

République Algérienne Démocratique et Populaire

**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITÉ SAAD DAHLAB DE BLIDA

FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDE



Option : MATERIAUX

THEME

CONCEPTION ET ETUDE D'UN BATIMENT

(R + 8 + SOUS SOLS)

**Dirigé par :
-Mr: Fareh Massaoudi**

**étudie par :
-BAKHTI SOUMIA
-ELAHCEN RIMA**

2019/2020

الله

Remerciements

Au terme de ce travail, on remercie en premier lieu notre dieu miséricordieux qui nous a donné la force pour achever cette réalisation.

On exprime notre profonde gratitude a notre promoteur Mr : F MASSAOUDI. Pour sa contribution a notre travail, son soutien, sa bien vaillance, et sa patience.

Nos sincères remerciements s'adressent également a tous les enseignants du département de génie civil de l'université de blida.

Notre gratitude a tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci a toute personne ayant contribué de près ou de loin a l'élaboration de cette étude.

Dédicace

A la fin de ma formation, je tiens à dédier ce modeste travail à l'âme de mes très chères parents que Dieu les accueille dans son vaste paradis, et qui ont consenti tant d'efforts pour mon

éducation, mon instruction et pour me voir atteindre mon but.

A mon mari Walid et notre fille Mariam que Dieu le protège,

A mes chères sœurs : Fatma Zohra, Fatima, Yasmina et Naima,

A mes chères frères : Salim, Omar, Youssef et Yahia,

Aux parents et aux frères de mon mari,

A toute la famille BAKHTI,

A tous mes amis,

A mon binôme Rima,

A mon promoteur Mr F MASSAOUDI,

A tous les enseignants de génie civil,

Et à mes collègues de promotion sans exception.

soumia

Dédicace

A la fin de ma formation, je tiens à dédier ce modeste travail à l'âme de mes très chères parents que Dieu les accueille dans son vaste paradis, et qui ont consenti tant d'efforts pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre mon but.

A mon mari et notre fille que Dieu le protège,

A mes chères sœurs,

A mes chères frères,

Aux parents et aux frères de mon mari,

A toute la famille LAHCENE,

A tous mes amis,

A mon binôme Soumia,

A mon promoteur Mr F MASSAOUDI,

A tous les enseignants de génie civil,

Et à mes collègues de promotion Sans exception.



RIMA

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي+8 طوابق+ طابق سفلي بولاية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم I حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. هذا المشروع مهيكّل بواسطة الجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية و الأفقية. قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائري 99 المعدل في 2003 (*RPA99 version 2003*) و مقياس الاسمنت المسلح (*CBA93*).

RESUME

Le présent mémoire, consiste à étudier un bâtiment en SS+RDC+8 étages, à usage d'habitation avec des locaux de commerces. Il est implanté dans la wilaya de TLEMEN. Cette région est classée en zone sismique I selon le *RPA99 version 2003*.

Cet ouvrage est une structure contreventée par des voiles en béton armé. Le prédimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au *RPA99 version 2003* et *CBA93*. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le biais de logiciel de calcul des structures par éléments finis SAP2000.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with basement and 8+SS floors in the city of TLEMEN wilaya. This is classified in a high seismicity region (I) according to the Algerian seismic rules *RPA99 version 2003*.

This construction is a mixed building (frame-walls) in reinforced concrete, the dimension of the bearing elements were elaborated according to the *CBA93* and *RPA99 version 2003*. The three-dimensional seismic analysis was conducted by SAP2000 computer program.

Sommaire

I.INTRODUCTION GENERALE

I.1.PRÉSENTATION DEL'OUVRAGE	01
I.2.CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX	01
I.2.1.Béton	01
a) Résistance du béton à la compression.....	01
b) Résistance du béton à la traction	01
c) Déformation longitudinale du béton	02
d) Les Contrainte Limites	02
1.Etat limite ultime « E.L.U »	02
2.Etat limite de service « E.L.S »	03
I.2.2.Acier.....	03
a) Contrainte limite de l'acier.....	03
1.Etat Limite Ultime « E.L.U »	03
2.Etat limite de service « E.L.S »	03
b) Module d'Elasticité de l'Acier	03

II.PREDIMENSIONNEMENT

II.1.INTRODUCTION.....	05
II.2.PRÉ DIMENSIONNEMENT DES DALLES	05
II.2.1.Dalle pleine.....	05
a) Résistance au feu	05
b) Isolation phonique.....	05
c) Résistance à la flexion	05
II.2.2.Dalles en corps -creux	06
II.3.ESTIMATION DES CHARGES ET SURCHARGES	06
II.3.1.Evaluation des charges permanentes.....	06
a)dalle pleine	06
b)Dalles en corps -creux.....	07
c)Maçonnerie	07

d)Acrotère	08
II.3.2.Les surcharges d’exploitations	08
II.4.PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	08
II.4.1. Etapes de pré dimensionnement	08
a) épaisseur minimale	08
b)Selon le RPA 99(Ver .03) pour la zone I	09
II.5. LES POTEAUX.....	09
II.5.1introduction	09
II.5.2. Etapes de pré dimensionnement	09
a)Loi de dégression	10
b)Dimensionnement des poteaux	11
c)Le minimum requis par “ RPA99 version 2003 ”	13
d)Vérification à l’ELS	13
II.5.3.Les poteaux centraux	14
II.5.4. les poteaux D’Angle.....	16
II.5.5. Poteau de Rive.....	17
II.6.PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES	19
III.CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES	
III.1.ACROTÈRE.....	21
III.1.1.introduction.....	21
III .1.2.Vérification au séisme.....	22
III .1.3.Calcul du ferrailage	22
a)calcul les efforts	22
b)Calcul de l’excentricité.....	23
c)Armatures longitudinale	23
d)vérification de la section d’acier	23
e) Armatures de répartitions.....	24
III.1.4.vérification à L’E.L.S	24
III.1.5. Vérification des contraintes.....	24
a)Contrainte du béton.....	24
b)Contraintes de l’acier	24
III.1.6.vérification de l’effort tranchant.....	25

