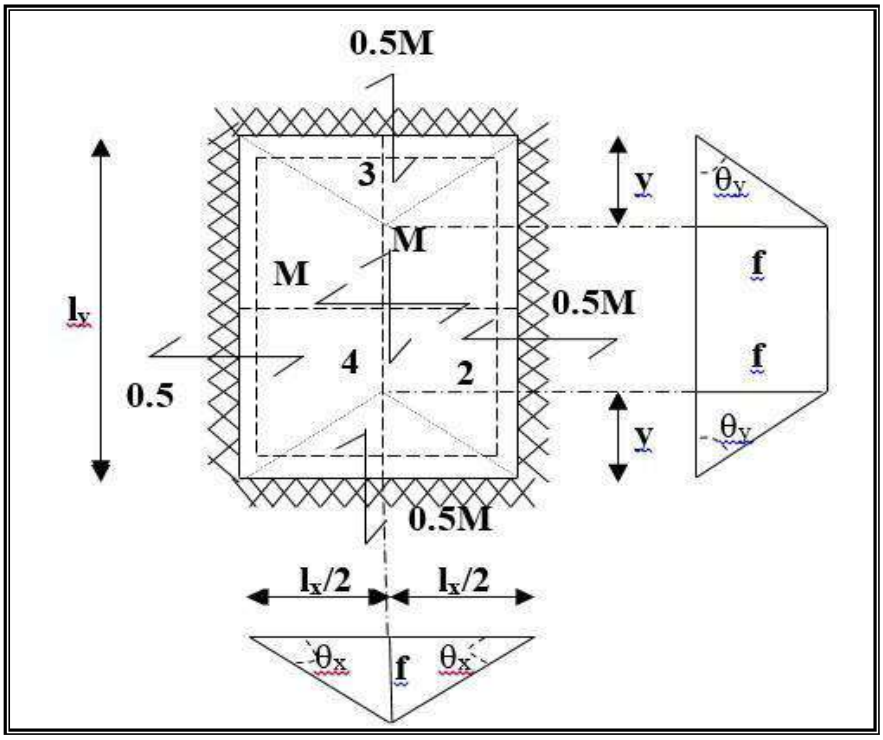



**Figure III.8 :** Ligne de la rupture d'une dalle machine

- **Principe de calcul:**

Travail extérieur = Travail intérieur

Avec : $T_{ext}=q.s.f_{cdg}$ et $T_{int}=M.L.\theta$

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

$T_{int} = T_{int}^1 + T_{int}^2 + T_{int}^3 + T_{int}^4$

$T_{ext} = T_{int}$

$q(y)=\frac{3M(\frac{L_X}{y}+2L_Y)}{L_X(\frac{L_Y}{2}-\frac{Y}{3})}$ avec $L_X$ =1.6 m et $L_Y$ =1.8

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$\frac{dq}{dy}=0 \Longrightarrow 1{,}192-y^2+1{,}696\,y-2{,}304=0 \Longrightarrow y=0{,}57m$

On remplace " y "dans , on trouve : M=0.075q

$M_t = 0{,}075X\ q = 0.075\times(97.50) = 7.31$ KN. m

$M_a = 0{,}5X\ M_t = 0{,}5X7{,}31 = 3.65$ KN.m

- **Calcul du ferraillage:**

**Tableau III.23 :** ferraillage de la dalle.

| | | Mu(kN.m) | μ | β | A (cm²) | A' (cm²) | Amin (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Sens x** | **En travée** | 7.31 | 0,0092 | 0,9955 | 0.92 | 0 | 2,5 |
| | **Sur appuis** | 3.65 | 0,0045 | 0,998 | 0,46 | 0 | 2,5 |
| **Sens-y** | **En travée** | 7.31 | 0,010 | 0,995 | 0.96 | 0 | 2,5 |
| | **Sur appuis** | 3.65 | 0,005 | 0,9975 | 0.48 | 0 | 2,5 |

- **Condition de non fragilité :**

On a : $A_{cal} < A_{min} \rightarrow$ donc la condition non vérifie.

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4HA10 = 3{,}14cm^2 \\ A_y = 4HA10 = 3{,}14cm^2 \end{cases}$

- **Conditon d'espacement :**

$S_t = 25cm \le \overline{S_t} = Min[3h = 75cm, 33cm] = 33cm$ .

- **Vérification de l'effort tranchant :**

**Tableau III.24 :** l'effort tranchant

| T(kN) | τ(MPa) | $\bar{\tau}$(MPa) | $\tau \le \bar{\tau}$ |
|---|---|---|---|
| 54 | 0,236 | 1,16 | Cv |

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

- **Vérification a 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.25 :** Vérification à l'E.L.S.

| Sens | $M_{SER}$ (KN.m) | As (cm2) | Y (cm) | I (cm4) | K (N/mm3) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_b \leq \sigma_b$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Sens (x)** | 5.37 | 3,14 | 4,21 | 19135,14 | 0,028 | 1.18 | Oui |
| **Sens (y)** | 5.37 | 3,14 | 4,11 | 17406,33 | 0,030 | 1,26 | Oui |

- **Vérification de la flèche :**

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

1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{25}{180} = 0{,}138 \geq 0{,}042$ …….. **(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'a pas nécessaire.

- **Vérification du poinçonnement :**

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Qu \leq 0{,}045 \times Uc \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

$Q_u(P_1)$= 84 KN ; $\gamma_b$ = 1,5 ; $f_{cj}$ = 25 MPa ; h = 25 cm

$Uc = 2(u + v)$

$u = a + 2(e + h/2)$ $v = b + 2(e + h/2)$

$Uc = 2(a+b) + 8e + 4h$

Avec : e (revêtement)=02cm ; a=b=0.

$\rightarrow Uc = 8e + 4h = 116$ cm.

$Qu = 84$ KN $< 0.045 \times Uc \times h \times (fc28/\gamma b) = 2175$ KN…… (CV)

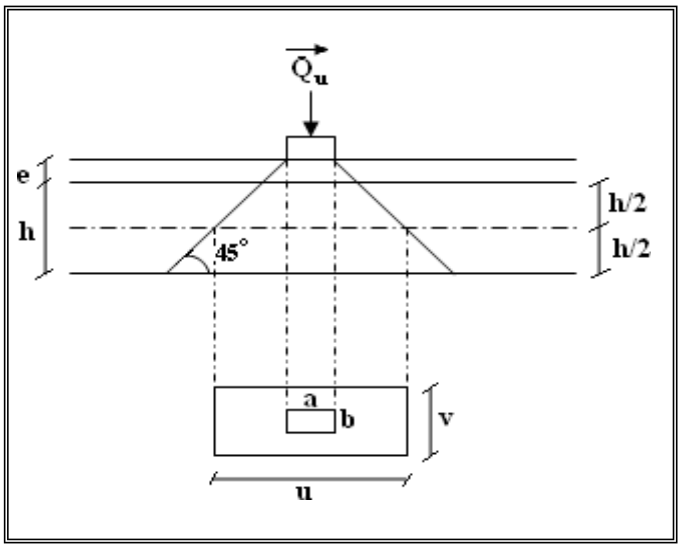



**Figure III.9 :** Schéma de la vérification du poinçonnement.

## III.4. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de perm de se déplacer à pied d'un niveau à un autre (Figure III.10).

### III.4. 1 Prédimensionnement les caractéristiques de notre escalier sont :

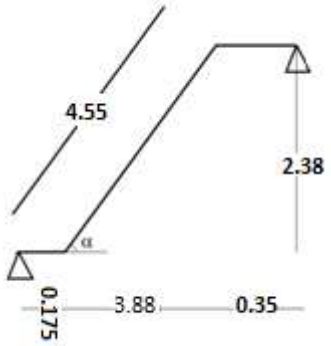



**Figure III.10:** Dimensions de l'escalier

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier : H = 4,03 m (on va traiter la
- partie qui contient 9 contre marches)

Hauteur de la contre marche :

$h = \frac{3.06}{18} = 17$ cm

- Largeur de la marche : g = 30cm

➢ **Vérification de la formule de Blondel**

60 cm ≤ g + 2h ≤ 64cm ⟹ g + 2h =64cm (CV)

➢ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 1,53/2,40= 0,63 D'où alors : **α =32,51°**

$L_0 = \sqrt{3,88^2 + 2,38^2} = 4,55m$ ⟹ $L_{tot}$ =L $_1$+L$_2$+ L$_3$ =0,175+0,35+4,55 = 5,075 m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 14,5 \le e \le 16,91$ ⟹ e =17cm

### III.4.2. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.26 et III.27.

**Tableau III.26 :** Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

| N° | Composants | Epaisseur(m) | Poids volumique ($kN/m^3$) | Poids surfacique ($kN/m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | **Carrelage** | 0,02 | 20 | 0,40 |
| **2** | **Mortier de pose** | 0,02 | 20 | 0,40 |
| **3** | **Poids propredupalier** | 0,17 | 25 | 4,25 |
| **4** | **Enduit ciment** | 0,02 | 18 | 0,36 |
| **Total** | | | | **5,41** |

**Tableau III.27 :** Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

| N° | Composants | Epaisseur (m) | Poids volumique ($kN/m^3$) | Poids surfacique ($kN/m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | **Carrelage** | 0,02 | 20 | 0,40 |
| **2** | **Mortier de pose** | 0,02 | 20 | 0,40 |
| **3** | **Poids propre de la paillasse** | 0,17/ cos α | 25 | 5,03 |
| **4** | **Poids des marches** | 0,17/ 2 | 25 | 2,12 |
| **5** | **Enduit ciment** | 0,02 | 18 | 0,36 |
| **Total** | | | | **8,31** |

Selon le DTR charges et surcharges d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q = 2,5 kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux III.12 et III.13 ainsi que les figures III.10 - III.11. on a utilisé le SAP2000 v21 , pour déterminer les sollicitations internes moment fléchissant et effort tranchant.

**Tableau III.28:** Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier

| élément | G (kN/m²) | Q (kN/m²) | $P_u$ (kN/m²) | Travée | Appuis |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $M_0$ (kN.m) | $0{,}50.M_0$ (kN.m) |
| **Palier** | 5,41 | 2,5 | 11,05 | 19,47 | 11,455 |
| **Paillasse** | 8,31 | 2,5 | 14,96 | | |

**Tableau III.29**: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier

| élément | G (kN/m²) | Q (kN/m²) | $P_{ser}$ (kN/m²) | Travée | Appuis |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $M_0$ (kN.m) | $0{,}50.M_0$ (kN.m) |
| **Palier** | 5,41 | 2,50 | 7,91 | 13,66 | 8.04 |
| **Paillasse** | 8,31 | 2,50 | 10,81 | | |

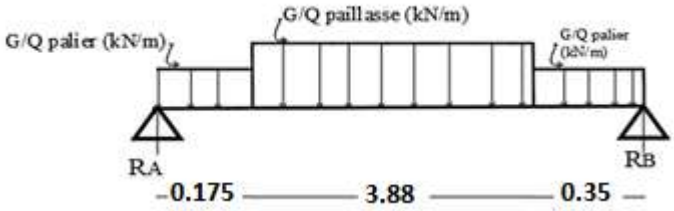



**Figure III.11:** Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier

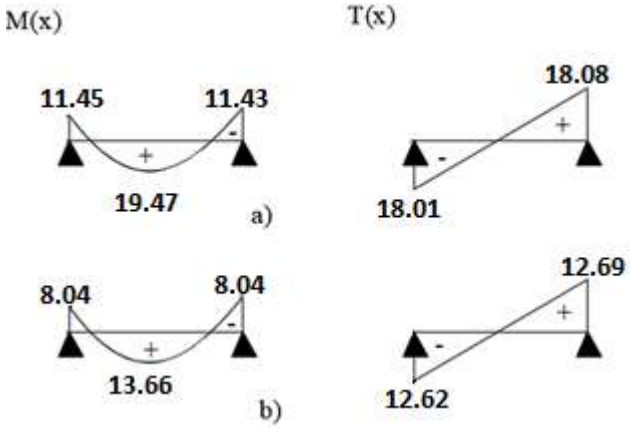



**Figure III.12 :** Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S

### III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1 m sont résumés sur le tableau III.14. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

**Tableau III.30:** Calcul des sections d'acier de l'escalier

| position | $M_u$ (kN.m) | $A_{calculée}$ ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | $A_{min}$ ($cm^2$) (CBA) | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | $A_{rép}$ ($cm^2$) | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **En travée** | 19,47 | 4,70 | 0,00 | 1,50 | 7HA12 = 7,92 | 1,98 | 7HA8 = 3,52 |
| **En appuis** | 11,45 | 2,70 | 0,00 | | 7HA12 = 7,92 | 1,98 | 7HA8 = 3,52 |

Le tableau III.31 présente la vérification de la contrainte tangentielle selon les conditionsdu règlement CBA93 [2].

**Tableau III.31:** Vérification de la contrainte tangentielle

| position | St (cm) armatures longitudinales | St (cm) armatures de répartitions | $\overline{\tau u}$ (MPa) | τu (MPa) | Obs |
|---|---|---|---|---|---|
| **Travée** | 15cm ≤ 33cm | 25cm ≤ 45cm | 3,33 | 0,15 | vérifier |
| **Appuis** | 15cm ≤ 33cm | 25cm ≤ 45cm | | | |

### III.4.4. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible , en effet il faut effectuer la vérification suivante :

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

**Tableau III.32 :** Vérification à l'E.L.S

| | En travées | Aux appuis |
|---|---|---|
| **A ($cm^2$)** | 7,92 | 3,52 |
| **$M_{ser}$ (kN.m)** | 13,66 | 8,04 |
| **$\sigma_b$ (MPa)** | 5,60 | 4,6 |
| **$\sigma_b \leq \sigma_b$ =15 (MPa)** | CV | CV |

### III.4.5.Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.8 selon la méthode présentée en (Annexe C).

**Tableau III.33 :** Vérification de la flèche de l'escalier

| M (kN.m) | A($cm^2$) | $L$ ( m) | $\Delta_f$(mm) | $f_{adm}$(mm) | $\Delta f<f_{adm}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 13,66 | 7,92 | 5,075 | 7,4 | 10,15 | C.V |

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : e = 17 cm.

### III.4.6. Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.III.4.6.1. Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.16) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III .34 :

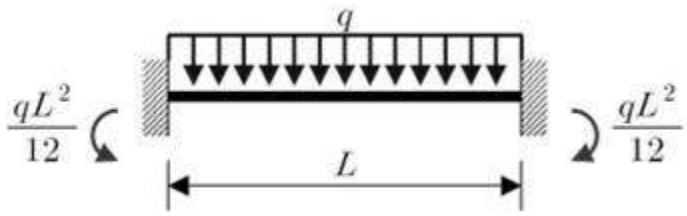



**Figure III.13:** Schéma statique équivalent de la poutre palière.

**Tableau III.34** : Prédimensionnement de la poutre palière.

| | |
|---|---|
| **Conditions de résistance** | $L_{max}$= 4,03 m ⇒26,8 cm ≤ h≤ 40,3 cm. On adopte:h= 35 cm<br>⇒ 9,45 ≤ b ≤ 12,6 cm.On adopte : b = 30 cm |
| **Vérification selon le RPA 99** | h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1,16<4 |
| **Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)** | (h/L=0,086) ≥ (1/16=0,0625) (CV) |
| **Conclusion** | h = 35cm ; b = 30 cm |

### III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : $G_{poutre}$=0,3 ×0,35×25=2,625 $kN/ml$

Charge due aux réactions : $R_u$ = 18,08 kN ; $R_{ser}$ = 16,09 kN (Voir Figure III.15)

$P_u$ = 15,62 KN/m

$P_{ser}$ = 12,91 KN/m

### III.4.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans le tableau III.35 :

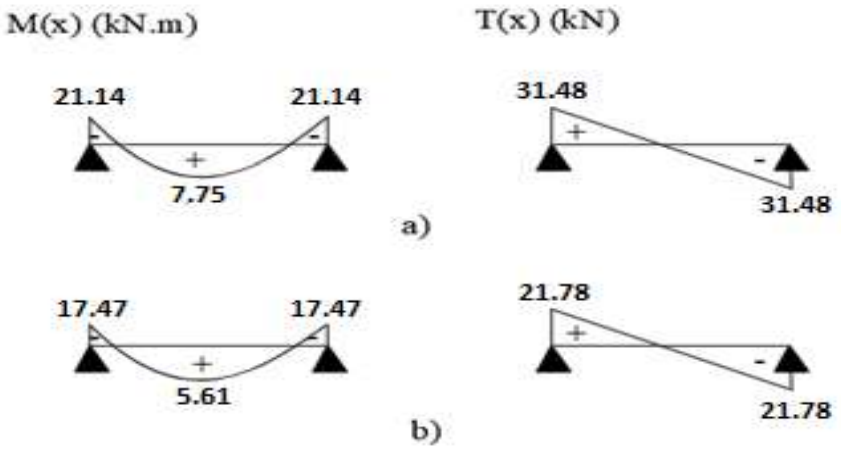



**Figure III.14:** Efforts internes dans la poutre palière a) à l'ELU et b) à l'ELS

### III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. Une démonstration de calcul du ferraillage en détail avec toutes les vérifications nécessaires à l'ELU et à l'ELS d'une poutre porteuse selon les règlements en figueur [1, 2] Par contre, on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

**Tableau III.35 :** Ferraillage de la poutre palière.

| position | $M_u$ (kN.m) | A ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | $A_{tendue\ min}$ ($cm^2$) CBA | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | $A_{totale\ min}$ ($cm^2$) RPA | Obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **En travée** | 7,75 | 1,1 | 0,00 | 0,75 | 3HA12=3,39 | 3,75 | CV |
| **En appuis** | 21,14 | 1,9 | 0,00 | 0,75 | 3HA12=3,39 | | CV |

**Tableau III.36 :** Vérification à l'E.L.S de la poutre palière.

| Section ($cm^2$) | Position | $M_{ser}$ (kN.m) | A ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | Obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **30x35** | **Travée** | 5,61 | 3,39 | 0 | 1,2 | 14 | CV |
| | **Appui** | 17,47 | 3,39 | 0 | 4,4 | 174,1 | CV |

**Tableau III.37 :** Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière.

| Section ($cm^2$) | $T_u$ (kN) | $\tau_u$ (MPa) | $\tau_{u\ adm}$ (MPa) | $\tau_u < \tau_{u\ adm}$ |
|---|---|---|---|---|
| **30x35** | 31,48 | 0,322 | 3,3 | CV |

La section d'armature transversale ($A_t$) de la poutre palière, ainsi que leurs espacements($S_t$), sont résumés dans le tableau III.6 :

**Tableau III.38 :** Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

| section $cm^2$ | $\tau_U$ MPa | $S_{t\ adopté}$ | | $A_t(cm^2)$ | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | $Z_N$ | $Z_C$ | $A_{choisie}$ | $A_{min}$ |
| **30x35** | 0,322 | 10 | 15 | 3 Φ 8 | 0,75 |

- **Vérification de la flèche**

**Tableau III.38 :** Vérification de la flèche

| M (kN.m) | A($cm^2$) | L(m) | $\Delta_f$(mm) | $f_{adm}$(mm) | $\Delta f < f_{adm}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 5,61 | 4,62 | 4,03 | 0,2 | 8,01 | C.V |



# CHAPITRE IV :

# Etude dynamique

# CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE

## IV.1. Introduction

la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

## IV.2. caractéristique dynamique de la structure

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

### IV.2.1. Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment .

(poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

$W_i$ : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

$X_i, Y_i$:Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

$X_G, Y_G$:Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

### IV.2.2. Centre de torsion

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité , d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi}. Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

$I_X, I_Y$: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h \times b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b \times h^3}{12}$

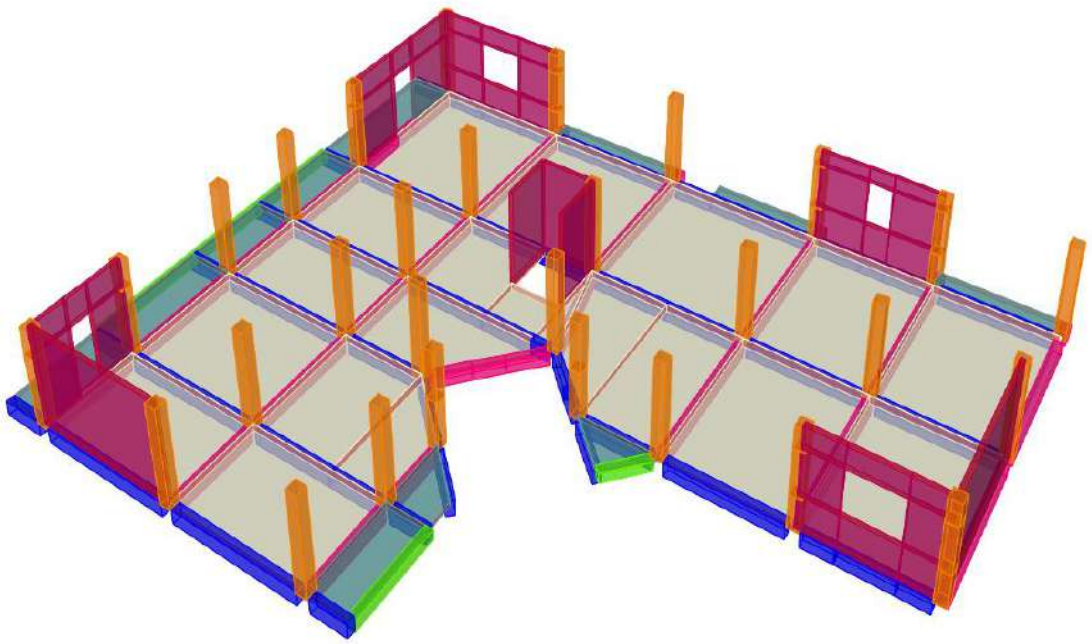
Pour les voiles : $I_i = \frac{L \times e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e \times L^3}{12}$

Avec :

$X_i, Y_i$:Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

$X_R, Y_R$:Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

**Vue *3*D :**



**Vue 3D :**

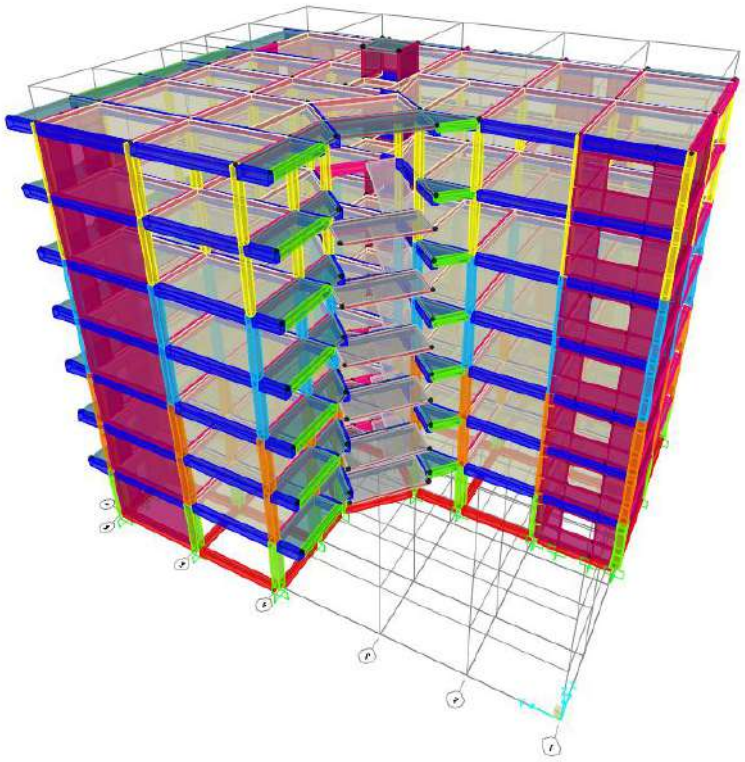


**Figure IV.1:** Disposition des voiles

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.1** : Centre de masse et centre de torsion.

| Niveau (m) | centre de Masse | | | centre de torsion | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Poids w (kN) | $X_G$ (m) | $Y_G$ (m) | $X_R$ (m) | $Y_R$ (m) | $\sum I_x$ ($m^4$) | $\sum I_y$($m^4$) |
| **3,06** | 4698,303 | 12,068 | 6,326 | 12,374 | 7,463 | 6,936E+004 | 2,068E+005 |
| **6,12** | 4574,109 | 12,005 | 6,201 | 12,309 | 6,809 | 6,936E+004 | 2,068E+005 |
| **9,18** | 4541,834 | 11,881 | 6,153 | 12,275 | 6,386 | 6,936E+004 | 2,068E+005 |
| **12,24** | 4511,521 | 11,879 | 6,147 | 12,249 | 6,100 | 6,936E+004 | 2,068E+005 |
| **15,30** | 4483,268 | 11,877 | 6,140 | 12,227 | 5,900 | 6,936E+004 | 2,068E+005 |
| **18,36** | 4438,044 | 11,874 | 6,135 | 12,207 | 5,747 | 6,936E+004 | 2,068E+005 |
| **21,42** | 4250,771 | 12,059 | 6,226 | 12,187 | 5,622 | 6,936E+004 | 2,068E+005 |

### IV.2.3. Excentricité

#### IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $e_x = |X_G - X_t|$ ; $e_y = |Y_G - Y_t|$

Les valeurs de l'excentricité statique sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2 :** Calcul de l'excentricité théorique (statique).

| Etage | $X_R$ (m) | $Y_R$ (m) | $X_G$ (m) | $Y_G$ (m) | $e_x$ (m) | $e_y$ (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **RDC** | 12,374 | 7,463 | 12,068 | 6,326 | 0,306 | 1,137 |
| **1er** | 12,309 | 6,809 | 12,005 | 6,201 | 0,304 | 0,608 |
| **2ème** | 12,275 | 6,386 | 11,881 | 6,153 | 0,394 | 0,233 |
| **3ème** | 12,249 | 6,100 | 11,879 | 6,147 | 0,370 | 0,047 |
| **4ème** | 12,227 | 5,900 | 11,877 | 6,140 | 0,350 | 0,240 |
| **5ème** | 12,207 | 5,747 | 11,874 | 6,135 | 0,333 | 0,388 |
| **6ème** | 12,187 | 5,622 | 12,059 | 6,226 | 0,128 | 0,604 |

#### IV.2.3.2. Excentricité accidentelle :

(Art. 4.2.7 : RPA 99 VERSION 2003)

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontauxrigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale àla plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit êtreprise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans. $Ex = 0{,}05.Lx$ ; $Ey = 0{,}05.Ly$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3 :** Calcul d'excentricité accidentelle

| Etage | Lx (m) | Ly (m) | Ex (m) | Ey (m) |
|---|---|---|---|---|
| **RDC** | 20,45 | 25 | 1,17 | 0,85 |
| **1 er** | 20,45 | 25 | 1,17 | 0,85 |
| **2 éme** | 20,45 | 25 | 1,17 | 0,85 |
| **3 éme** | 20,45 | 25 | 1,17 | 0,85 |
| **4éme** | 20,45 | 25 | 1,17 | 0,85 |
| **5éme** | 20,45 | 25 | 1,17 | 0,85 |
| **6éme** | 20,45 | 25 | 1,17 | 0,85 |

$$E_K = E_{K\,thé} + E_{K\,add} \quad , \quad E_F = E_{F\,thé} + E_{F\,add}$$

**Tableau IV.4 :** Excentricité suivant les deux directions.

| *Niveau (m)* | *Excentricité suivant X* | | | *Excentricité suivant Y* | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $E_X(m)$ | $E_{adm}(m)$ 15 %.Lx | $E_X \leq E_{adm}$ | $E_Y(m)$ | $E_{adm}(m)$ 15 %.Ly | $E_X \leq E_{adm}$ |
| **3,06** | 0,306 | 3,06 | Oui | 1,137 | 3,75 | Oui |
| **6,12** | 0,304 | 3,06 | Oui | 0,608 | 3,75 | Oui |
| **9,18** | 0,394 | 3,06 | Oui | 0,233 | 3,75 | Oui |
| **12,24** | 0,370 | 3,06 | Oui | 0,047 | 3,75 | Oui |
| **15,30** | 0,350 | 3,06 | Oui | 0,240 | 3,75 | Oui |
| **18,36** | 0,333 | 3,06 | Oui | 0,388 | 3,75 | Oui |
| **21,42** | 0,128 | 3,06 | Oui | 0,604 | 3,75 | Oui |

à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

## IV.3. Choix de la methode de calcul

### IV.3. 1 Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v21.2.0 ».

## IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

### IV.3.2. 1 Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul , Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### IV.3.2.2 Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v21.0.2 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

### IV.3.2.3 Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

**a) Coefficient d'accélération A :** (RPA2003 « Tab 4.1 »).

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a:

(Zone III, groupe d'usage 2) ⇒ A=0.25

**b) Facteur de correction d'amortissement η**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}88$$

**c) Coefficient de comportement R**

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles. Donc : R=4

**d) Facteur de qualité Q**

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

$P_q$: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

**Tableau IV.5 :** Facteur de qualité.

| Critère (q) | Suivant X | | Suivant Y | |
|---|---|---|---|---|
| | **Observé** | **Valeur** | **Observé** | **Valeur** |
| **Conditions minimales sur les files de contreventement** | Oui | 0 | Oui | 0 |
| **Redondance en plan** | Oui | 0 | Oui | 0 |
| **Régularité en plan** | Non | 0,05 | Non | 0,05 |
| **Régularité en élévation** | Oui | 0 | Oui | 0 |
| **Contrôle de la qualité des matériaux** | Non | 0,05 | Non | 0,05 |
| **Contrôle de la qualité de l'exécution** | Oui | 0 | Oui | 0 |
| **Totale** | 0,10 | | 0,10 | |
| **Q** | 1,10 | | 1,10 | |

### IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exigeles vérifications suivantes :

1-Analyse modale.

1.1 Comportement modal.

1.2 Participation massique (dissipation d'énergie).

2-Analyse statique et dynamique.

2.1 Stabilité de la structure.

2.1.1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

2.1.2 Vérification de la stabilité au renversement.

2.1.3 Vérification des déplacements inter-étage.

2.1.4Vérification de l'effet P-Δ.