III.2. ETUDE DES PLANCHERS.....	25
III.2.1.introduction	25
III.2.2. plancher en corps creux.....	25
a) Étude des poutrelles	25
1. Dimensions de la poutrelles.....	25
2. méthodes de calculs	26
b) Ferrailage de la table de compression.....	36
III.2.3. Calcul des dalles pleines.....	37
a)Introduction	37
b) Méthodes de calcul	37
c) Calcul les efforts internes.....	37
d) Évaluation des charges	37
1)Forme triangulaire.....	38
2)Forme rectangulaire.....	40
e) Calcul du ferrailage.....	41
1)Forme triangulaire.....	41
2)Forme rectangulaire.....	44
III.3.ESCALIERS.....	47
III.3.1.introduction.....	47
III.3.2.Hypothèses de calcul	47
a) l'Escalier d'étage courant	48
b) l'Escalier de RDC	48
III.3.3.premier type de volée	48
a)Vérification de l'équation de « <i>BLONDEL</i> »	49
b)Détermination de l'épaisseur de la paillasse.....	49
c)Angle d'inclinaison de la paillasse.....	49
d)Évaluations des charges.....	49
1) Palier.....	49
2)Paillasse	50
e) Combinaison des charges.....	50
III.3.4. deuxième type de volée.....	52
a)Vérification de l'équation de « <i>BLONDEL</i> »	52
b)Détermination de l'épaisseur de la paillasse	52

c)Angle d’inclinaison de la paillasse	52
d)Évaluations des charges.....	52
1) Palier.....	52
2)Paillasse	53
e)Combinaison des charges.....	53
III.3.5.calcul des armatures.....	54
a)Les armatures longitudinales.....	54
b)Les armatures de répartition.....	54
1)En travées	54
2)En appuis	54
c)Espacement	55
1)Les armatures longitudinales.....	55
2)Les armatures de répartitions.....	55
III.3.6.vérifications nécessaires.....	55
a)Condition de non fragilité.....	55
b)Effort tranchant	55
c)Influence de l’effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l’ancrage)	55
d)Vérification des armatures transversales.....	56
e)Vérification à l’E.L.S	56
f)Vérification de la flèche.....	56
III.4. CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE ET LES CONSOLES	58
III.4.1.poutre palière.....	58
a)Pré dimensionnement.....	58
b)Vérification Vis-à-vis du RPA99 version 2003.....	58
c)Charge sollicitant de la poutre.....	58
d)Calcul des efforts.....	58
e)Ferrailage	59
1)Armatures longitudinales.....	59
2)Condition de non fragilité.....	60
3)Vérification de l’effort tranchant.....	60
4)Contrainte de compression dans la bielle de béton	60
5)Contrainte moyenne de compression sur l’aire d’appuis.....	60

6) Armatures transversales	61
7) Vérification à l'ELS	62
8) Vérification de la flèche.....	62
III.4.2. Les consoles.....	62
a) Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003	62
b) Diagrammes des efforts tranchant et moment fléchissant	64
c) Vérification de la flèche.....	64
d) Calcul de ferrailage.....	64
1) Armatures longitudinales.....	64
2) Vérifications à l'ELS.....	65
3) Vérification Vis-à-vis du RPA 99 Version 2003.....	65
4) Vérification de l'effort tranchant.....	65
5) Vérification de compression dans la bielle de béton.....	65
6) Vérification au voisinage de l'appui.....	65
7) Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis.....	66
8) Armatures transversales.....	66
III.5. DALLE MACHINE.....	67
III.5.1. dimensionnement.....	67
a) Condition N°1 due à la flexion	67
b) Condition N°2 (L'E.N.A.S.C)	67
III.5.2. Evaluation des charges.....	67
a) charge permanente	67
b) Charge d'exploitation	67
III.5.3. Combinaisons des charges	67
III.5.4. Calcul des efforts	68
III.5.5. ferrailage	68
III.5.6. vérifications nécessaires.....	69
a) Vérification de la condition de non fragilité.....	69
b) Vérification de l'espacement	69
c) Calcul des armatures transversales.....	70
d) Vérification des contraintes	70
e) Vérification de l'effort tranchant.....	70
f) Vérification de la flèche	70

III.6. BALCONS.....	71
III.6.1.introduction	71
III.6.2. évaluation des charge.....	71
a)Premier type (loggias)	71
b) deuxième type	71
III.6.3.combinaison des charges	72
III.6.4. calcul des efforts internes.....	72
III.6.5.calcul de ferrailage.....	73
a) Armatures longitudinales.....	73
b) Espacement	73
c)Armatures de répartitions.....	74
III.6.5.vérifications nécessaires	74
a)Condition de non fragilité	74
b)Vérification de l'effort tranchant.....	74
c) Vérification de l'E.L.S.....	74
d)Vérification à la torsion.....	74
e)Vérification de la flèche.....	74
IV. ETUDE DYNAMIQUE	
IV.1.INTRODUCTION.....	77
IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE.....	77
IV.2.1. détermination des fréquences et modes propres	77
IV.3. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE.....	78
IV.3.1. Les hypothèses de conception des voiles	79
IV.3.2. La disposition des voiles.....	79
IV.4. CARACTÉRISTIQUE GÉOMÉTRIQUE DE LA STRUCTURE	80
IV.4.1. Centre de masse.....	80
IV.4.2. Centre de torsion	81
IV.4.3. Excentricité statique.....	81
IV.4.4. Excentricité accidentelle	82
IV.4.5. Masse tortionnelle.....	82
IV.5. ETUDE DYNAMIQUE.....	83
IV.5.1.introduction.....	83

IV.5.2. choix de la méthode du calcul sismique.....	83
IV.5.3. caractéristiques dynamiques	85
a) Modèle initial (Structure auto-stable)	85
1) Coefficient de participation massique.....	85
2) résultante des forces sismiques de calcul	86
3) Déplacement de la structure.....	87
b) Étude de la structure mixte (Modèle choisi)	88
1) Coefficient de participation massique	88
2) Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	90
3) Déplacement de la structure	90
IV.5.4. vérification des périodes RPA 99 version 2003.....	90
IV.5.5. vérification de la stabilité au renversement.....	91
a) Calcul du moment stabilisant.....	91
b) Moment de renversement	92
IV.5.6. justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	93

V. FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1.FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	96
V.1.1. introduction.....	96
V.1.2. combinaison d'action.....	96
a) Situation durable.....	96
b) Situation accidentelle.....	96
V.1.3.Recommandation de l'RPA99.....	97
V.1.4. Calcul du ferrailage	97
a)Les armatures longitudinales	97
1)Situation durable	97
2) Situation accidentelle.....	98
b)Vérifications Nécessaires.....	99
1)vérification à l'état limite de service.....	99
2)Vérification de la contrainte de cisaillement	99
c)les armatures transversales.....	100
1)Selon BAEL91 modifié 99.....	100
2) Selon le RPA99 version 2003.....	100

3)Espacement des armatures transversales	101
d)La longueur de recouvrement	102
e)Ferrailage des poteaux de sous-so.....	102
V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES.....	104
V.2.1. introduction.....	104
V.2.2. combinaisons des charges	104
V.2.3. recommandation de "RPA99 version 2003"	104
a) Armatures longitudinales.....	104
b) Armatures transversales.....	105
V.2.4. Évaluation des charges.....	105
V.2.5.Calcul des armatures	106
a)Les armatures longitudinales.....	106
b)recouvrement des armatures longitudinales.....	107
c)Calcul des armatures transversales.....	107
d)Vérifications nécessaires.....	108
1)État limite de service	108
2)condition de non fragilité	109
3)vérification de la contrainte tangentielle.....	110
4)vérification de l'effort tranchant au voisinage d'appui.....	110
5)Arrêt des barres.....	111
6)Vérification de la flèche selon le BAEL91	112
V.3.FERRAILLAGE DES VOILES	116
V.3.1.introduction.....	116
V.3.2. Méthode de calcul	116
a) Longueur de flambement	116
b) La contrainte normale limite	117
V.3.3.Vérification des contraintes	118
a) Contrainte normale	118
b) Contrainte de cisaillement.....	118
V.3.4. Acier minimaux	119
a)Armatures verticales AV.....	119
b) Armatures horizontales AH.....	119
c) Armatures transversales	120
V.3.5.méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires	120

a) Cas d'une section entièrement comprimée.....	121
b) Cas d'une section partiellement tendue.....	121
1) Armatures verticales AV.....	122
2) Armatures horizontales AH.....	122
V.3.6. calcul du ferrailage.....	122
a) Les voiles pleins.....	123
1) armatures verticales	123
2) Armatures horizontale.....	125
b) Voiles avec files d'ouvertures.....	126
1) Les trumeaux.....	126
2) Ferrailage des linteaux	128
c) Ferrailage Des Voiles Du Sous-sols.....	132

VI. ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION.....	134
VI.1.1. fonctions assurées par les fondations	134
VI.1.2. classification des fondations.....	134
VI.2. LE CHOIX DE TYPE DE FONDATION	135
a) Semelle isolée.....	135
b) Semelles filantes	136
VI.3. RADIER GÉNÉRAL.....	137
VI.3.1. introduction	137
VI.3.2. surface nécessaire.....	137
VI.3.3. Prédimensionnement de radier.....	138
a) Condition forfaitaire	138
b) Condition de cisaillement	138
VI.3.4. Prédimensionnement des nervures.....	139
a) largeur des nervures.....	139
b) hauteur des nervures	139
1) Condition de la flèche.....	139
2) Condition de poinçonnement.....	140
3) Condition de la raideur.....	140
VI.3.5. caractéristiques géométriques du radier.....	141
a) Position du centre de gravité.....	141

b) L'inertie longitudinale	141
c) L'inertie transversale.....	141
VI.3.6.vérification de la stabilité du radier	141
a) sens longitudinal	142
b) sens transversal.....	142
VI.3.7.vérification des contraintes dans le sol	143
VI.3.8. ferrailage du radie.....	144
a) Ferrailage de la dalle du radier.....	144
1)Détermination des efforts	144
2)calcul du ferrailage	145
3)vérifications nécessaires	146
b)ferrailage du débord.....	147
1) Evaluation des charges et surcharges.....	147
2) Calcul des efforts.....	147
3)Ferrailage.....	148
4)vérifications nécessaires.....	148
c) Ferrailage des nervures	150
1)Calcul des efforts.....	150
2)Calcul des armatures	150
3)Vérifications nécessaires.....	150
4) Armatures transversales	151
d) Calcul des armatures de peau	152
VI.4. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE	152
VI.4.1. introduction.....	152
VII.4.2. Prédimensionnement	153
VII.4.3. évaluation des charges.....	153
VI.4.4.effort dans la dalle.....	154
VI.4.5.calcul du ferrailage	154
VI.4.6.vérifications nécessaires.....	155
a)condition de non fragilité.....	155
b) vérification de l'effort tranchant	155
c) vérification à l'ELS.....	155
d)Vérification de la flèche.....	156

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Choix des sections des poutres.....	9
Tableau II.2 : Dégression des surcharges.....	11
Tableau II.3 : Dégression des surcharges des escaliers.....	15
Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux centraux.	15
Tableau II.5 : Choix des sections des poteaux D'Angle.....	16
Tableau II.6 : Choix des sections des poteaux de rive	18
Tableau II.7 : Choix finale des sections des poteaux.....	18
Tableau III.1 : Vérification à l'ELS.....	23
Tableau III.2 : Évaluation des charges et surcharges.....	28
Tableau III.3 :Combinaison des charges.....	28
Tableau III.4 : les efforts internes de Poutrelle à une travée.	28
Tableau III.5 : les efforts internes de Poutrelle à deux travées.	29
Tableau III.6 : les efforts internes de Poutrelle à trois travées.	30
Tableau III.7 : les efforts internes de Poutrelle à quatre travées.	31
Tableau.III.8 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	32
Tableau III.9 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	32
Tableau III.10 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	34
Tableau III.11 : Vérification de la flèche.....	34
Tableau III.12 : Évaluation des charges et surcharges.....	36
Tableau III.13 : Calcul le ferrailage dalle pleine triangulaire	41
Tableau III.14 : Vérification à l'E.L.S de forme triangulaire.....	42
Tableau III.15 : Calcul de la flèche de la dalle triangulaire "1" suivant L_x	43
Tableau III.16 : Calcul de la flèche de la dalle triangulaire "1" suivant L_y	43
Tableau III.17 : Calcul le ferrailage de la dalle rectangulaire	44
Tableau III.18 : Vérification à l'E.L.S de forme rectangulaire.....	45
Tableau III.19 : Calcul de la flèche de la dalle rectangulaire suivant L_x	45
Tableau III.20 : Calcul de la flèche de la dalle rectangulaire suivant L_y	45
Tableau III.21 : Combinaison des charges de premier type.....	49
Tableau III.22 : Récapitulation des résultats50	
Tableau III.23 : Combinaison des charges de deuxième type.....	52
Tableau III.24 : Récapitulation des résultats.....	52
Tableau III.25 : tableau de pré dimensionnement.....	53
Tableau III.26 : Ferrailage de l'escalier.....	53
Tableau III.27 : Vérification à l'E.L.S.....	55
Tableau III.28 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	56