2.2 Résistance des éléments .

2.2.1 Vérification de cisaillement des éléments.

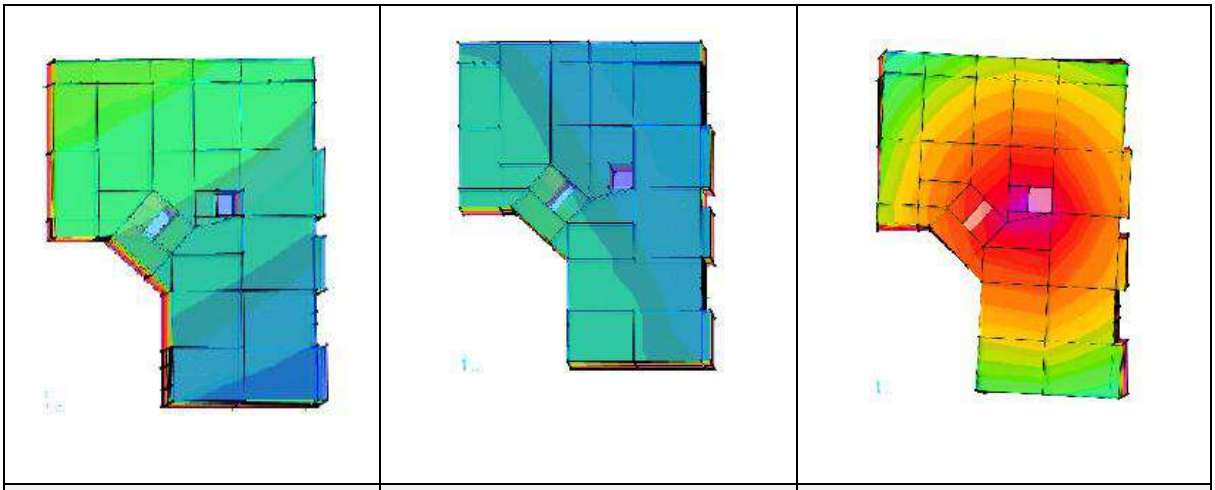
2.2.2Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

## 1. Analyse modale

### 1.1 Comportement modal

**Tableau IV.6 :** Le comportement des trois modes

| Modes | Ux (%) | Uy (%) | Rz (%) | Cas |
|---|---|---|---|---|
| **01** | 68,30 | 0,00 | 0,04 | Translation suivant X |
| **02** | 0,00 | 72,18 | 0,11 | Translation suivant Y |
| **03** | 0,00 | 0,15 | 70,49 | Rotation autour de l'axe Z |



| Mode 01 | Mode 02 | Mode 03 |
|---|---|---|

Figure IV.2 : Le comportement des trois premiers modes

### 1.2 Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après: [Art4.3.4.a] .

**Tableau IV.7 :** Coefficient de participation massique

| Modes | Périodes (S) | Cumul des masses modales effectives (%) | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Sens x | Sens y | Sens z |
| **1** | 1 | 0,462938 | 50,52% | 17,18% |
| **2** | 2 | 0,389368 | 18,34% | 51,28% |
| **3** | 3 | 0,281143 | 0,37% | 0,70% |
| **4** | 4 | 0,119483 | 16,98% | 3,13% |
| **5** | 5 | 0,10872 | 2,41% | 13,77% |
| **6** | 6 | 0,104635 | 0,44% | 2,31% |
| **7** | 7 | 0,099917 | 0,01% | 0,00% |
| **8** | 8 | 0,098802 | 0,08% | 0,66% |
| **9** | 9 | 0,09315 | 0,00% | 0,01% |
| **10** | 10 | 0,091379 | 0,00% | 0,03% |
| **11** | 11 | 0,087338 | 0,01% | 0,02% |
| **12** | 12 | 0,08604 | 0,00% | 0,01% |
| **13** | 13 | 0,084797 | 0,00% | 0,00% |
| **14** | 14 | 0,084492 | 0,00% | 0,01% |
| **15** | 15 | 0,084223 | 0,00% | 0,00% |
| **16** | 16 | 0,083868 | 0,00% | 0,00% |
| **17** | 17 | 0,083807 | 0,00% | 0,00% |
| **18** | 18 | 0,083515 | 0,00% | 0,00% |
| **19** | 19 | 0,083305 | 0,00% | 0,00% |
| **20** | 20 | 0,083272 | 0,00% | 0,01% |
| **21** | 21 | 0,083044 | 0,00% | 0,00% |
| **22** | 22 | 0,081332 | 0,02% | 0,00% |
| | | | | |
| **78** | 78 | 0,051911 | 0,03% | 0,23% |
| **79** | 79 | 0,051854 | 0,02% | 1,43% |

La structure a dissipé moins de 90% de l'énergie stockée au 22 mode avec un temps égale à T=6,41 s

## 2- Analyse statique et dynamique :

### 2.1 Stabilité de la structure

#### 2.1.1Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »).

La résultante des forces sismique à la base $V_t$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée . Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

**a) Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 ») :**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X , Y selon laformule :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \mathrm{W} \quad , \quad V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \mathrm{W}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) $\Rightarrow$ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & pour: 0 \leq T \leq T_2 \\ 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour : T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & pour : T \geq 3\ sec \end{cases}$$

$T_2$: Période caractéristique. (Site 3) $\Rightarrow$ $T_2 = 0{,}5\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}88$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{L_x}} \Rightarrow T_x = 0{,}395\ sec \quad , \quad T_y = 0{,}478\ sec$$

$D_x = 2{,}863$ , $D_y = 2{,}587$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 4

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.10$

W : Poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ , $W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i}$ , $\beta = 0.2$ $\Rightarrow W = 34784{,}17\text{kN}$

**Tableau IV.8** : Les valeurs de la force sismique

| A | $D_x$ | $D_y$ | $Q_x$ | $Q_y$ | R | W(kN) | $V_x$(kN) | $V_y$(kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,25 | 1,91 | 1,91 | 1,10 | 1,10 | 5 | 34784,17 | 3654,077 | 3654,077 |

**Tableau IV.9 :** Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

| direction | V(kN) | $V_t$(kN) | $\frac{V_t}{V}$ | $\frac{V_t}{V} \geq 0{,}8$ |
|---|---|---|---|---|
| **Sens X** | 3654,077 | 2992,511 | 0,81 | CV |
| **Sens Y** | 3654,077 | 2992,511 | 0,81 | CV |

### 2.1.2 Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i$ , $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$

Avec :

$F_{ix}, F_{iy}$: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

$h_i$: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Avec :

$F_{ix}, F_{iy}$:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

$h_i$: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

Avec :

$X_G, Y_G$: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

$W_i$: La masse du plancher de chaque niveau

**a) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\,T\,V_t \leq 0.25V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

$$T_x = 0.507\ sec \quad , \quad T_y = 0.553\ sec \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$$

$$F_{ix} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{ty}$$

**Tableau IV.10** : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

| Niveau(m) | Wi (kN) | Wi×hi | $F_{ix}$ | $F_{iy}$ | $M_{Rx}$ | $M_{Ry}$ | $M_{Sx}$ | $M_{sy}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **3.06** | 4698,303 | 14376,807 | 113,094 | 113,094 | 540,84 | 542,00 | 78158,86 | 40970,58 |
| **6.12** | 4574,109 | 27993,547 | 220,210 | 220,210 | 2208,72 | 2213,44 | 79380,33 | 41002,70 |
| **9.18** | 4541,834 | 41694,036 | 327,512 | 327,512 | 4985,69 | 4996,35 | 78814,55 | 40816,93 |
| **12.24** | 4511,521 | 55221,017 | 434,394 | 434,394 | 8801,19 | 8820,01 | 78247,77 | 40490,70 |
| **15.30** | 4483,268 | 68594,000 | 539,120 | 539,120 | 13665,50 | 13694,72 | 77743,30 | 40190,61 |
| **18.36** | 4438,044 | 81482,488 | 639,271 | 639,271 | 19555,05 | 19596,87 | 77236,80 | 39906,33 |
| **21.42** | 4250,771 | 91051,515 | 716,254 | 716,254 | 14725,37 | 14756,86 | 43396,24 | 22405,26 |
| **Somme** | | 498466,85 | 2989,85 | 2989,85 | 64482,36 | 64620,26 | 512977,84 | 265783,10 |

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{512977{,}84}{64482{,}36} = 7{,}95 \geq 1{,}5 \quad (\text{CV}) \quad ; \quad \frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{265783{,}10}{64620{,}26} = 4{,}11 \geq 1{,}5 \quad (\text{CV})$$

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

### 2.1.3 Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_{ek}$: Déplacement dû au force sismique ; R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau $k_i$ par rapport au niveau $k_{i-1}$ (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible $\Delta_{adm}$

$\Delta_{adm} = 0.01 h_e$ Avec $h_e$ : La hauteur d'étage k

**Tableau IV.11:** Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

| Niveau | $h_e$(m) | $\eth_e(cm)$ | ✿ $\eth(cm)$ | $\Delta_k$(cm) | $\Delta_{adm}$(cm) | $\Delta_k \leq \Delta_{adm}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **3,06** | 3,06 | 0,001 | 0,003 | 0,003 | 3,06 | Ok |
| **6,12** | 3,06 | 0,002 | 0,008 | 0,005 | 3,06 | Ok |
| **9,18** | 3,06 | 0,003 | 0,015 | 0,007 | 3,06 | Ok |
| **12,24** | 3,06 | 0,005 | 0,023 | 0,008 | 3,06 | Ok |
| **15,30** | 3,06 | 0,006 | 0,032 | 0,009 | 3,06 | Ok |
| **18,36** | 3,06 | 0,008 | 0,041 | 0,009 | 3,06 | Ok |
| **21,42** | 3,06 | 0,010 | 0,05 | 0,009 | 3,06 | Ok |

**Tableau IV.12 :** Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

| Niveau | $h_e(m)$ | $\eth_e(cm)$ | $\eth(cm)$ | $\Delta_k(cm)$ | $\Delta_{adm}(cm)$ | $\Delta_k \leq \Delta_{adm}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **3,06** | 3,06 | 0,0004 | 0,002 | 0,002 | 3,06 | Ok |
| **6,12** | 3,06 | 0,0011 | 0,006 | 0,004 | 3,06 | Ok |
| **9,18** | 3,06 | 0,002 | 0,010 | 0,004 | 3,06 | Ok |
| **12,24** | 3,06 | 0,003 | 0,015 | 0,005 | 3,06 | Ok |
| **15,30** | 3,06 | 0,0041 | 0,021 | 0,005 | 3,06 | Ok |
| **18,36** | 3,06 | 0,0052 | 0,026 | 0,006 | 3,06 | Ok |
| **21,42** | 3,06 | 0,0063 | 0,032 | 0,005 | 3,06 | Ok |

### 2.1.4 vérification de l'effet P-Δ

Les effets du 2$^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0{,}10$$

$P_k$ : Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

$V_k$ : Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

$\Delta_k$: Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

$h_k$ : Hauteur de l'étage " k ".

- Si $0.10 < \theta_K \leq 0.20$ , Les effets P-W peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

- Si $\theta_K > 0.20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau IV.13 :** Vérification de l'effet P-Δ suivant les deux directions

| *Niveau (m)* | $\Delta_{kx}$ (cm) | $\Delta_{ky}$ (cm) | $V_{kx}$ (kN) | $V_{ky}$ (kN) | $h_k$ (cm) | $\theta_{kx}$ | $\theta_{ky}$ | $\theta \leq 0.1$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **3,06** | 0,01000 | 0,00631 | 110,155 | 110,155 | 306 | 0,00139 | 0,00088 | CV |
| **6,12** | 0,00825 | 0,00524 | 214,487 | 214,487 | 306 | 0,00057 | 0,00037 | CV |
| **9,18** | 0,00645 | 0,00413 | 319,460 | 319,460 | 306 | 0,00030 | 0,00019 | CV |
| **12,24** | 0,00469 | 0,00304 | 423,104 | 423,104 | 306 | 0,00016 | 0,00011 | CV |
| **15,30** | 0,00305 | 0,00201 | 525,568 | 525,568 | 306 | 0,00008 | 0,00006 | CV |
| **18,36** | 0,00163 | 0,00111 | 624,320 | 624,320 | 306 | 0,00004 | 0,00003 | CV |
| **21,42** | 0,00055 | 0,00040 | 697,638 | 697,638 | 306 | 0,00001 | 0,00001 | CV |

### 2.2 Résistance des éléments

### 2. 2 .1Vérification de cisaillement des éléments

#### a) Les poutres :

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

**Tableau IV. 14**: Vérification de cisaillement des poutres.

| Eléments | Section ($cm^2$) | $V_u$(kN) | Combinaison | $\tau$(MPa) | Type de situation | $\tau \leq \bar{\tau}$ | $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Poutres principales** | 30x50 | 203,428 | ELU | 1,596 | durable | 3,33 | vérifier |
| **Poutres secondaires** | 30x40 | 62,672 | ACC | 0,557 | accidentelle | 3.26 | vérifier |
| **Poutre palier** | 30x35 | 28,928 | ACC | 0,297 | accidentelle | 3,26 | vérifier |

**b) Les voiles :**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$r = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$$

Avec :

$V_u$: L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile. ; d = 1.9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale : $\bar{r} = 0.2.f_{c28}$

**Tableau IV.15 :** Vérification de cisaillement des voiles.

| Direction | b(cm) | L(cm) | T (kN) | τ (MPa) | τ adm (MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **suivant x** | 15 | 560 | 1053,715 | 1,394 | 5,00 | Vérifier |
| | 15 | 575 | 783,63 | 1,010 | 5,00 | Vérifier |
| | 15 | 340 | 475,77 | 1,037 | 5,00 | Vérifier |
| | 15 | 200 | 197,7879 | 0,733 | 5,00 | Vérifier |
| **suivant y** | 15 | 430 | 424,87 | 0,732 | 5,00 | Vérifier |
| | 15 | 530 | 605,66 | 0,846 | 5,00 | Vérifier |
| | 15 | 530 | 837,74 | 1,171 | 5,00 | Vérifier |
| | 15 | 200 | 256,81 | 0,951 | 5,00 | Vérifier |

### 2.2.2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit vérifier que : $\nu = \frac{N_d}{B_c.f_{c28}} \leq 0{,}3$

$N_d$: Effort normal réduit.

$B_c$: Section brute du béton.

**Tableau IV.16 :** Vérification de l'effort normal réduit

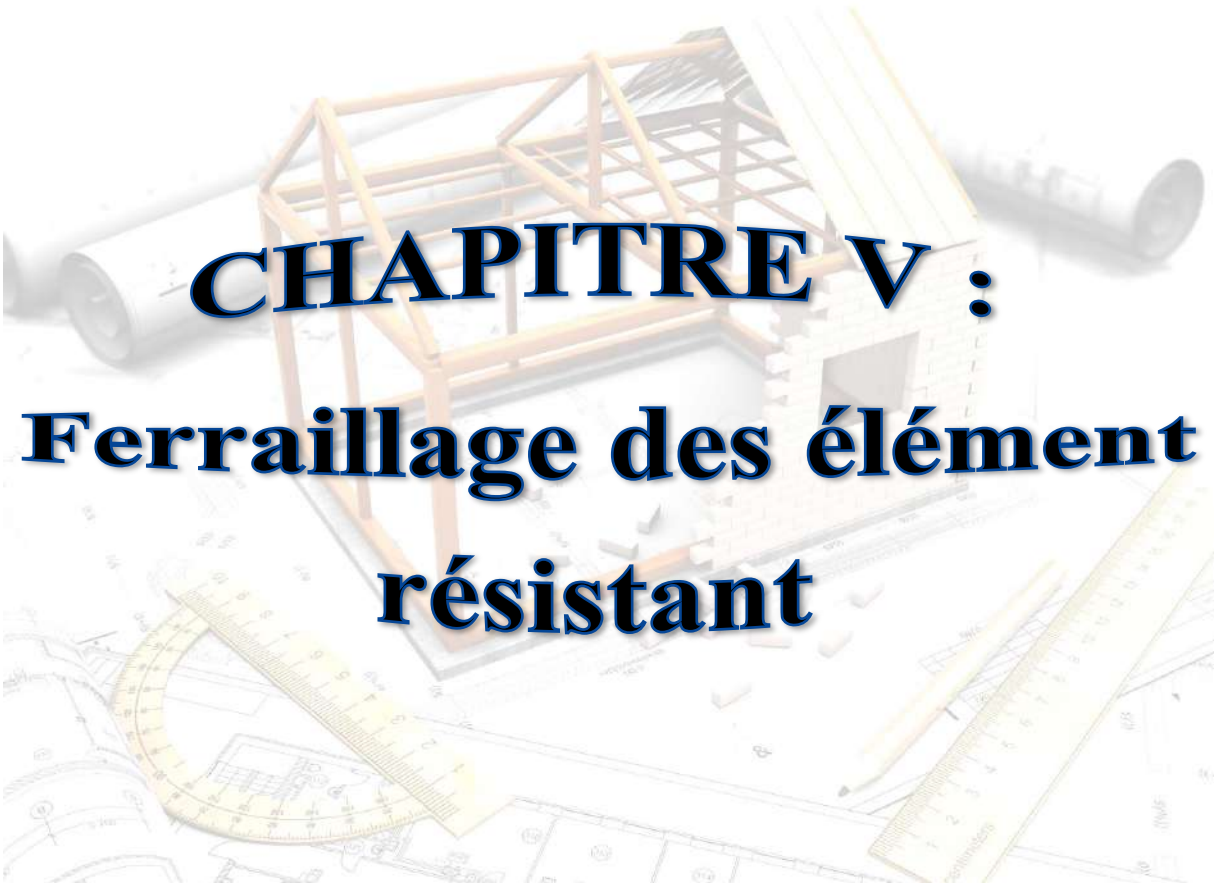
| Section | b(cm) | h(cm) | N (kN) | Bc ($mm^2$) | combinaison | fc28 (MPA°) | γ (mpa) | ν | verification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **pot 45x45** | 45 | 45 | 1326,407 | 184900 | G+Q+Edx | 25 | 0,287 | 0,3 | vérifier |
| **pot 45x45** | 45 | 45 | 1360,926 | 184900 | G+Q+Edy | 25 | 0,294 | 0,3 | vérifier |

## IV.4. Conclusion :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

**Tableau IV.17** : Dimensions finales des éléments

| éléments | | Section |
|---|---|---|
| **Poutres principales** | | 30x50 |
| **Poutres secondaires** | | 30x40 |
| **Poutre palier** | | 30x35 |
| **Voile de contreventement** | | ep=15 |
| **Poteaux** | **$6^{éme}$ étage** | 30 x 30 |
| | **$5^{éme}$, $4^{éme}$ étage** | 35 x 35 |
| | **$3^{éme}$, $2^{éme}$ étage** | 40 x 40 |
| | **$1^{ier}$ étage** | 45 x 45 |



# CHAPITRE V :

# Ferraillage des élément résistant

# HAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

## V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

**a) Combinaisons données par le CBA93**

ELS (situation durable) : G + Q ; ELU : 1.35G + 1.5Q

**b) Combinaisons données par le RPA99 version2003**

- G+ Q ± E ; 0.8G ± E

## V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

### V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence $F_eE400$.

**Tableau V.1:** La section calculée d'armatures des poutres.

| élément | (bxh) | $M_t$ (kN.m) | Combinaison | $A_{travée}$ ($cm^2$) | $M_a$ (kN.m) | Combinaison | $A_{appui}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Poutres principales** | 30x50 | 154,43 | 1.35G + 1.5Q | 10,3 | -221,7 | 1.35G + 1.5Q | 15,5 |
| **Poutres secondaires** | 30x40 | / | / | / | -80,53 | G+Q±E | 6,70 |

**Tableau V.2 :** La section choisie d'armatures des poutres.

| élément | Section calculée | | Section choisie | |
|---|---|---|---|---|
| **Poutre principales** | $A_{travée}$ ($cm^2$) | $A_{appui}$ ($cm^2$) | $A_{travée}(cm^2)$ | $A_{appui}(cm^2)$ |
| | 10,3 | 15,5 | $4HA16 + 2_{CH}HA16 = 12,06$ | $4HA16 + 4_{CH}HA16 = 16,08$ |
| **Poutres secondaires** | $A_{travée}$, $A_{appui}$ ($cm^2$) | | $A_{travée}$, $A_{appui}(cm^2)$ | |
| | 7,40 | | $3HA14 + 3_{CH}HA12 = 8,01$ | |

**V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS** $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ , $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ , $\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$

**Tableau V.3 :** Vérification des contraintes des poutres à l'ELS

| élément | section | position | $M_{ser}$ | $\sigma_b$ | $\sigma_s$ | $\sigma_b < \sigma_b$ | $\sigma_s < \sigma_s$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Poutres principales** | 30 x 50 | **Travée** | 112,73 | 9,80 | / | CV | / |
| | | **Appui** | -168,82 | 13,40 | / | CV | / |
| **Poutres secondaires** | 30 x 40 | **Appui** | -42,66 | 6,6 | 186,9 | CV | CV |

- **Section minimale :**

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.75.2.1)$.

$Section\ tendue$: $A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

**Tableau V.4 :** Vérification de section d'armatures

| élément | $A_t(cm^2)$ | $A_a(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | $A_{tmin}(cm^2)$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| **Poutres principales** | 12,06 | 16,08 | 7,50 | 1,50 | CV |
| **Poutres secondaires** | 4,62 | 6,88 | 6,00 | 1,20 | CV |

**V.2.1.2. Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Tableau V.5 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres

| élément | *1ier condition* | | | *2éme condition* | | | *3éme condition* | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\frac{h}{L}$ | $\frac{1}{16}$ | $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ | $\frac{h}{L}$ | $\frac{M_t}{10\,M_0}$ | $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10\,M_0}$ | $\frac{A}{b_0\,d}$ | $\frac{4.2}{f_e}$ | $\frac{\frac{A}{b_0\,d} \leq}{\frac{4.2}{f_e}}$ |
| **Poutres principales** | 0,08 | 0,062 | CV | 0,08 | 0,08 | CV | 0,0084 | 0,01 | CV |
| **Poutres secondaires** | 0,069 | 0,062 | CV | 0,069 | 0,08 | CNV | 0,0061 | 0,01 | CV |

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche ensuivant « l'annexe D » du CBA93.

**Tableau V.6 :** Vérification de la flèche des poutres principales et poutre secondaire.

| élément | L (m) | A (cm²) | $M_{ser}$(kN. m) | Δf(mm) | f(mm) | Δf ≤ f |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Poutre principale** | 5,82 | 12,06 | 112 ,73 | 4,6 | 10,82 | CV |
| **Poutre secondaire** | 5,75 | 4,62 | 32,53 | 3,20 | 10,75 | CV |

### V.2.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU $r = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{r}$

**Tableau V.7 :** Vérification des contraintes de cisaillement

| Elément | Section | $V_{max}$(kN) | Combinaison | $r$ (MPa) | $\bar{r}$ (MPa) | $r \leq \bar{r}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Poutres principales** | 30x50 | 169,83 | G + Q + Ey | 1,19 | 3,26 | CV |
| **Poutres secondaires** | 30x40 | 41,981 | G + Q − Ex | 0,373 | 4,34 | CV |

### V.2.2 Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $F_eE400$. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

Tableau V.8 : La section d'armatures transversales

| élément | section | CBA 93 | | RPA 99 Ver 2003 | | | $S_{t\ adopte}$ (cm) | | $A_{t\ choisis}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $S_t$ (cm) | $A_t$ cm² | S(ZN) (cm) | S'(ZC) (cm) | $A_t$ cm² | S(ZN) (cm) | S'(ZC) (cm) | |
| **Poutres principales** | 30x50 | 40 | 1,20 | 12,5 | 25 | 1,125 | 10 | 15 | 4HA8=2,01 |
| **Poutres secondaires** | 30x40 | 33,75 | 1,01 | 10,0 | 20 | 0,9 | 10 | 15 | 4HA8=2,01 |

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

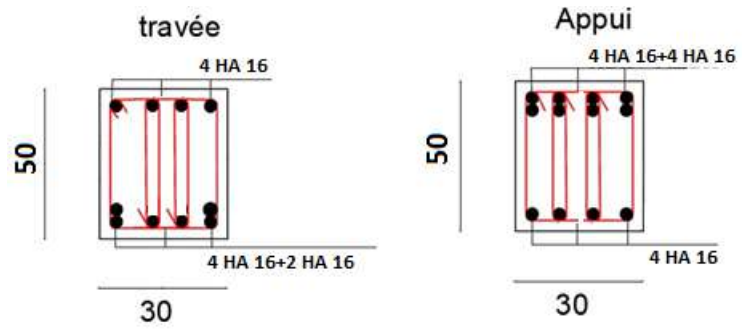



**Figure V.1 :** ferraillage des poutres principales.

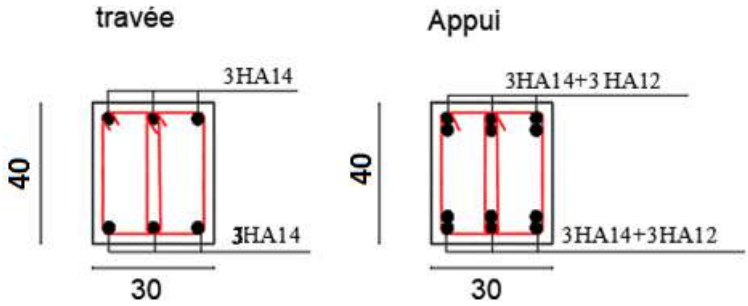



**Figure V.2 :** ferraillage des poutres secondaires.

### a. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structurescontreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales ,

Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

**V.3.1. Armatures longitudinales**

**V.3.1.1 Recommandations selon les règlements**

**Selon le CBA93 :**

$$A_t = Min\left( \begin{array}{l} 4\ cm^2 \text{ par un métre de longueur de parement} \\ A_l \\ 0.1\% \leq \dfrac{}{b \times h} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité: $A_{min} = \dfrac{B}{1000}$

**Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

$h_e$ : la hauteur d'étage.

### V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois casextrêmes suivant :

- Nmax ⟶ Mcorr
- Nmin ⟶ Mcorr
- Mmax ⟶ Ncorr

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant :

**Tableau V.9 :** La section d'armatures des poteaux.

| Niveau | Section ($cm^2$) | cas | N (kN) | M (kN.m) | combinaison | $A_{cal}$ ($cm^2$) | | $A_{cal\ Tot}$ ($cm^2$) | $A_{min}$ RPA $cm^2$) | A adopté ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | $A_{sup}$ | $A_{inf}$ | | | |
| **6éme** | **30 x30** | $N_{max}$ --> $M_{corr}$ | 297,94 | 3,906 | 1.35G+1.5Q | 2,4 | 2,4 | **6HA12 =6,79** | **8,10** | **8HA12= 9,05 cm²** |
| | | $M_{max}$ --> $N_{corr}$ | *186,301* | 22,48 | G+Q-Edx | | | | | |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | *42,75* | 9,61 | 0.8G+Edy | | | | | |
| **5éme** | **30x30** | $N_{max}$ --> $M_{corr}$ | *584,63* | 2,78 | 1.35G+1.5Q | 2,4 | 2,4 | **6HA12 =6,79** | **8,10** | **8HA12= 9,05 cm²** |
| | | $M_{max}$ --> $N_{corr}$ | *295,39* | -34,42 | G+Q+Edx | | | | | |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | *101,07* | 8,81 | 0.8G+Edx | | | | | |
| **4éme** | **35x35** | $N_{max}$ --> $M_{corr}$ | 882,84 | 3.814 | 1.35G+1.5Q | 2,8 | 2,8 | **6HA12 =6,79** | **11,02** | **8HA14 = 12,32cm²** |
| | | $M_{max}$ --> $N_{corr}$ | 403,74 | -47,93 | G+Q+Edx | | | | | |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | 160,84 | 13,70 | 0.8G+Edx | | | | | |
| **3éme** | **35x35** | $N_{max}$ --> $M_{corr}$ | 1397,40 | -24,16 | 1.35G+1.5Q | 2,8 | 2,8 | **6HA12 =6,79** | **11,02** | **8HA14 = 12,32cm²** |
| | | $M_{max}$ --> $N_{corr}$ | 603,10 | -44,61 | G+Q+Edx | | | | | |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | 221,87 | 11,85 | 0.8G+Edx | | | | | |
| **2éme** | **40x40** | $N_{max}$ --> $M_{corr}$ | 1511,10 | -4,046 | 1.35G+1.5Q | 3,2 | 3,2 | **6HA12 =6,79** | **14,40** | **8HA16 =16,08 cm²** |
| | | $M_{max}$ --> $N_{corr}$ | 820,75 | -55,97 | G+Q+Edx | | | | | |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | 252,87 | 29,25 | 0.8G+Edx | | | | | |
| **1er** | **40x40** | $N_{max}$ --> $M_{corr}$ | 1844,125 | -7,9741 | 1,35G+1,5Q | 3,2 | 3,2 | **6HA12 =6,79** | **14,40** | **8HA16 =16,08 cm²** |
| | | $M_{max}$ --> $N_{corr}$ | 743,606 | 47,81 | G+Q+Edy | | | | | |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | *288,20* | 8,005 | 0.8G+Edx | | | | | |
| **RDC** | **45x45** | $N_{max}$ --> $M_{corr}$ | 2195,83 | -5,1799 | 1.35G+1.5Q | 3,2 | 3,2 | **6HA12 =6,79** | **18,22** | **4HA16+4HA20 = 20,60cm²** |
| | | $M_{max}$ --> $N_{corr}$ | 1269,31 | -80,13 | G+Q+Edx | | | | | |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | *269,652* | 5,20 | 0.8G+Edx | | | | | |

### V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS

**Tableau V.10 :**Vérification des contraintes à l'ELS.

| Niveau | Section | Cas | N (kN) | M (KN.m | Type de fissuration | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) | $\overline{\varphi}$ (MPa) | $\sigma_i \leq \overline{\varphi}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***6éme*** | **30x30** | $N_{max}$ -->$M_{corr}$ | 218,36 | 2,857 | Peu nuisible | 2,3 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $M_{max}$ -->$N_{corr}$ | 191,89 | 9,95 | Peu nuisible | 3 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | 81,008 | -4,281 | Préjudiciable | 1,3 | 17,6 | 15 | 201,63 | Vérifiée |
| ***5éme*** | **30x30** | $N_{max}$ --> $M_{corr}$ | 426,80 | 2,04 | Peu nuisible | 3.9 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $M_{max}$ -->$N_{corr}$ | 236,46 | 22,87 | Peu nuisible | 5,3 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | 188,91 | -4,39 | Préjudiciable | 2,3 | 18,9 | 15 | 201,63 | Vérifiée |
| ***4éme*** | **35x35** | $N_{max}$ -->$M_{corr}$ | 643,65 | 2.79 | Peu nuisible | 4,3 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $M_{max}$ -->$N_{corr}$ | 389,14 | 26,81 | Peu nuisible | 4,7 | / | 15 | 201,63 | Vérifiée |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | 300,71 | -7,84 | Préjudiciable | 2,5 | 19,7 | 15 | 201,63 | Vérifiée |
| ***3éme*** | **35x35** | $N_{max}$ -->$M_{corr}$ | 866,59 | 2,03 | Peu nuisible | 5,6 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $M_{max}$ -->$N_{corr}$ | 540.6 | 28,14 | Peu nuisible | 5,8 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | 414,52 | -7.70 | Préjudiciable | 3,2 | 27,5 | 15 | 201,63 | Vérifiée |
| ***2éme*** | **40x40** | $N_{max}$ -->$M_{corr}$ | 1100,61 | -2,9721 | Peu nuisible | 5,5 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $M_{max}$ -->$N_{corr}$ | 690,035 | 31,52 | Peu nuisible | 5,1 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | 533,35 | -12,36 | Préjudiciable | 3,3 | 32,9 | 15 | 201,63 | Vérifiée |
| ***1er*** | **40x40** | $N_{max}$ -- $M_{corr}$ | 1342,86 | -5,784 | Peu nuisible | 6,9 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $M_{max}$ -- $N_{corr}$ | 836,30 | 33,66 | Peu nuisible | 6 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $N_{min}$ --> $M_{corr}$ | 654,68 | 12,83 | Préjudiciable | 3,9 | 33,3 | 15 | 201,63 | Vérifiée |
| ***RDC*** | **45x45** | $N_{max}$ – $M_{corr}$ | 1598,72 | -3,75 | Peu nuisible | 6,3 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $M_{max}$ -->$N_{corr}$ | 972,68 | -32,43 | Peu nuisible | 5,1 | / | 15 | / | Vérifiée |
| | | $N_{min}$ ->$M_{corr}$ | 766,032 | 15,18 | Préjudiciable | 3,6 | 30,9 | 15 | 201,63 | Vérifiée |

### V.3.2 Détermination des armatures transversales

### V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement $r$u

La contrainte tangentielle $\tau_u$ dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$r_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq r$$

Avec:

$V_u$ : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).

$b_0$ : la largeur de poteau.

d : la hauteur utile (d = h - c).

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles comme suit

**RPA 99 (Art 7.4.3.2)**

La contrainte admissible est : $\bar{\tau} = \rho_d . f_{c28} \begin{cases} \rho_d = 0{,}075 \; si \; \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0{,}04 \; si \;\; \lambda < 5 \end{cases}$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ ; $L_f = 0{,}7 . L_0$ : la longueur de flambement ; $i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$ : le rayon de giration

I : moment d'inertie du poteau.

S : section du poteau.

**Selon le CBA93**

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{r}u = Min * 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \; ; 5\text{MPa} + = \begin{cases} \bar{r}\text{u} = 3{,}35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{r}\text{u} = 4{,}34\text{MPa} \rightarrow \text{situation accidental} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{r}\text{u} = Min * 0{,}15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \; ; 4\text{MPa} + = \begin{cases} \bar{r}\text{u} = 2{,}50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{r}\text{u} = 3{,}26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidental} \end{cases}$$

Tableau V.11 :Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

| **Section** | **Combinaison** | **Vu (KN)** | $\lambda$ | $\rho_d$ | $r\mathbf{u}$ **(MPa) RPA** | $r\mathbf{u}$ **(MPa) CBA** | $\bar{r}u$ **(MPa)** | $r\mathbf{u} \leq \bar{r}$ u |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **30x30** | G+Q+$E_{dy}$ | 55,07 | 24,70 | 0,075 | 1,875 | 0,271 | 4,34 | CV |
| **35x35** | G+Q+$E_{dy}$ | 77,99 | 21.17 | 0,075 | 1,875 | 0,260 | 4,34 | CV |
| **40x40** | G+Q+$E_{dy}$ | 87,44 | 18.53 | 0,075 | 1,875 | 0,225 | 4,34 | CV |
| **45x45** | G+Q+$E_{dx}$ | 199,04 | 16.46 | 0,075 | 1,875 | 0,134 | 4,34 | CV |

### V.3.2.b Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par **CBA93 [Art A.5.1.2.3]**

$$\varphi_t \leq \text{Min} * \frac{h}{35} : \frac{b}{10} ; \varphi_l +$$

$A_t = n_t . a_t$ : avec $n_t$est le nombre des barres transversales.