Tableau III.29 : Ferrailage de poutre palière.....	58
Tableau III.30 : Vérification a l'ELS.....	61
Tableau III.31 : Évaluation des charges des console et calcul les efforts internes.....	62
Tableau III.32 : Ferrailage de poutre palière.....	64
Tableau III.33 : Vérification a l'ELS.....	64
Tableau III.34 : Ferrailage de la dalle.....	67
Tableau III.35 : Vérification des contraintes.....	69
Tableau.III.36 : Combinaison des charges de premier type.....	71
Tableau.III.37 :Combinaison des charges de deuxième type.....	71
Tableau.III.38 : Calcul des efforts internes du balcon de premier type.....	71
Tableau.III.39 : Calcul des efforts internes du balcon de deuxième type.....	71
Tableau.III.40 : Ferrailage du balcon	72
Tableau.III.41 : Vérification a l'ELS	73
Tableau IV.1 : Centre de torsion de la structure mixte.....	81
Tableau IV.2 : L'excentricité statique de chaque niveau de la structure mixte.....	81
Tableau IV.3 : l'excentricité accidentelle de chaque niveau de structure mixte.....	82
Tableau IV.4 : la masse torsionnelle $M_{\theta z i}$ de chaque niveau.....	82
Tableau IV.5 : Période et participation massique de la structure auto-stable.....	85
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements d'étages de la structure auto-stable.....	87
Tableau IV.7 : Période et participation massique.....	88
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements d'étages de la structure mixte.....	90
Tableau IV.9 : Calcul du moment de renversement.....	92
Tableau IV.10 : Vérification de stabilisation.....	92
Tableau IV.11 : Vérification l'effet $P-\Delta$ sens X.....	93
Tableau IV.12 : Vérification l'effet $P-\Delta$ sens Y.....	94
Tableau V.1 : calcule des armatures des poteaux.....	97
Tableau V.2 : calcule des armatures des poteaux.	97
Tableau V.3 : calcule des armatures des poteaux	98
Tableau V.4 : calcule des armatures des poteaux.....	98
Tableau V.5 : calcule des armatures des poteaux.	98
Tableau V.6 : vérifications à l' ELS1.....	99
Tableau V.7 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	100
Tableau V.8 : choix des armatures transversales.....	101
Tableau. V.9 : espacement des armatures transversales.....	102
Tableau V.10 : calcule de ferrailage des poteaux de S/SOL.	102
Tableau V.11 : vérifications à l' ELS.....	103
Tableau V.12 : Évaluation des charges	105
Tableau V.13 : Ferrailages longitudinaux des poutres.....	106
Tableau V.14 : Choix des armatures des poutres.....	107
Tableau V.15 : Choix des armatures transversales.....	108
Tableau V.16 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.	109
Tableau V.17 : Vérification des contraintes à la condition de non fragilité.....	109
Tableau V.18 : Valeurs de (I_f/I)	116
Tableau V.19 : Calcul de σ_{lim}	117

Tableau V.20 : calcul les Armatures verticales.....	119
Tableau V.21 : calcul les Armatures horizontales.....	119
Tableau V.22 : calcul les Armatures transversales.....	120
Tableau V.23 : Calcul des armatures verticale du voile (VL1) pleine.....	123
Tableau V.24 : Calcul des armatures verticale du voile (VL4) pleine.....	124
Tableau V.25 : Calcul des armatures verticale du voile (VL5) pleine.....	124
Tableau V.26 : Calcul des aciers horizontaux du voile (VL1) pleine.....	125
Tableau V.27 : Calcul des aciers horizontaux du voile (VL4) pleine.....	125
Tableau V.28 : Calcul des aciers horizontaux du voile (VL5) pleine.....	125
Tableau V.29 : Calcul des armatures verticales du voile (VL2) avec.....	126
Tableau V.30 : Calcul des armatures verticales du voile (VL3) avec ouverture.....	127
Tableau V.31 : Calcul des aciers horizontaux du voile (VL2) avec ouverture.....	127
Tableau V.32 : Calcul des aciers horizontaux du voile (VL3) avec ouverture.....	128
Tableau V.33 : Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux.....	131
Tableau V.34 : Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux....	132
Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées.	135
Tableau VI.2 : Section des semelles filantes.	136
Tableau VI.3 : Effort normal maximale appliqué sur le radier.....	137
Tableau VI.4 : Contraintes maximale et minimale du sol.	143
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	144
Tableau VI.6 : Récapitulatifs des moments max de la dalle du radier	145
Tableau VI.7 : Choix des armatures.....	146
Tableau VI.8 : Vérifications des contraintes.....	147
Tableau VI.9 : Ferrailage du débord.....	148
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	149
Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures.....	150
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	150
Tableau VI.13 : calculs les moments du voile périphérique	154
Tableau VI. 14 : Ferrailage du voile périphérique.....	154
Tableau VI.15 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	156