$S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{fer}{\gamma_s}}{b_0(\tau - 0{,}3 \times f_{t28} \times K}$ Dans le cas de la flexion composée K=1+3$\frac{N_u}{B.f_{c28}}$

$S_t \leq \text{Min}[0{,}9d; 40cm]$ ; $\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ MPa

**Selon le RPA99 version 2003 : ( [Art 7.4.2.2] ) ;** $S_t = \frac{h.f_e.A_t}{\rho.v_u}$

Avec : $A_t = n_t.a_t$

$\rho_a$ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant $\lambda g$ l'élancement géométrique du poteau )

$\lambda g = \frac{l_f}{a}$ ; $\rho_a = 2.50$ si $\lambda g \geq 5$ ; $\rho_a = 3.75$ si $\lambda g < 5$

$S_t$: est l'espacement des armatures transversales

$$S_t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases} \quad (zone\ III)$$

**Tableau V.12** : La section d'armatures transversales des poteaux

| *Section* | Vu kN | $A_t$ cm² | $g$ | $\rho_a$ | St cal cm | Zone | St f cm | A choisie Cm² |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **30x30** | 55,07 | 2,01 | 7,14 | 2,5 | 36,47 | courante | 15 | 4HA8 |
| | | | | | | nodale | 10 | 4HA8 |
| **35x35** | 77,99 | 2,01 | 6 ,12 | 2,5 | 32,95 | courante | 15 | 4HA8 |
| | | | | | | nodale | 10 | 4HA8 |
| **40x40** | 87,44 | 2,01 | 5,35 | 2,5 | 22,41 | courante | 15 | 4HA8 |
| | | | | | | nodale | 10 | 4HA8 |
| **45x45** | 199,04 | 2,01 | 4,76 | 3,75 | 19,12 | courante | 15 | 4HA8 |
| | | | | | | nodale | 10 | 4HA8 |

### V .3.2.1.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [Art 7.4.2.2]

Tableau V.13 :Vérification de la quantité d'armatures transversales.

| Section (cm²) | Zone | $\frac{A_t}{S_t . b_1}$% | $\frac{A_t}{S_t . b_1} \geq 0.3\%$ |
|---|---|---|---|
| **30x30** | courante | 0,47 | Vérifiée |
| | nodale | 0,67 | Vérifiée |
| **35x35** | courante | 0,38 | Vérifiée |
| | nodale | 0,57 | Vérifiée |
| **40x40** | courante | 0,34 | Vérifiée |
| | nodale | 0,50 | Vérifiée |
| **45x45** | courante | 0,29 | Vérifiée |
| | nodale | 0,45 | Vérifiée |

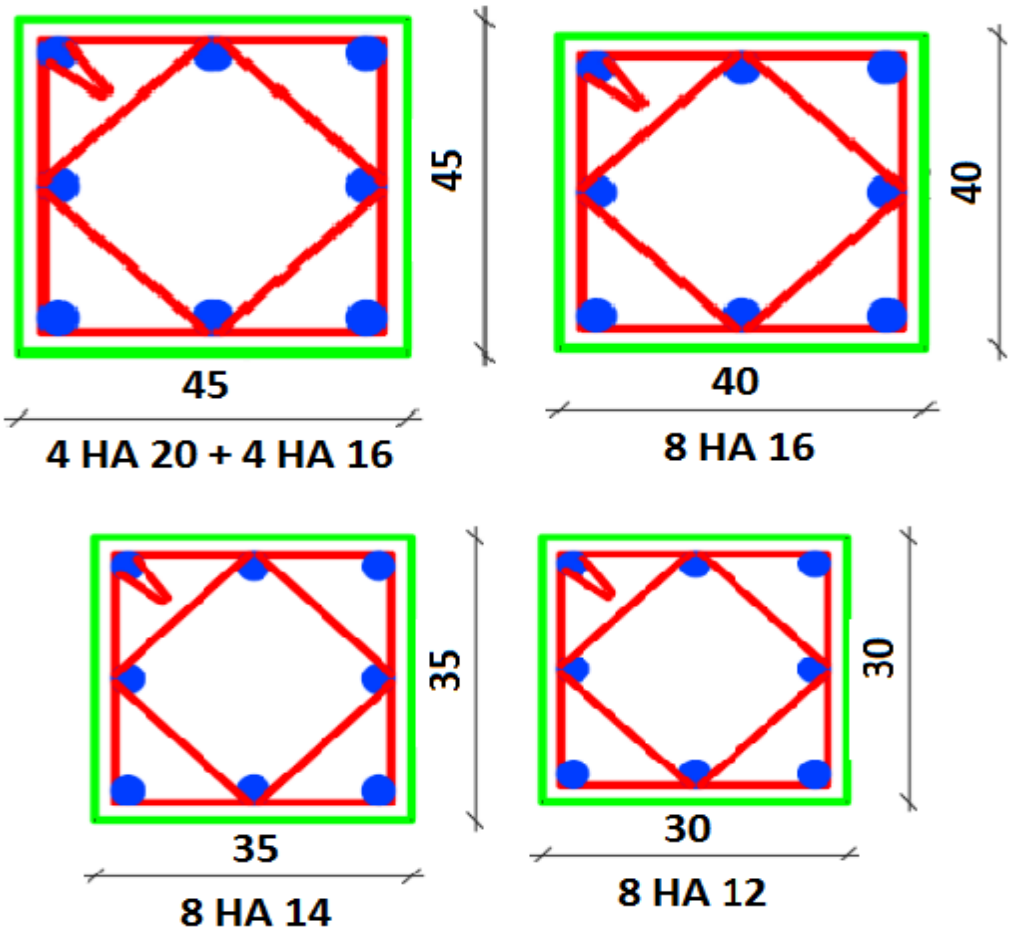



**Figure V.3** : ferraillage des Poteaux.

## V.4. Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins) la méthode exposée en (Annexe F), et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

### V.4.1. Ferraillage des trumeaux

#### V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableauxsuivants :

**Tableau V.14** : La section calculée d'armatures verticales d'un voile plein .

| Niveau | L (m) | N (kN) | M (kN.m) | T (kN) | Combinaison | $\sigma_t$ (MPa) | $\sigma_c$ (MPa) | $L_t$ (m) | $L_c$ (m) | $N_t$ (KN) | $A_{vt}$ ($cm^2$) | Cas |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **6éme** | 5.6 | 141,31 | 264,79 | -280,92 | 0,8G-Ey | -0.26 | 0,54 | 1,80 | 3,80 | 41,21 | 1,03 | S.P.C |
| **5éme** | 5.6 | 356,64 | 815,31 | -636,32 | 0,8G-Ey | -0,87 | 1,58 | 1,98 | 3,62 | 153,42 | 3,84 | S.P.C |
| **4éme** | 5.6 | 409,2 | 1319,1 | -900,94 | 0,8G-Ey | -1,57 | 2,39 | 2,22 | 3,38 | 311,22 | 7,78 | S.P.C |
| **3éme** | 5.6 | 372.48 | 1742,9 | -1087,6 | 0,8G-Ey | -2,24 | 2,99 | 2,40 | 3,20 | 480,60 | 12,01 | S.P.C |
| **2éme** | 5.6 | 261,64 | 2206 | -1260,9 | 0,8G-Ey | -3,05 | 3,57 | 2,57 | 3,03 | 701,61 | 17,54 | S.P.C |
| **1er** | 5.6 | 41,42 | 2647,6 | -1378 | 0,8G-Ey | -3,93 | 4,01 | 2,77 | 2,83 | 972,23 | 24,31 | S.P.C |
| **RDC** | 5.6 | -307,46 | 3071,6 | -1325,8 | 0,8G-Ey | -4,91 | 4,30 | 2,98 | 2,62 | 1310,71 | 32,77 | S.P.T |

**Tableau V.15 :** La section choisie d'armatures verticales des voiles.

| Niveau | L (m) | $A_{vt}$ ($cm^2$) | $A_{t\,min}$RPA ($cm^2$) | $A_{t\,min}$CBA ($cm^2$) | $A_{ptx}$ ($cm^2$) | $S_t$ (cm) | $A_{t\,choisi}$ ($cm^2$) | $A_{globale}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **6éme** | 5,6 | 1,03 | 16,8 | 8,40 | 12,32 | 15 | 36HA10=28,27 | 72HA10=56,55 |
| **5éme** | 5,6 | 3,84 | 16,8 | 8,40 | 16,84 | 15 | 36HA10=28,27 | 72HA10=56,55 |
| **4éme** | 5,6 | 7,78 | 16,8 | 8,40 | 18,47 | 15 | 36HA10=28,27 | 72HA10=56,55 |
| **3éme** | 5,6 | 12,01 | 16,8 | 8,40 | 20,36 | 15 | 36HA10=28,27 | 72HA10=56,55 |
| **2éme** | 5,6 | 17,54 | 16,8 | 8,40 | 20,36 | 15 | 36HA10=28,27 | 72HA10=56,55 |
| **1er** | 5,6 | 24,31 | 16,8 | 8,40 | 24,13 | 15 | 36HA10=28,27 | 72HA10=56,55 |
| **RDC** | 5,6 | 32,77 | 16,8 | 8,40 | 28,65 | 15 | 36HA10=28,27 | 72HA10=56,55 |

### V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton .

**Tableau V.16 :** Vérification des contraintes des voiles .

| Niveau | a (cm) | h (m) | L (m) | N (kN) | $M_x$ (kN.m) | $T_x$ (kN) | cas | σ (max) | σ (min) | $\sigma_b$ | $\overline{\sigma_b}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***6éme*** | 15 | 3,06 | 5,6 | 287,82 | 24,15 | 231,06 | S.P.C | 0,284 | 0,227 | 0,284 | 15 |
| ***5éme*** | 15 | 3,06 | 5,6 | 643,33 | 85,97 | 661,13 | S.P.C | 0,67 | 0,47 | 0,67 | 15 |
| ***4éme*** | 15 | 3,06 | 5,6 | 1014,05 | 78,91 | 990,88 | S.P.C | 0,99 | 0,80 | 0,99 | 15 |
| ***3éme*** | 15 | 3,06 | 5,6 | 1323,70 | 89,77 | 1233,83 | S.P.C | 1,28 | 1,07 | 1,28 | 15 |
| ***2éme*** | 15 | 3,06 | 5,6 | 1654,91 | 69,90 | 1467,51 | S.P.C | 1,55 | 1,38 | 1,55 | 15 |
| ***1er*** | 15 | 3,06 | 5,6 | 1880,57 | 89,34 | 1642,7 | S.P.T | 1,77 | 1,56 | 1,77 | 15 |
| ***RDC*** | 15 | 3,06 | 5,6 | 2058 ,64 | 53,55 | 1626,67 | S.P.T | 1,89 | 1,76 | 1,89 | 15 |

### V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

**Tableau V.17 :** Vérification des contraintes de cisaillement des voiles

| Niveau | A (cm) | he (m) | T (MPa) | Type de fissuration | $r$ (MPa) | $\bar{r}$ (MPa) | $r \leq \bar{r}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *6éme* | 15 | 2,71 | 231,06 | préjudiciable | 0,56 | 5 | CV |
| *5éme* | 15 | 2,71 | 661,13 | préjudiciable | 1,62 | 5 | CV |
| *4éme* | 15 | 2,71 | 990,88 | préjudiciable | 2,43 | 5 | CV |
| *3éme* | 15 | 2,71 | 1233,83 | préjudiciable | 3,03 | 5 | CV |
| *2éme* | 15 | 2,71 | 1467,51 | préjudiciable | 3,61 | 5 | CV |
| *1er* | 15 | 2,71 | 1642,70 | préjudiciable | 4,04 | 5 | CV |
| **RDC** | 15 | 2,71 | 1626,67 | préjudiciable | 4,00 | 5 | CV |

### V.4.1.4 Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales ($A_h$) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

**Tableau V.18 :** La section d'armatures horizontales des voiles

| Niveau | he (cm) | Av ($cm^2$) | 2/3Avch ($cm^2$) | 0,15% (a×he) ($cm^2$) | $A_h$ ($cm^2$) | $A_h$ choisie ($cm^2$) | $A_{globale}$ ($cm^2$) | $S_t$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6éme | 2,71 | 12,06 | 8,04 | 10,16 | 10,38 | 22HA8=11,05 | 44HA8=22,10 | 15 |
| 5éme | 2,71 | 13,06 | 8,70 | 10,16 | 10,38 | 22HA8=11,05 | 44HA8=22,10 | 15 |
| 4éme | 2,71 | 21,98 | 14,65 | 10,16 | 10,38 | 22HA10=17,25 | 44HA10=34,50 | 15 |
| 3éme | 2,71 | 23,55 | 15,70 | 10,16 | 16,22 | 22HA10=17,25 | 44HA10=34,50 | 15 |
| 2éme | 2,71 | 36,17 | 24,11 | 10,16 | 24,11 | 22HA12=24,86 | 44HA12=49,72 | 15 |
| 1er | 2,71 | 43,10 | 28,73 | 10,16 | 28,64 | 26HA12=29,38 | 52HA12=58,76 | 10 |
| RDC | 2,71 | 43,10 | 28,73 | 10,16 | 28,64 | 26HA12=29,38 | 52HA12=58,76 | 10 |

### V.4.1.5 Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset$ est tel que $\emptyset \geq \frac{\emptyset}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile **(RPA Art 7.7.4.3)**.

**Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)**

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

**Tableau V.19 :** La section d'armatures transversale des voiles

| Niveau | a (cm) | he (m) | L (m) | $A_{t\ cal}$ ($cm^2$) | $A_{t\ choisis}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|
| 6éme | 15 | 2,71 | 5,6 | 12,20 | 44HA8=22,10 |
| 5éme | 15 | 2,71 | 5,6 | 12,20 | 44HA8=22,10 |
| 4éme | 15 | 2,71 | 5,6 | 12,20 | 44HA10=34,50 |
| 3éme | 15 | 2,71 | 5,6 | 12,20 | 44HA10=34,50 |
| 2éme | 15 | 2,71 | 5,6 | 12,20 | 44HA12=49,72 |
| 1er | 15 | 2,71 | 5,6 | 12,20 | 52HA12=58,76 |
| RDC | 15 | 2,71 | 5,6 | 12,20 | 52HA12=58,76 |

### V.4.2 Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ Flexion simple

$\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$ Traction / compression

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1.4 V_u$$

### V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple

Des aciers longitudinaux$A_l$.

- Des aciers transversaux$A_t$.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau)$A_c$.

**a) Aciers longitudinaux**

$$A_l \geq \frac{M}{Zf_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4M_u$$

**b) Aciers transversaux**

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

**Linteau long** $S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$

**Linteau court** $S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$ ; $V = \min(V_1 ; V_2)$ ; $V_2 = 2 * V_u$ ; $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

**V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression**

**Aciers diagonales**

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales $A_D$ à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha} \quad ; \quad \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

**Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »**

**a) Armatures longitudinales :** $(A_l, A_l') \geq 0.15\%\ (b * h)$

**b) Armatures transversales**

$$\text{Pour} : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0015\, b \times s$$

$$\text{Pour} : \tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0025\, b \times s$$

**c) Armatures de peau :** $A_c \geq 0.002 \times b \times h$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

**Tableau V.20 :** Choix de la méthode de calcul.

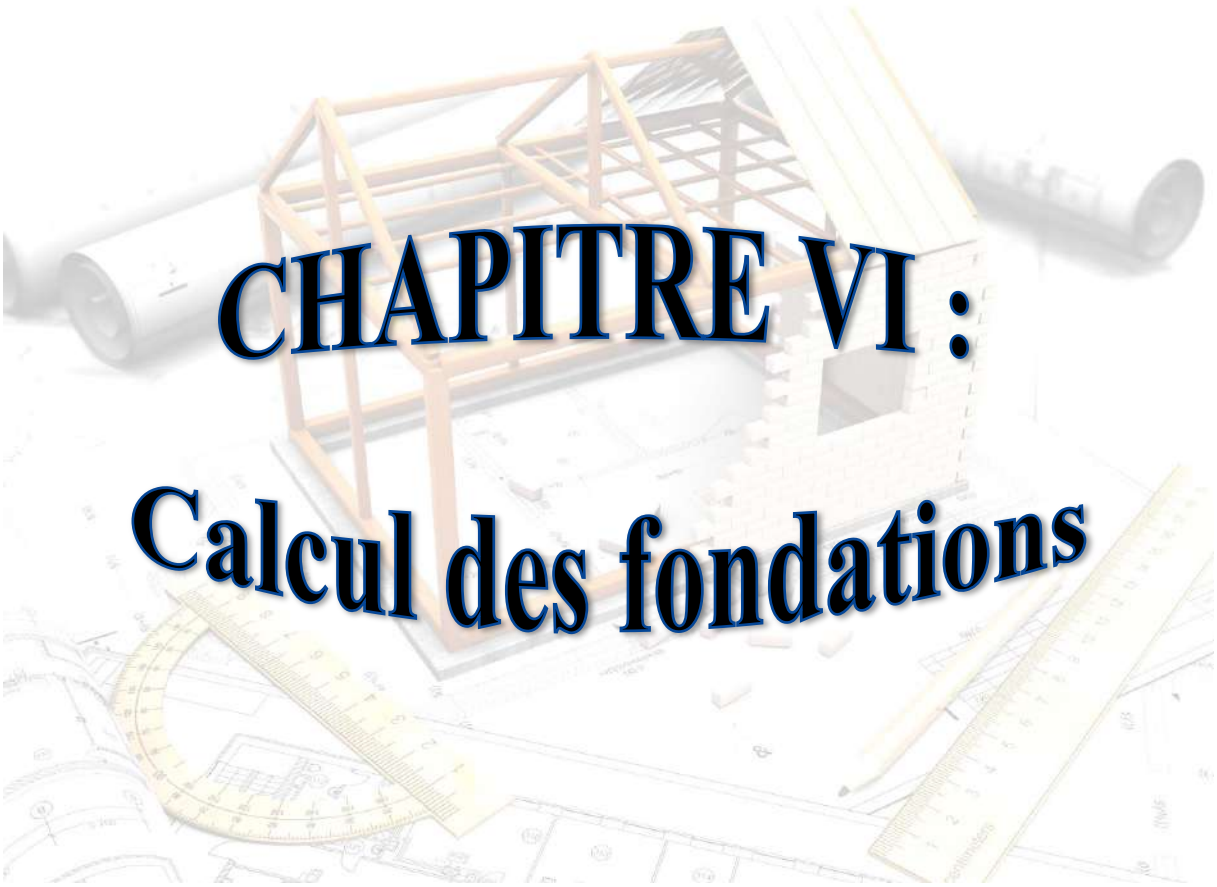
| Niveau | L(m) | V(kN) | $r$ (MPa) | $0.06f_{c28}$ | Choix de la méthode |
|---|---|---|---|---|---|
| **RDC** | 1,20 | 1023,22 | 3,54 | 1,50 | Traction/Compression |
| **1 er** | | 1019,24 | 3,52 | | Traction/Compression |
| **2 éme** | | 930,28 | 3,22 | | Traction/Compression |
| **3 éme** | | 781,74 | 2,70 | | Traction/Compression |
| **4 éme** | | 598,06 | 2,07 | | Traction/Compression |
| **5 éme** | | 369,57 | 1,28 | | Flexion simple |
| **6 éme** | | 70,21 | 1,09 | | Flexion simple |

**Tableau V.21 :** La section d'armatures des linteaux.

| Niveau | Armatures longitudinales | | | | Armatures transversales | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | M (kN. m) | Z (cm) | $A_l$ (cm²) | $A_{l\,ch}$ (cm²) | $\lambda$ | **S (cm)** | **V** (kN) | **L (m)** | $A_t$ (cm²) | $A_{t\,ch}$ (cm²) |
| **RDC** | 0,18 | 35 | 6,75 | 2×3HA12 =6,78 | 3 | 10 | 5,01 | 1,20 | 0,94 | 2HA10= 1,57 |
| **1er** | 0,18 | 35 | 6,75 | 2×3HA12 =6,78 | 3 | 10 | 4,75 | 1,20 | 0,94 | 2HA10= 1,57 |
| **2 éme** | 0,18 | 35 | 6,75 | 2×3HA12 =6,78 | 3 | 10 | 3,90 | 1,20 | 0,94 | 2HA10= 1,57 |
| **3 éme** | 0,18 | 35 | 6,75 | 2×3HA12 =6,78 | 3 | 10 | 3,78 | 1,20 | 0,94 | 2HA10= 1,57 |
| **4 éme** | 0,18 | 35 | 6,75 | 2×3HA12 =6,78 | 3 | 10 | 3,14 | 1,20 | 0,94 | 2HA10= 1,57 |
| **5 éme** | 0,18 | 35 | 6,75 | 2×3HA12 =6,78 | 0,67 | 10 | 2,98 | 1,20 | 0,94 | 2HA10= 1,57 |
| **6 éme** | 2,15 | 35 | 0,22 | 2×2HA10 =3,14 | 0,67 | 15 | 2,63 | 1,20 | 1,57 | 2HA10= 1,57 |

**Tableau V.22 :** La section calculée d'armatures des linteaux.

| Niveau | V (kN) | $A_D(cm^2)$ | $A_{D\ choisis}(cm^2)$ | $A_t(cm^2)$ | $A_c(cm^2)$ |
|---|---|---|---|---|---|
| **RDC** | 1023,22 | 15,03 | 2×7HA12=15,83 | 2HA10=1,57 | 2×9HA10=14,13 |
| **1** | 1019,24 | 15,31 | 2×7HA12=15,83 | 2HA10=1,57 | 2×9HA10=14,13 |
| **2** | 930,28 | 13,98 | 2×7HA12=15,83 | 2HA10=1,57 | 2×9HA10=14,13 |
| **3** | 781,74 | 11,74 | 2×6HA12=13,57 | 2HA10=1,57 | 2×9HA10=14,13 |
| **4** | 598,06 | 8,98 | 2×6HA10=9,42 | 2HA10=1,57 | 2×9HA10=14,13 |
| **5** | 369,57 | 7,23 | 2×5HA10=7,85 | 2HA10=1,57 | 2×9HA10=14,13 |
| **6** | 70,21 | 1,52 | 2×4HA10=6,28 | 2HA10=1,57 | 2×9HA10=14,13 |



# CHAPITRE VI :

# Calcul des fondations

# CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

## VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage . Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles : - reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;

- transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

## VI.2. Types de fondation

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc...)
- fondations semi profondes (puits)
- fondations profondes (pieux)

### VI.3. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire de l'Habitat et de la construction du centre (L.H.C.C) de BOUIRA.

### VI.3.1. Capacité portante des fondations

La contrainte admissible à été évalué à partir de résultats des essais pénétromètrique en utilisant la formule des Hollandais RP/α ; RP ou est la résistance en pointe de sol et α un coefficient réducteur fonction de la nature du sol de l'appareillage utilisé.

Pour le calcul , nous avons pris une résistance en pointe moyenne de 30 bar et un coefficient réducteur de 20.

La contrainte obtenue est de 1.00 bar.

Un ancrage de 1,5 m sous le niveau 0,00.

### VI.4.Choix du types de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- type d'ouvrage à construire ;
- la nature et homogénéité du bon sol ;
- la capacité portante du terrain de fondation ;
- la raison économique ;
- la facilité de réalisation ;
- la distance entre axes des poteaux.
- Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux dans notre structure, les semelles seront de trois types :
- semelles isolées ;
- semelles filantes sous voiles ;
- semelles filantes sous poteaux.

### VI.4.1.Semelle isolée sous poteau

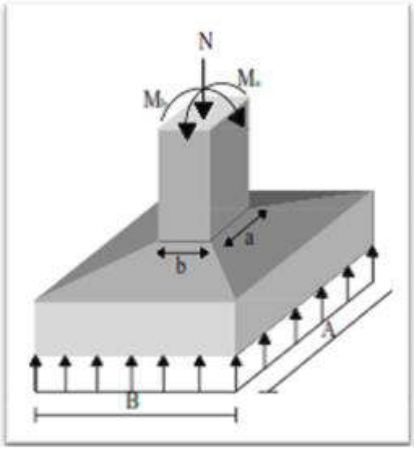



**Figure VI.1.** Seelle isolée sous poteau

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad , \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad , \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \quad , \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

$$\sigma_{sol} = 0.1 \ \ MPa \quad , \quad a = b = 50 \ cm \quad , \quad c = 3 \ cm$$

**Tableau VI.1.** Dimensionnement des semelles isolées

| Semelle | Nsr (kN) | Mser (kN.m) | A (m) | B (m) | Achoisie (m) | Bchoisie (m) | h (m) | d (m) | c (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **S1** | 1598.72 | 3.75 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 0.92 | 0.89 | 0.03 |
| **S2** | 755.64 | 4.15 | 2.74 | 2.74 | 2.75 | 2.75 | 0.6 | 0.57 | |
| **S3** | 1036.05 | 23.04 | 3.22 | 3.22 | 3.22 | 3.22 | 0.72 | 0.69 | |
| **S4** | 1125.42 | 0.69 | 3.35 | 3.35 | 3.35 | 3.35 | 0.75 | 0.72 | |
| **S5** | 1366.12 | 6.91 | 3.70 | 3.70 | 3.70 | 3.70 | 0.82 | 0.79 | |
| **S6** | 1215.73 | 7.96 | 3.48 | 3.48 | 3.48 | 3.48 | 0.78 | 0.75 | |
| **S7** | 1076.94 | 5.06 | 3.28 | 3.28 | 3.30 | 3.30 | 0.74 | 0.71 | |
| **S8** | 1244.27 | 1.81 | 3.50 | 3.50 | 3.50 | 3.50 | 0.78 | 0.75 | |
| **S9** | 1020.68 | 1.78 | 3.20 | 3.20 | 3.20 | 3.20 | 0.70 | 0.67 | |
| **S10** | 667.79 | 2.73 | 2.60 | 2.60 | 2.60 | 2.60 | 0.57 | 0.54 | |
| **S11** | 979.76 | 7.89 | 3.15 | 3.15 | 3.15 | 3.15 | 0.70 | 0.67 | |
| **S12** | 1077.36 | 11 | 3.28 | 3.28 | 3.30 | 3.30 | 0.74 | 0.71 | |
| **S13** | 927.27 | 5.53 | 3.05 | 3.05 | 3.05 | 3.05 | 0.68 | 0.55 | |
| **S14** | 1014 | 0.92 | 3.20 | 3.20 | 3.20 | 3.20 | 0.70 | 0.67 | |

- **verification du chevauchement des semelles**

$$L \geq \frac{1.5(B + B')}{2}$$

$$L = 3.25\,m \quad , \quad \frac{1.5(B + B')}{2} = \frac{1.5(3.20 + 3.20)}{2} = 4.80\,m \quad (C.N.V)$$

Il y a un chevauchement des semelles.donc on passe aux semelles filantes.

### VI.4.2.Semelle filante sous voiles et poteaux

#### VI.4.2.1.Dimensionnement

**a) L'enrobage " e " :**

Le sol ne peut donne qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

**b) La largeur " B " de la semelle**

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$$

$\sigma_{sol}$=0.1 MPa (donnée par le rapport du sol)

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S}$$

Vue la longueur de la semelle, le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur. S=1000×B (mm2)

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{\sum N_{ser}}{1000 \times B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{1000 \times [\sigma_{sol}]}$$

**c) Hauteur " h " de la semelle**

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$$d \geq \frac{B - b}{4} \quad , \quad h = d + c$$

**d) Hauteur " e " du patin**

La hauteur " e " du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés.

$$e \approx \frac{h}{2} \text{à} \frac{h}{3} \quad , \quad e \geq 6\emptyset + 6 \quad (\emptyset \text{ en cm})$$

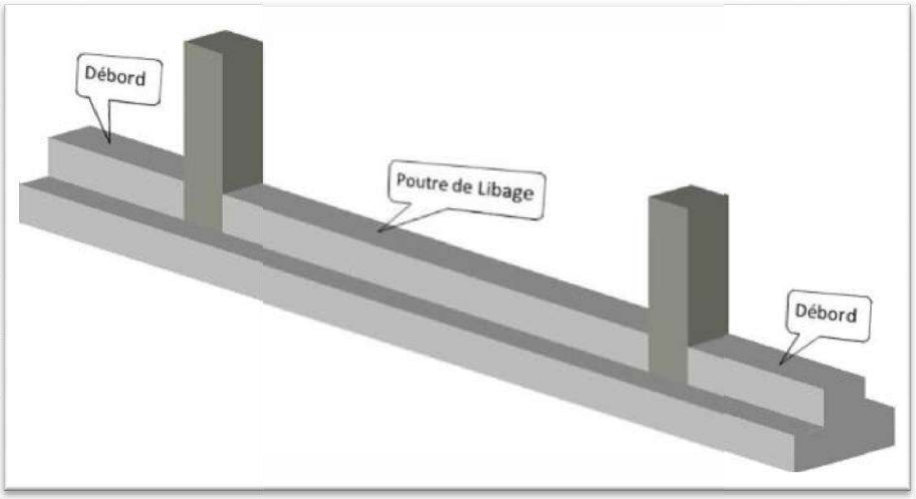



**Figure VI.2.** Semelle filante sous poteaux

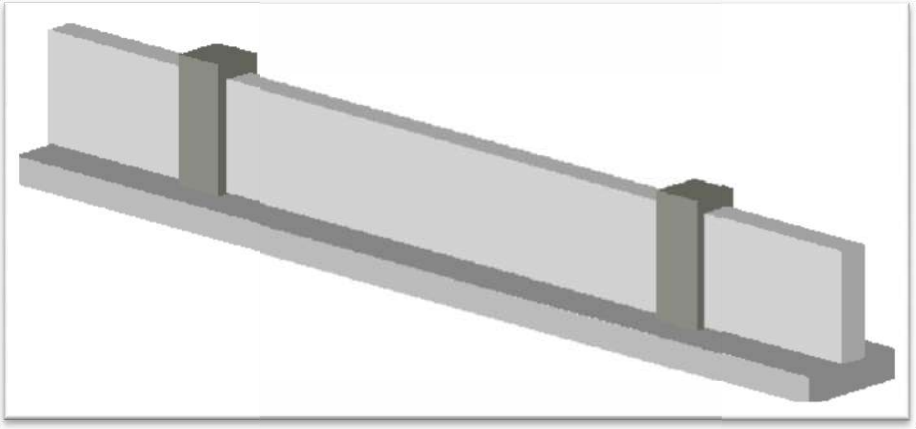


**Figure VI.3.** Semelle filante sous voiles

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2**. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux

| Semelle | L(m) | Nser (kN) | Nser/ml (kN/ml) | Bcalculée (m) | Bchoisie (m) | h (m) | d (m) | c (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **SF1** | 11.35 | 2414.37 | 212.72 | 2.12 | 2.15 | 0.45 | 0.0.42 | 0.03 |
| **SF2** | 12.70 | 2519.43 | 198.38 | 1.98 | 2.00 | 0.42 | 0.39 | |
| **SF3** | 2.40 | 428.30 | 178.46 | 1.78 | 1.80 | 0.38 | 0.35 | |
| **SF4** | 5.75 | 1604.88 | 279.10 | 2.79 | 2.80 | 0.62 | 0.59 | |