LISTE DES FIGURES

Figure II.1 : Les poteaux plus sollicité	10
Figure II.2 : Section réduite d'un poteau.....	12
Figure II.3 : les dimensions de voile.....	19
Figure III.1 :schéma statique de l'acrotère.....	21
Figure III.2 : Sollicitations de l'acrotère.....	21
Figure III.3 :Diagrammes des efforts à l'ELU.....	22
Figure III.4 : Coupe verticale du plancher en corps creux	25
Figure III.5 :diagrammes des effort internes Poutrelle à une travée à l'ELU.....	30
Figure III.6 :diagrammes des effort internes Poutrelle à une travée à l'ELS.....	30
Figure III.7 :diagrammes des effort internes Poutrelle à deux travée à l'ELU.....	31
Figure III.8 :diagrammes des effort internes Poutrelle à deux travée à l'ELS.....	31
Figure III.9 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	36
Figure III.10 :Efforts dans la dalla triangulaire 1 ^{er} cas.....	38
Figure III.11 :Efforts dans la dalla triangulaire 2 ^{ème} cas.....	39
Figure III.12 :Efforts dans la dalle rectangulaire.....	40
Figure III.13 : Terminologie des escaliers.....	47
Figure III.14 : Escalier d'étage courant.....	48
Figure III.15 : Escalier de RDC.....	48
Figure III.16 : Schéma statique de 1 ^{er} volée.....	38
Figure III.17 : répartition des charge au 1 ^{er} volée.....	50
Figure III.18 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (RDC) de 1 ^{er} volée.....	51
Figure III.19 : Diagramme des efforts internes à l'ELS (RDC) de 1 ^{er} volée.....	51
Figure III.20 : Schéma statique de 2 ^{ème} volée.....	52
Figure III.21 : répartition des charges au 2 ^{ème} volée.....	53
Figure III.22 : schéma statique de la poutre palière.....	58
Figure III.23 :Diagrammes des efforts internes de poutre palière à l'ELU.....	59
Figure III.24 :Diagrammes des efforts internes de poutre palière à l'ELS.....	59
Figure III.25 :Diagrammes des efforts internes des consoles à l'ELU.....	63
Figure III.26 :Diagrammes des efforts internes des consoles à l'ELS.....	64
Figure III.27 : Dimension de la dalle machine.....	67
Figure III.28 : Diagramme des efforts internes	73
Figure IV.1 : disposition des voiles.....	78
Figure. IV.2 : Modèle mathématique de calcul.....	83
Figure IV.3 : Courbe de spectre de réponse	85
Figure IV.4 : Les trois premiers modes propres.....	89

Figure IV.5: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	91
Figure V.1 : ferrailage de poteau (50x50)	103
Figure V.2 : ferrailage de poteau (45x45)	103
Figure V.3 : ferrailage de poteau (40x40)	103
Figure V.4 : ferrailage des poutres principales en travée (35x40)	114
Figure V.5 : ferrailage des poutres principales sur appuis (35x40)	114
Figure V.6 : ferrailage des poutres principales en travée (35x50)	114
Figure V.7 : ferrailage des poutres principales sur appuis (35x50)	114
Figure V.8 : ferrailage des poutres principales en travée (30x35)	115
Figure V.9 : ferrailage des poutres secondaires sur appuis (30x35)	115
Figure V.10 : dimensions de voile.....	116
Figure V.11 : Niveaux de vérification.....	118
Figure V.12 : Les contraintes normales du voile.....	120
Figure V.13 : voile de section entièrement comprimée.....	121
Figure V.14 : voile de section partiellement tendue.	122
Figure V.15 : numérotation des voiles.....	122
Figure V.16 : différente zone de VL1	123
Figure V.17 : différente zone de VL2	126
Figure V.18 : différente zone de VL3	127
Figure V.19 : moments résistant ultimes des sections du linteau	130
Figure VI.1: Dimensions de la semelle isolée.....	135
Figure VI.2: Dimensions de la semelle filante.....	136
Figure VI.3 : Vue en plan de radier	138
Figure VI.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	139
Figure VI.5 : Schéma statique du bâtiment.....	142
Figure VI.6 : Schéma statique du débord.....	147
Figure VI.7 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	154

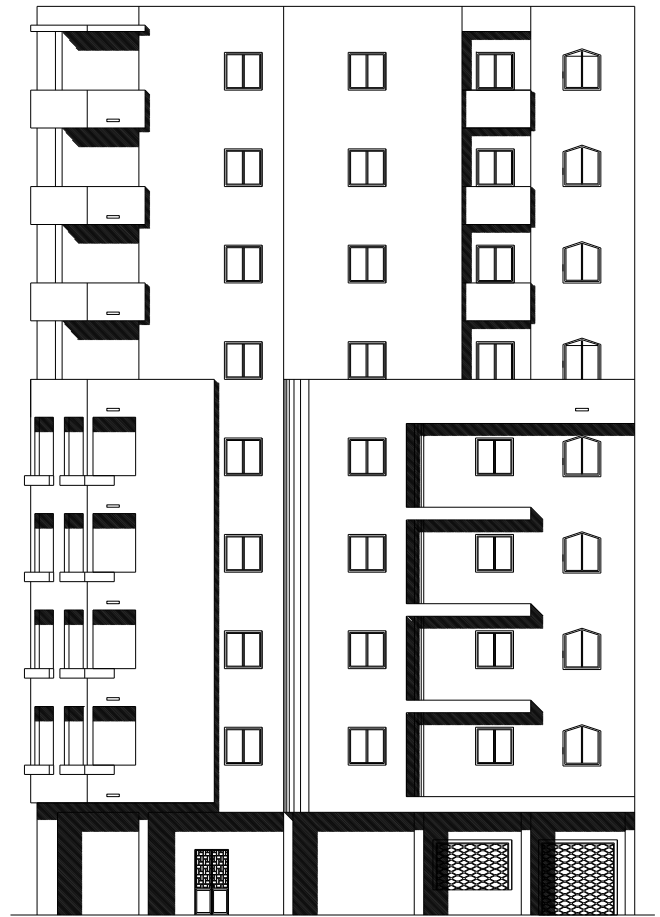
LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.

- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène



FACADE PRINCIPALE 1



FACADE PRINCIPALE 2

CHAPITRE I

INTRODUCTION

I. INTRODUCTION GENERALE

I.1. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Cette thèse concerne la conception et l'étude d'un système de contreventement optimal pour un bâtiment en **Sous Sol + RDC + 8 Étages** à usage d'habitation avec des locaux de commerces et stockages respectivement au niveau de RDC et de sous sol.

L'ouvrage étudié sera implanté à TLEMCEM, classé selon le RPA 99 version 2003 (ADDENDA AUX REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de faible sismicité (**zone I**) et de groupe d'usage 2. Notre étude sera conforme aux exigences des règles CBA93.

Le bâtiment est sous forme de " **L** " en plan. La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier et un ascenseur,

Les façades sont constituées par des maçonneries en briques creuses doubles cloisons de et par des voiles.

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux et pleines assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.