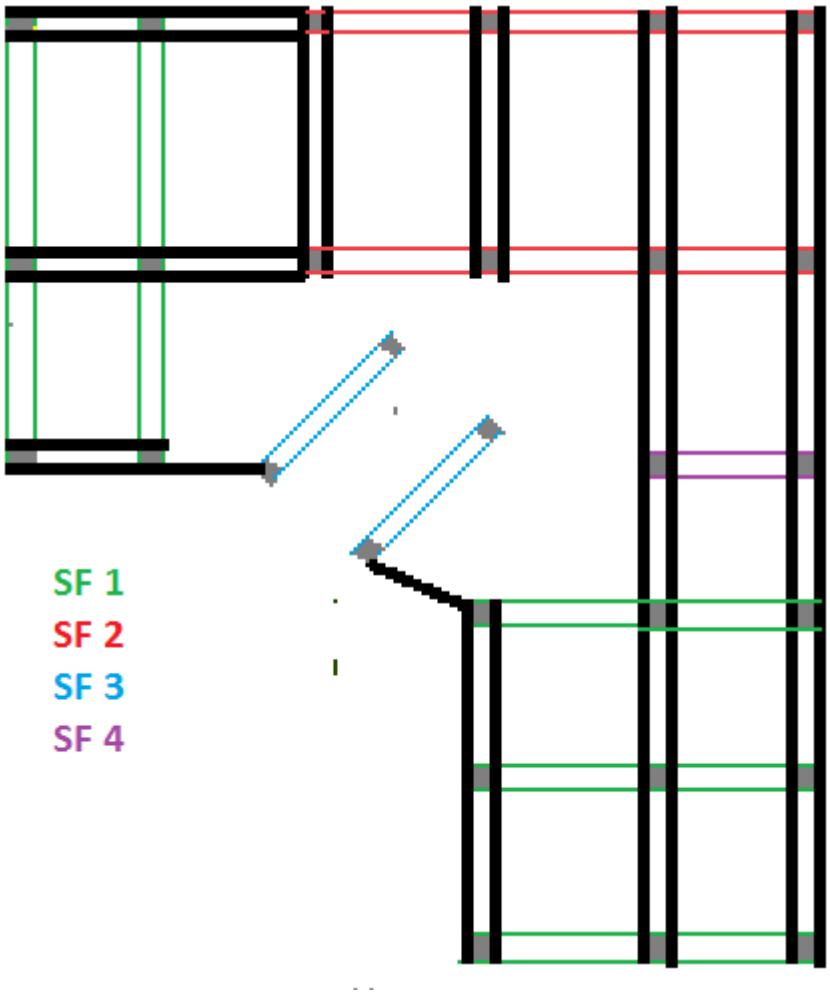



**Figure VI.4.** Plan de fondation

**Tableau VI.3.** Vérification de chevauchement des semelles filantes

| Semelle | L(m) | L- $(\frac{B'\circ B}{2})$ | L- $\left(\frac{B'\circ B}{2}\right)$< 50 |
|---|---|---|---|
| **SF1- SF1** | 3.40 | 1.25 | C.V |
| **SF2- SF2** | 5.30 | 2.65 | C.V |
| **SF3- SF1** | 2.78 | 0.80 | C.V |
| **SF4- SF1** | 4.10 | 1.62 | C.V |
| **SF4- SF2** | 5.18 | 2.78 | C.V |
| **SF3- SF2** | 3.25 | 1.35 | C.V |

### VI.4.2.2.Ferraillage

La semelle n'est pas sollicitée longitudinalement car l'action du mur s'annule avec le réaction du sol. Par contre, elle est sollicitée transversalement, c'est à dire qu'elle fléchit autour de l'axe parallèle au mur. On utilise pour le calcul de ferraillage la méthode des bielles. Cette méthode admet que la charge N centrée agissant par unité de longueur du mur est transmise au sol par l'intermédiaire des bielles de béton inclinées. Les armatures jouent le rôle de tirant puisqu'elles doivent équilibrer la composante horizontale de l'effort de compression dans la bielle.

**a) Armatures principales " A "**

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$$F = \frac{N}{8}\frac{(B-b)}{d} \quad , \quad F = A.\overline{\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\overline{\sigma_s}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N.(B-b)}{8.d.\overline{\sigma_s}}$$

Le calcul de " A " se fait aux 2 états limites (ultime et service), on prend le maximum des 2 résultats.

$$A = Max[A_{ELU} \text{ et } A_{ELS}]$$

**Tableau VI.4.** Armatures principales des semelles filantes

| Semelle | L(m) | Nu (kN) | Nu/ml (kN/ml) | Mu/ml (kN.m/ml) | Mser/ml (kN.m/ml) | Nser/ml (kN/ml) | Aucalculée ($cm^2$) | Ascalculée ($cm^2$) | Achoisie ($cm^2$) | Esp (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **SF1** | 11.35 | 2799.25 | 244.63 | 7.44 | 4.36 | 212.72 | 5.80 | 5.80 | 6HA12 =6.78 | 20 |
| **SF2** | 12.70 | 2998.08 | 236.07 | 2.13 | 1 .58 | 198.38 | 5.70 | 5.70 | 6HA12 =6.78 | 20 |
| **SF3** | 2.40 | 453.98 | 189.16 | 4.69 | 2.20 | 178.46 | 5.50 | 5.50 | 6HA12 =6.78 | 20 |
| **SF4** | 5.75 | 1925.79 | 334.92 | 14.35 | 6.77 | 279.10 | 6.50 | 6.5 | 6HA12 =6.78 | 20 |

**b) Armatures de répartition " Arép "**

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_{rép} = \frac{A \times B}{4} \quad ; \quad B \text{ en [m]} \quad , \quad A \text{ et } A_{rép} \text{ en [cm}^2\text{]}$$

**Tableau VI.5**. Armatures de répartition des semelles filantes

| Semelle | Arép=A.B/4 (cm²) | Arép choisie (cm²) | Esp (cm) |
|---|---|---|---|
| **SF1** | 3.64 | 6HA10=4.71 | 40 |
| **SF2** | 3.39 | 6HA10=4.71 | 38 |
| **SF3** | 3.05 | 6HA10=4.71 | 35 |
| **SF4** | 4.74 | 8HA10=6.28 | 40 |

**c) Longueur de scellement " ls "**

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement

" ls " avec la largeur de la semelle " B ".

$$l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4\,\tau_s} \quad , \quad \tau_s = 2.8 \text{ MPa}$$

ls>B/4 : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages courbes.

B/8 ≤ls≤B/4 : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter des crochets.

ls<B/8 : on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur 0.71 B ou alterner des barres de longueur 0.86 B.

**Tableau VI.6**. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

| Semelle | Ø (mm) | ls (cm) | B/8 (cm) | B/4 (cm) | Ancrage |
|---|---|---|---|---|---|
| **SF1** | 12 | 42.85 | 26.87 | 53.75 | Courbe / rectiligne |
| **SF2** | 12 | 42.85 | 25 | 50 | Courbe / rectiligne |
| **SF3** | 12 | 42.85 | 22.5 | 45 | Courbe / rectiligne |
| **SF4** | 12 | 42.85 | 35 | 70 | Courbe |

**Conclusion**

Dans toutes les semelles, les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

**VI.4.2.3.Vérification de la stabilité au renversement** [RPA99] ►► [Art 10.1.5]

Quelque soit le type de fondation ( superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement. $e=M/N \leq B/4$

**Tableau VI.7.** Vérification de la stabilité au renversement des semelles

| Semelle | Nu (kN) | Mu (kN.m) | e (m) | B (m) | B/4 (m) | e ≤ B/4 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **SF1** | 244.63 | 7.44 | 0.03 | 2.15 | 0.53 | Oui |
| **SF2** | 236.07 | 2.13 | 0.009 | 2.00 | 0.50 | Oui |
| **SF3** | 189.16 | 4.69 | 0.024 | 1.80 | 0.45 | Oui |
| **SF4** | 334.92 | 14.35 | 0.042 | 2.80 | 0.70 | Oui |

Toutes les semelles sont stables vis à vis le renversement.

**VI.4.3..Poutre de libage**

**VI.4.3.1.Dimensionnement**

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4\,E.I}{k.b}}$$

Avec : E : Module d'élasticité du béton (E=10818.87 MPa)

l : La plus grande travée

k : Coefficient de raideur du sol (k=4 kg/cm3)

I : Moment d'inertie de la poutre de libage ($I=b.h_p^3/12$)

b : Largeur de la poutre de libage égale à la largeur

du poteau$h_p$ : Hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48\,l^4\,k}{\pi^4.E}}$$

**Remarque**

La hauteur " hp" de la poutre de libage est généralement largement supérieure à la hauteur "h" de la semelle. Dans le cas contraire (hp<*h*), on adoptera comme hauteur de la poutre de libage hp=h. Les poutres de libage (PL1 , PL2 ) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes (SF1 ,SF2) respectivement .

**Tableau VI.8.** Dimensionnement de la poutre de libage

| Elément | b (m) | l (m) | hp (m) | I (cm4) | (//2)le (m) | l≤(//2)le |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **PL1** | 0.5 | 5.75 | 0.57 | 771637.5 | 5.87 | Oui |
| **PL2** | 0.5 | 5.75 | 0.57 | 771637.5 | 5.87 | Oui |
| **PL3** | 0.5 | 2.40 | 0.50 | 24300 | 2.53 | Oui |
| **PL4** | 0.5 | 5.75 | 0.57 | 771637.5 | 5.87 | Oui |

**Ferraillage**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie " q ". Cette charge sera égale à la somme de toutes les charges concentrées ( Σ Ni ) dans les poteaux et provenant de la superstructure divisée par la longueur totale " L " de la poutre de libage.

$$q = \frac{\sum N_i}{L}$$

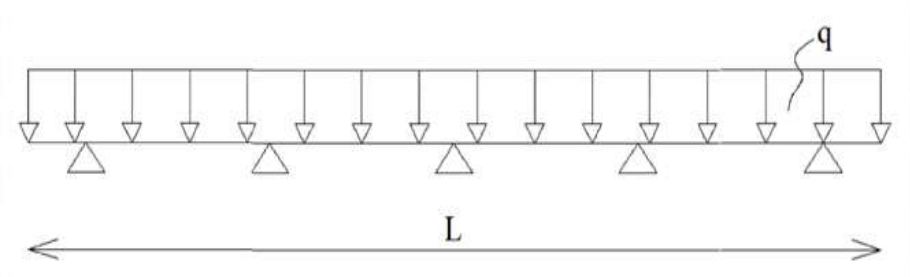



**Figure VI.5.** La charge répartie sur la poutre de libage

**Tableau VI.9.** Chargement de la poutre de libage

| Elément | L (m) | Σ Nu (kN) | Σ Nser (kN) | qu (kN/ml) | qser (kN/ml) |
|---|---|---|---|---|---|
| **PL1** | 11.35 | 2799.25 | 2414.37 | 244.63 | 212.72 |
| **PL2** | 12.70 | 2998.08 | 2519.43 | 236.07 | 198.38 |
| **PL3** | 2.40 | 453.98 | 428.30 | 189.16 | 178.46 |
| **PL4** | 5.75 | 1925.79 | 1604.88 | 334.92 | 279.10 |

**Remarque**

La section d'armatures inférieures est calculée à l'aide du moment négatif maximum à l'appui. La section d'armatures supérieure est calculée à l'aide du moment positif maximum en travée.

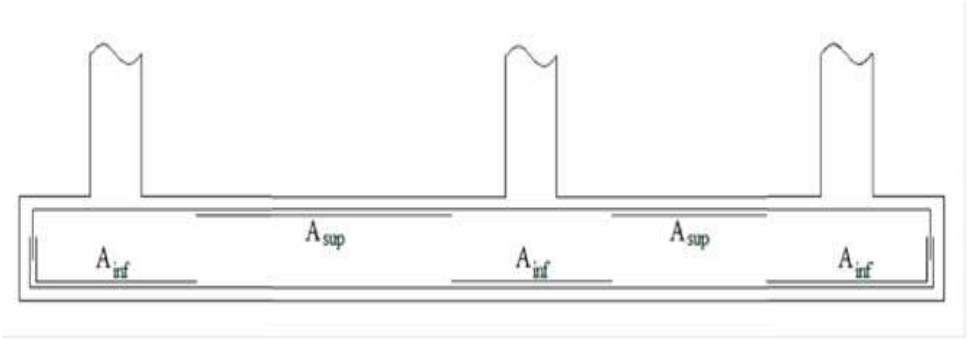



**Figure VI.6.** Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures

**a) longitudinales**

Le calcul d'armatures longitudinales est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.10**. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

| Elément | | Mu (kN.m) | d (cm) | A (cm2) | A' ($cm^2$) | Achoisie ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **PL1** | **Travée** | 402.42 | 54 | 23.8 | 0 | 8HA20=25.13 |
| | **Appui** | -417.42 | 54 | 24.8 | 0 | 8HA20=25.13 |
| **PL2** | **Travée** | 415.55 | 54 | 24.7 | 0 | 8HA20=25.13 |
| | **Appui** | -488.87 | 54 | 29.8 | 0 | 10HA20=31.41 |
| **PL3** | **Travée** | 116.39 | 47 | 8.0 | 0 | 4HA16=8.04 |
| | **Appui** | -20.54 | 47 | 2.4 | 0 | 4HA14=6.15 |
| **PL4** | **Travée** | 527.25 | 54 | 33.0 | 0 | 12HA20=37.70 |
| | **Appui** | -207.63 | 54 | 14.8 | 0 | 8HA16=16.08 |

**Vérification des contraintes à l'E.L.S**

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 Mser.

- **Béton** :

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule : $\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- **Acier** :

La fissuration est préjudiciable, donc : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}[\,23\, f_e\,; 110\, \eta . f_{tj}] = 201.63$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

**Tableau VI.11.** Vérification des contraintes à l'E.L.S

| Elément | | Achoisie (cm2) | Mser( kN.m) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_b \leq \sigma_b$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **PL1** | **Travée** | 8HA20=25.13 | 349.93 | 13.6 | 201.6 | C.V |
| | **Appui** | 8HA20=25.13 | 372.69 | 14.5 | 201.6 | C.V |
| **PL2** | **Travée** | 8HA20=25.13 | 364.51 | 14.2 | 201.6 | C.V |
| | **Appui** | 10HA20=31.41 | 406.49 | 14.08 | 201.6 | C.V |
| **PL3** | **Travée** | 4HA16=8.04 | 149.90 | 12.2 | 201.6 | C.V |
| | **Appui** | 4HA14=6.15 | 17.11 | 0.7 | 0 | C.V |
| **PL4** | **Travée** | 12HA20=37.70 | 429.37 | 14.8 | 201.6 | C.V |
| | **Appui** | 8HA16=16.08 | 187.05 | 8.4 | 201.6 | C.V |

### b) Armatures transversales :

Le calcul d'armatures transversales et leurs espacement est résumé dans le tableau suivant

**Tableau VI.12.** Armatures transversales de la poutre de libage

| Elément | Vu (kN) | Nu (MPa) | Nu (MPa) | At (cm2) | Espacement | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Zone nodale | Zone courante |
| **PL1** | 880.8 | 3.26 | 3.33 | 6HA10=4.71 | 10 | 15 |
| **PL2** | 854.23 | 3.16 | 3.33 | 6HA10=4.71 | 10 | 15 |
| **PL3** | 464.09 | 1.97 | 3.33 | 6HA10=4.71 | 10 | 15 |
| **PL4** | 656.23 | 2.30 | 3.33 | 6HA10=4.71 | 10 | 15 |

**a)** Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si h≥60 cm
- 4 barres si h≥70 cm
- 6 barres si h≥80 cm

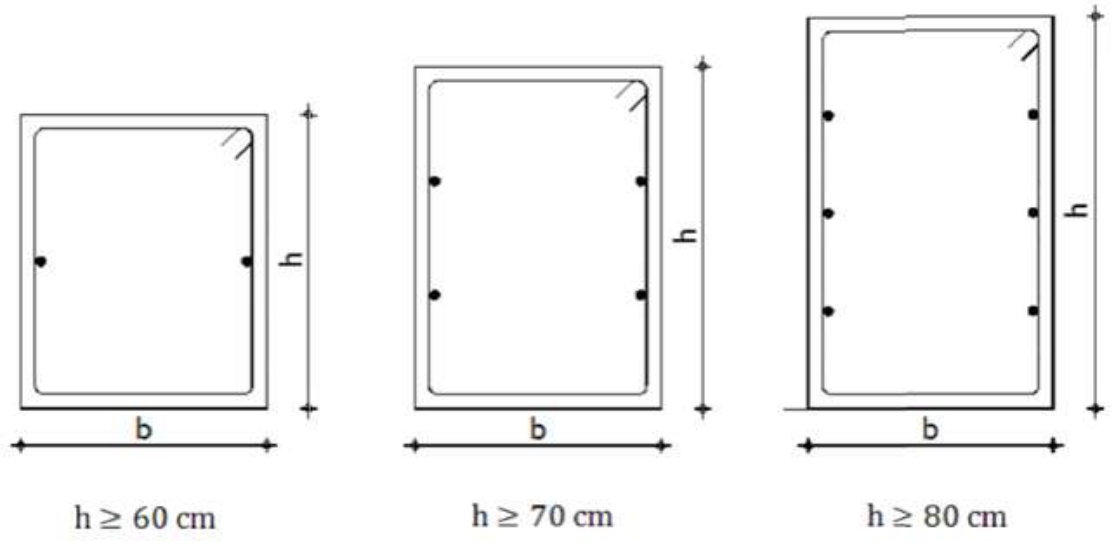



**Figure VI.7.** Armatures de peau

Dans notre projet, on a 4 type de poutres de libage; un type a une hauteur h=50cm, donc les armatures de peau ne sont pas nécessaires, et 3 types ont une hauteur h=80cm, donc on utilise des armatures de peau 6HA12=6.79 cm2.

## VI.5. Les longrines

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

### VI.5.1.Dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25*30 cm². On a choisi une section de dimensions 30*35 $cm^2$.

### VI.5.2.Ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha}$$

Nu : effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α =10 coefficient du site en fonction de la zone sismique zone III

#### VI.5.2.1.Armatures longitudinales :

- Selon le CBA93 : $A_{min}=0.1\%\ b.h=0.001*30*35=1.05\ cm^2$ - Selon le RPA99 version2003 : $A_{min}=0.6\%\ b.h=0.006*30*35=6.30 cm^2$.

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1968.04}{10} = 196.80\ kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1433.31}{10} = 143.33\ kN$$

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

Donc on adopte A=6HA14=9.23cm²

Donc on adopte A=6HA14=9.23cm²

**a. vérification des contraintes à l'ELS :**

$$A \geq \frac{B \cdot f_{128}}{f_e}$$

$$A \geq \frac{(30*35)*2.1}{400} = 5.51 \quad \text{donc} \quad A \geq 5.51 cm^2$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{143.33 * 10^3}{923} = 155.28 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \ (\text{C.V})$$

**b. Armatures transversales** :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par [1]:►►[Art 10.1.1.b]◄◄qui doit être inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_P$).

**d. 1.section**

$$\varphi_t \geq \varphi_l/3 = 14/3 = 4.66 mm$$

On adopte $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**d.2. Espacement**:

Pour les deux blocs Aet B on a :

$$S_t \leq \min[20cm ; 15\varphi_l] = \min[20cm ; 21cm]$$

On adopte: $S_t = 15$ cm.

**e. Recapitulation:**

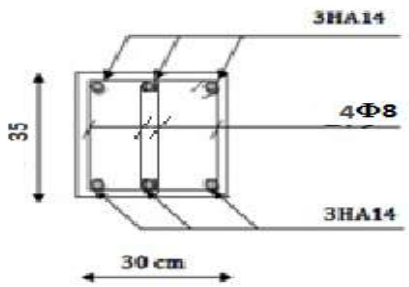
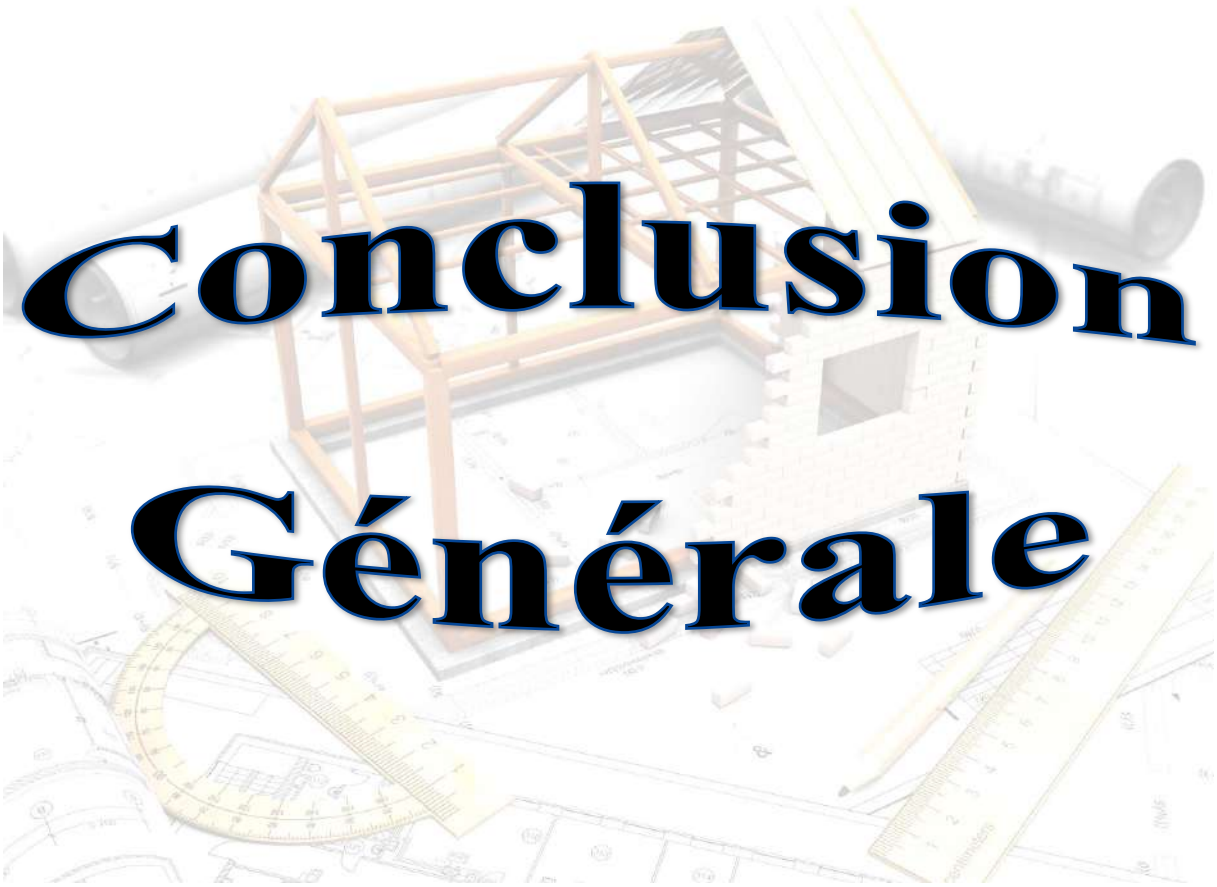



**Figure VI.8.** Ferraillage des longrines



# Conclusion Générale

# *Conclusion* générale

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complèteconformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99.

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 connaissancesthéoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlementparasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises entoutes 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.

# Références Bibliographies

**Documents réglementaires :**

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : méthodes Dreux et Groisse.

- [4] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

**Logiciels :**

- SAP 2000 version 21.
- AUTO CAD 2019.
- ROBOT EXPERT.
- Socotec.

# Annexe A

## LOI DE DEGRESSION

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ (terrasse inaccessible) ;

$Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6, Q_7$=1.5 *kN/m²* (étage à usage habitations) ;

$Q_8$ = 2.5 kN/m² (étage à usage bureaux).

6émé étage : $Q_0$

5émé étage : $Q_0 + Q_1$

4émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

3émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

2émé étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

1ier étage : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

RDC : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

$$Q = S_{totale} * Q_i$$

# Annexe B

## LA METHODE FORFATAIRE

**Conditions d'application :**

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

**Conditions concernant la charge d'exploitation :**

Charges uniformément réparties : Q ≤ Min (2.G et 5 KN/m2)

Charges concentrées : P ≤ Min (Q/4 et 2 KN)

- P : charge permanente concentrée (en KN).
- Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

**Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

- le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
- le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 : $0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$

**Condition concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

**Exposé de la méthode forfaitaire :**

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

Mt + ((Mw+Me)/2) ≥ Max (1,05M0 et (1+0,3 α) M0)

Mt ≥ ((1,2+0,3 α)/2).M0 pour les travées de rive.

((1+0,3 α)/2).M0 pour les travées intermédiaire

Les moments d'encastrements des appuis :

Ma ≥ 0,6 M0 cas des poutres à 2 travées.

Ma ≥ 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

Ma ≥ 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

**Remarque :**

1) M0 : moment isostatique (M0=PL2/8)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment(Ma=0,2 M0).

5) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+ ((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+ ((Mw-Me)/L)

# Annexe C

# LA FLECHE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

**Pour les Poutrelles** $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b*d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$ **Pour les Poutres** $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b\times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$

**Calcul de la flèche :**

$\rho=\frac{A}{b_0 d}$ ; $\sigma_s=\frac{M_{ser}}{\beta.d.A}$

$\lambda_i=\frac{0.05\, f_{c28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho}$ ; $\lambda_v=\frac{2}{5}\lambda_i$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

Determination de l'axe neuter:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$ ; $I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$

$E_i=11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ ; $E_v=1/3\ E_i$

$f_v=\frac{M_{ser}\, l^2}{10E_v I_{fv}}$ ; $f_i=\frac{M_{ser}\, l^2}{10E_i I_{fi}}$

$\Delta f_t = f_v - f_i$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

$\bar{f} \leq L/500$ Si $L \leq 5$ m

$\bar{f} \leq L/1000) + 0,5$ cm Si $L > 5$m

# Annexe D

# FICHE TECHNIQUE DE TREILLIS A SOUDEE

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحديد الجزائر

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

TPL

FICHE TECHNIQUE

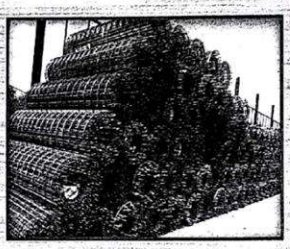
**TREILLIS SOUDES**, C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

## TREILLIS SOUDES STANDARDS

| Types | Diamètre du fils (mm) | | Espacement (mm) | | Dimensions abouts compris (m) | Section d'acier | Poids du m² | Surface | Poids Total |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Porteur | Répartiteur | Porteur | Répartiteur | L&l | (mm²) | (Kg) | (m²) | (Kg) |
| Rouleaux | 4,5 | 4,5 | 150 | 150 | 45 x 2,4 | 15,9 | 1,66 | 108 | 179,6 |
| Panneaux | 5 | 5 | 150 | 150 | 3,6 x 2,4 | 19,63 | 2,06 | 8,64 | 17,8 |

## TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

| Types | Diamètre du fils (mm) | | Longueur du fils (m) | | Espacement Maille (mm) | Dimensions abouts (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Porteur | Répartiteur | Porteur | Répartiteur | | |
| Rouleaux | 4 à 6 | 4 à 6 | 20 à 50 | 1,2 à 2,4 | 50 à 600 | 25 à 300 |
| Panneaux | 4 à 10 | 4 à 10 | 2 à 6 | 1,2 à 2,4 | 50 à 600 | 25 à 300 |
| Tolérance | | | ± 1% | ± 1% | ± 1% | ± 1% |



## TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

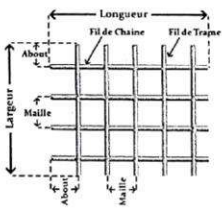
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

SCHEMA CARACTERISTIQUE




## CARACTERISTIQUES MECANIQUES

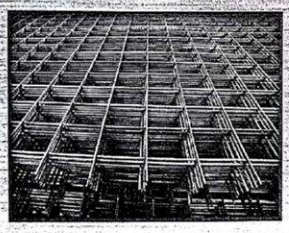
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

| Résistance à la traction (N/mm²) | Limite d'Elasticité (N/mm²) | Allongement Total (S/charge max %) |
|---|---|---|
| 525 | 500 | 2,5 |

## APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie

Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

## Annexe E

## FICHE TECHNIQUE DES POUTRELLES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحـــــداد الجـــزائـــر

TPL — TREFAL REGHAIA — تريفال الرغاية

FICHE TECHNIQUE

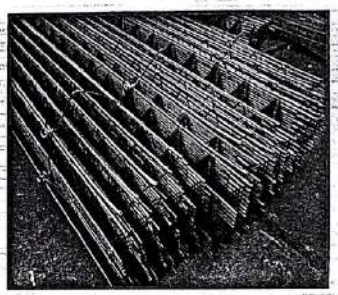
**POUTRELLE METALLIQUE LEGERE** C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

### POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

| Désignation | Pas (P) (mm) | Hauteur (H) (mm) | Membrure supérieur (M.S) (mm) | Membrure inférieur (M.I) (mm) | Zigzag (ZZ) (mm) | Largeur (LS) (mm) | Longueur (L) (mm) | Poids nominal M/L (Kg) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10 x 5 x 10 | 200 | 150 | 10 | 10 | 5 | 90 | 12 | 2,444 |

### POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

| Types | Hauteur (cm) | Diamètre des fils constitutifs (mm) | | | Largeur (mm) | Longueur (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| P | H | M.S | M.I | ZZ (Etrier) | LS | L |
| 200 | 7 à 30 | 8 - 10 | 8 - 10 | 4 à 6 | 90 | 2 à 12 |

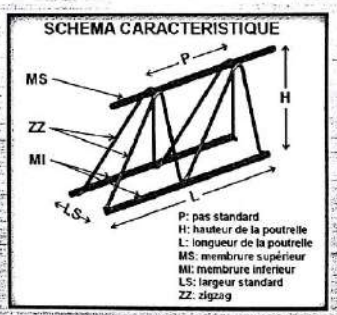


### CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

| Résistance à la traction (N/mm²) | Limite d'elasticité (N/mm²) | Allongement (A%) |
|---|---|---|
| 550 | 500 | 8 |

SCHEMA CARACTERISTIQUE




### TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craneté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

### CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

### MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

# Annexe F

# METHODE DES CONTRAINTES

**Exposé de la méthode des contraintes**

$$\sigma_t = \frac{N}{a * L} - 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a * L} + 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| * L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| * L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\sigma_t$: Contrainte de traction.

$\sigma_c$: Contrainte de compression.

$L_t$: La longueur tendue.

$N_t$: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

$A_v$ : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

**Section minimales et maximales**

**Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :**

$A_v = 0.2\%B_t$ $B_t$: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ $B_c$: La section horizontale courante.

**Selon le CBA93 Art B.6.4 :**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \qquad \Rightarrow A_v \geq 0.1\%B_t$$

# Annexe G

## *C*ONCLUSION GEOTECHNIQUE DE RAPPORT DU SOL

### A- Nature de la couche de fondation

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature argilo sablo-limoneuse renfermant des inclusions graveleuses et des blocs de roches isolés à argilo marneuse schistifiée feuilletée dans certains endroits du terrain**.** Le sol est de faible humidité, de moyenne compacité, de moyenne cohésion, moyennement compressible et peu gonflant.

CALCUL DE PORTANCE

L'estimation de la contrainte à partir des données de laboratoire :

C = 0,50 bar ; φ = 23° ; d = 1,72 t/m3

*Pour une fondation ancrée à 2 m et ayant une largeur de 1,50/1,70 m.*

La relation de terzaghi : $\sigma_{lim}$= [C Nc + Nq Γd+0,5Bγ. Nγ ]

Pour = 23° ; Nγ= 7,73 ; Nq = 8,66 ; Nc = 18,1 ; φ *adm* = 3,07 bars

### B- Fondation des ouvrages

Le tableau suivant résume les résistances minimales à la pénétration, le taux de travail admissible ainsi que retenus et la profondeur d'ancrage pour le projet.

| Désignation | Rp. minimale | Taux de travail admissible | Taux de travail retenu | Profondeur d'ancrage |
|---|---|---|---|---|
| 01 | 60 bars | 1 ,80 bars | 2,00 bars | 2,00 m / terrain naturel |

- **Stabilité du site**

Nos investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain. Aucun niveau d'eau n'a été repéré jusqu'à la profondeur atteinte dans les sondages ainsi que les stations pénétrométriques. Le terrain peu contenir des eaux de ruissellement pendant les saisons hivernales

Le site est classé S3 (terrain meuble).

Remarque : le terrain présente des passages rocheux sous forme de blocs isolés.