Les dimensions en plan et en élévation du bâtiment sont :

- Longueur **L = 19 m**
- Largeur **I = 15,7 m**
- La hauteur totale **Z = 28,56 m**
- La hauteur d'étage courant **h_e = 3.06 m**
- La hauteur de SS et RDC **h = 4.08 m**

I.2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.2.1. béton

Le béton est constitué d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

a) Résistance du béton à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression déterminée à 28 jours d'âges noté f_{c28} .

Pour le calcul, on va supposer que : $f_{c28} = 25$ MPa a 28 jours.

b) Résistance du béton à la traction : La résistance à la traction du béton f_{tj} est

déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \quad \text{en MPa}$$

c) Déformation longitudinale du béton

➤ Le module de déformation longitudinale instantané

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}, \quad E_{ij} = 32164.19 \text{ MPa}$$

➤ Le module de déformation longitudinale différé

Le module de déformation Longitudinale différé du béton E_{vj} est égal à :

$$E_{vj} = (11000/3) \cdot f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10721.4 \text{ MPa}$$

➤ Coefficient de Poisson

$\nu = 0.0$ dans le cas des ELU (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des ELS (section non fissurée)

➤ Contrainte ultime de béton

$$f_{bu} = (0.85 f_{c28}) / \gamma_b \quad \text{Donc :}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad (\text{situations durables})$$

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} \quad (\text{situations accidentelles})$$

d) Les Contraintes Limites

En se référant au règlement du BAEL. 91 [2], on distingue deux états limites :

1. Etat limite ultime « E.L.U »

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{Cas des actions courantes transitoires}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{Cas des actions accidentelles}$$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

2. Etat limite de service « E.L.S »

La contrainte limite de service est donnée par :

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

I.2.2.acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utilisons les types d'aciers suivants :

- a) Les ronds lisses (R.L) : FeE235
- b) Haute adhérences (HA) : FeE400
- c) Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing=6\text{mm}$ pour les dalles.

a) Contrainte limite de l'acier

1. Etat Limite Ultime « E.L.U »

On adopte le diagramme contrainte –déformations suivant avec :

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\begin{cases} 1,15 \text{ cas d'actions courantes} \\ 1,00 \text{ cas d'actions accidentelles} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

2. Etat limite de service « E.L.S »

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} fe, 150\eta\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} fe, 110\eta\right)$

η : Coefficient de fissuration tels que

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A

b) Module d'Elasticité de l'Acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égal à : $E_S=2. 105 \text{ MPa}$

Tableau I.2.1: Types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Rond lisse (ADX)	Armatures transversales	FeE235	$\varnothing 6$ et $\varnothing 8$	235
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	$0 \leq \varnothing \leq 6$	520

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II. PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but "le pré-calcul" des sections des différents éléments résistants de la structure selon les règles techniques algériennes " CBA93 et le RPA 99 ", tout en assurant la sécurité et l'économie de la construction.

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES

II.2.1. Dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis.

Ce type d'éléments travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs)

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

a) Résistance au feu

- $e=7$ cm pour une heure de coupe feu.
- $e=11$ cm pour deux heures de coupe feu.
- $e=17,5$ cm pour quatre heures de coupe feu.

On admet : $e = 15$ cm.

b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **15 cm**.

c) Résistance à la flexion :

Dans notre cas les dalles reposant sur 3 appuis « **triangulaire** » ont une portée égale à :

$$L_x = 3,46 \text{ m} = 346 \text{ cm.}$$

Et il y a une seule dalle reposant sur 4 appuis « **rectangulaire** » « dalle de l'escalier à la terrasse » .

$$L_x = 5,54 \text{ m} = 554 \text{ cm.}$$

Dalle sur trois appuis « **triangulaire** »

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$.

L_x : est la grande portée du panneau le plus sollicité.

$$6,7 < e < 8,65 \longrightarrow e = 8 \text{ cm.}$$

Dalle sur quatre appuis « rectangulaire »

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$

$$11.08 < e < 13.85 \longrightarrow e = 13 \text{ cm.}$$

D’après les conditions précédentes, on optera une épaisseur **15 cm**, pour toutes les dalles triangulaire et **20 cm** pour la dalle de terrasse.

II.2.2. Dalles en corps -creux

$$e \geq \frac{L_x}{22.5} \dots\dots\dots[1]$$

Avec L_x : le grand porté

e : l’épaisseur de la dalle corps creux

Pour : $L_x = 4 \text{ m}$ Donc : $e \geq 17.77 \text{ cm}$

On adopte un plancher de : **16+4 cm**.

II .3.ESTIMATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.3.1.EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES

a) dalle pleine

• **Plancher terrasse « triangulaire »**

1. Gravillon de protection (4 cm)-----	0,80	kN / m ²
2. Etanchéité multicouche (36S) -----	0,12	kN / m ²
3. Forme de pente (10 cm) -----	2,2	kN / m ²
4. Isolation thermique (liège 4 cm) -----	0,16	kN / m ²
5. Dalle pleine (15 cm , $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$) -----	3.75	kN / m ²
6. Enduit de plâtre(2 cm)-----	0,2	kN / m ²
	$\Sigma G = 7.23$	kN /m²

• **Plancher terrasse « rectangulaire »**

1. Gravillon de protection (4 cm)-----	0,80	kN /m2
2. Etanchéité multicouche (36S) -----	0,12	kN /m2
3. Forme de pente (10 cm) -----	2,2	kN /m2
4. Isolation thermique (liège 4 cm) -----	0,16	kN /m2
5. Dalle pleine (20 cm , $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$) -----	5.00	kN /m2
6. Enduit de plâtre(2 cm) -----	0,2	kN /m2
	$\Sigma G = 8.48$	kN /m²

- **Plancher courant**

1. Carrelage (e = 2cm) ----- (0,02) . (20) = 0,40 kN/ m²
2. Mortier de Pose (2cm) ----- (0,02). (20) = 0,4 kN/ m²
3. Lit de sable (3cm) ----- (0,03) .(18) = 0,54 kN/ m²
4. Dalle pleine (15 cm)----- = 3,75 kN/ m²
5. Enduit de plâtre (2 cm) ----- (0,02) .(10) = 0,20 kN/ m²
6. Cloisons légères(10 cm) ----- = 1,0 kN/m²

$$\Sigma G = 6.29 \text{ kN / m}^2$$

b) Dalles en corps -creux

- **Plancher terrasse**

1. Gravillon de Protection (e = 4 cm) ----- = 0,80 kN / m²
2. Etanchéité multicouche (36S)----- = 0,12 kN/ m²
3. Forme de pente (10 cm) ----- = 2,20 kN /m²
4. Isolation thermique (liège e = 4 cm) ----- = 0,16 kN / m²
5. Dalle de compression +corps creux (16+4) cm = 2,85 kN / m²
6. Enduit de plâtre (2 cm)----- = 0,20 kN / m²

$$\Sigma G = 6.38 \text{ kN / m}^2$$

- **Plancher courant**

1. Carrelage (e=2cm) ----- = 0,40 kN/ m²
2. Mortier de Pose (2cm) ----- = 0,40 kN/ m²
3. Lit de sable (3cm) ----- = 0,54 kN/ m²
4. Dalle de compression +corps creux (16+4cm) = 2,85 kN/ m²
5. Enduit de plâtre (2 cm) ----- = 0,20 kN/ m²
6. Cloisons légères (10 cm) ----- = 1,0 kN/m²

$$\Sigma G = 5.39 \text{ kN / m}^2$$

c) Maçonnerie
Mur extérieur à double cloison

1. Enduit en plâtre intérieur (e=2cm)----- (0,02) . (10) = 0,20 kN/m²
2. Briques creuses (10cm) ----- (0,10). (9) = 0,90 kN/m²
3. L'âme d'air (5 cm) ----- 0 . (0,05) = 0 kN / m²
4. Enduit en ciment extérieur (2cm) ----- (0,02). (18) = 0,36 kN/m²
5. Briques creuses (10cm) ----- (0,10). (9) = 0,9kN/m²

$$\Sigma G = 2,36 \text{ kN / m}^2$$

d) Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

*S : la surface transversale totale de l'acrotère

* ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Le poids du revêtement : $G_2 = 2 \times 0,015 \times 0,6 \times 18 = 0,32 \text{ kN/ml}$

$G = G_1 + G_2 = 2,05 \text{ kN/ml}$

II.3.2. Les surcharges d'exploitations

Vu la nature des planchers et leurs usages, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

Acrotère	$q = 1,0 \text{ kN/ml}$
Plancher terrasse (inaccessible)	$q = 1,0 \text{ kN/m}^2$
Plancher courant (habitation)	$q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
Plancher RDC (commerce)	$q = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Escaliers	$q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
Balcon	$q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES**II.4.1. Introduction**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL. Les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien. Elles doivent vérifier aussi la rigidité qui s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux.

II.4.2. Etapes de prédimensionnement**a) dimensions minimale**

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0,6h \leq b \leq h$

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

b) Selon le RPA 99(Ver .2003) pour la zone I

La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 25 \text{ cm}$.

La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$.

Le rapport hauteur largeur doit être : $h/b \leq 4$.

Tableau II.1 : Choix des sections des poutres

		L_{\max} (m)	h (cm)	h_{choix} (cm)	b (cm)	b_{choix} (cm)	Vérification (RPA99Ver.03)
Plancher courant	Poutre P	4.22]28,42.2[40]24,40[35	Oui
	Poutre S	3.95]26.3,39.5[35]21,35[30	Oui
	Poutre à dalle pleine	5.27]35,52.7[50]30,50[35	Oui
Plancher terrasse	Poutre P	4.37]29,43.7[40]24,40[35	Oui
	Poutre S	4.1]27.3,41[35]21,35[30	Oui
	Poutre à dalle pleine	5.55]36.6,55.5[50]30,50[35	Oui

II.5. LES POTEAUX

II.5.1 Introduction

Les poteaux sont prédimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive.

Chaque type de poteaux est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.5.2. Etapes de prédimensionnement

Calcul de la surface reprise par chaque poteau.

Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 »

Vérifier la section à ELS.

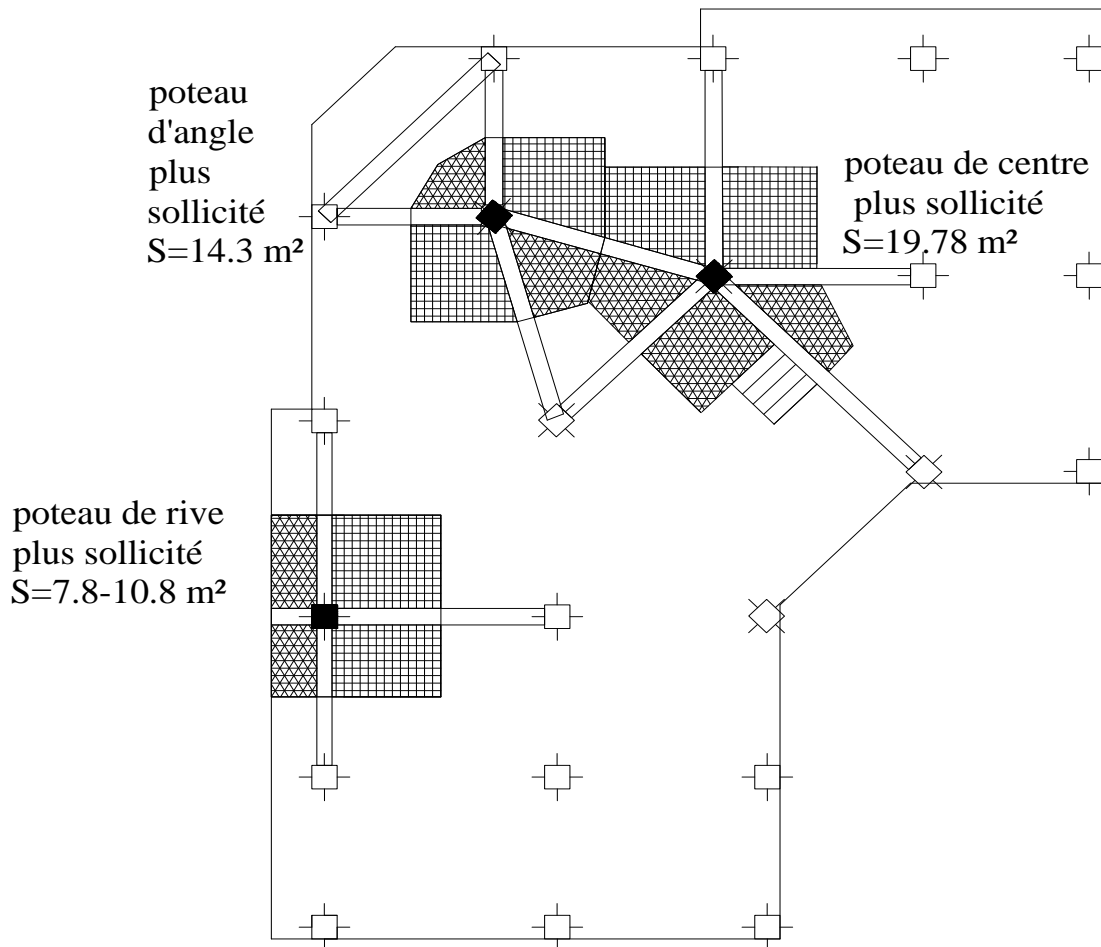


Figure II.1 : Les poteaux plus sollicités

a) Loi de dégression

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.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q₀: La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Tableau II.2 : Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P8	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P7	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P6	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
P4	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,0
P3	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P2	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	8,497
P1	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	9,28
P0	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	12,39

b) Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : Élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.

* γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.

* f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400MPa$).

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$).

* A_s : Section d'acier comprimée.

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle $1cm$ d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

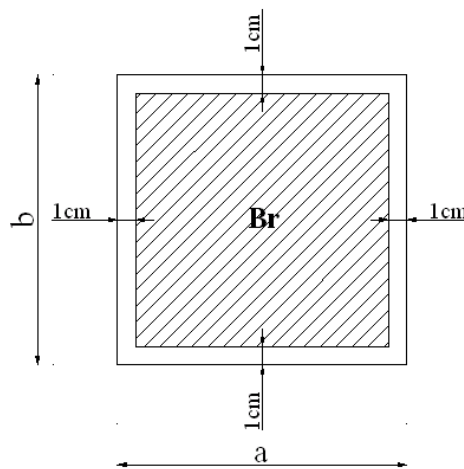


Figure II.2: Section réduite d'un poteau

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066N_u$$

Les étapes

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

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

c) Le minimum requis par “RPA99 version 2003”

Pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 25\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

(a ;b) : Dimensions de la section.

h_e: Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

d) Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6f_{c28} \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS (N_{ser}=N_G+N_Q).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures (A_s=1%B).

n: Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 15MPa$$

II.5.3. Les poteaux centraux

Selon le CBA93, les charges permanentes et les charges d'exploitation appliquées dans les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive seront majorées à 10%.

➤ Poids revenant au poteau de 8^{ème} étage

Poids de plancher terrasse	$G_{pt}=9,38 \times 6,38 + 10,4 \times 7,28 = 135,55 \text{ kN}$
Poids de la poutre p	$G_{pp}=2,53 \times 0,40 \times 0,35 \times 25 = 8,85 \text{ kN}$
Poids de la poutre s	$G_{ps}=2,1 \times 0,35 \times 0,30 \times 25 = 5,5 \text{ kN}$
Poids de poutre de dalle pleine	$G_{ppl} = 8,19 \times 0,35 \times 0,5 \times 25 = 35,83 \text{ kN}$
	$G_8 = 185,7 \text{ kN}$

➤ Poids revenant au poteau de s/sol

Poids de plancher courant	$G_{pt}=9,38 \times 5,39 + 5,86 \times 6,29 = 87,42 \text{ kN}$
Poids de palier et de Paillasse	$G_{esc}=1,44 \times 10,2 + 3,1 \times 6,7 = 35,44 \text{ kN}$
Poids de la poutre p	$G_{pp}=2,53 \times 0,40 \times 0,35 \times 25 = 8,85 \text{ kN}$
Poids de la poutre s	$G_{ps}=2,1 \times 0,35 \times 0,30 \times 25 = 5,5 \text{ kN}$
Poids de poutre de dalle pleine	$G_{ppl} = 8,19 \times 0,35 \times 0,5 \times 25 = 35,83 \text{ kN}$
Poids du poteau	$G_p=0,30 \times 0,30 \times (4,08 - 0,50) \times 25 = 8,05 \text{ kN}$
	$G = 181,09 \text{ kN}$

➤ Poids revenant au poteau du RDC à 7^{ème} étage

Poids de plancher courant	$G_{pt} = 9,38 \times 5,39 + 5,86 \times 6,29 = 87,42 \text{ kN}$
Poids de palier et de Paillasse	$G_{esc} = 1,44 \times 10,2 + 3,1 \times 6,7 = 35,44 \text{ kN}$
Poids de la poutre p	$G_{pp} = 2,53 \times 0,40 \times 0,35 \times 25 = 8,85 \text{ kN}$
Poids de la poutre s	$G_{ps} = 2,1 \times 0,35 \times 0,30 \times 25 = 5,5 \text{ kN}$
Poids de poutre de dalle pleine	$G_{ppl} = 8,19 \times 0,35 \times 0,5 \times 25 = 35,83 \text{ kN}$
Poids du poteau	$G_p = 0,30 \times 0,30 \times (3,06 - 0,50) \times 25 = 5,76 \text{ kN}$
	$G = 178,8 \text{ kN}$

$$Q = \sum \text{surcharge} \times 15,24 + Q_{\text{esc n}}$$

Tableau II.3 : Dégression des surcharges des escaliers

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)	$Q_{\text{esc n}}$
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1	4,54
P8	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q$	3,5	15,89
P7	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,9(2Q)$	5,5	24,97
P6	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,8(3Q)$	7	31,78
P5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,7(4Q)$	8	36,32
P4	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,6(5Q)$	8,5	38,59
P3	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,5(6Q)$	8,5	38,59
P2	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,5(7Q)$	9,75	44,265
P1	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,5(8Q)$	11	49,94
P0	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,5(9Q)$	12,25	55,615

Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux centraux.

Niv	G_{maj} (kN)	Q_{maj} (kN)	$N_{u \text{ maj}}$ (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	choix	$N_{\text{ser maj}}$ (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérif
P8	185.7	19.78	280.36	185.04	15.60	30x30	40x40	205.48	1,45	OK
P7	364.5	49.45	566.25	373.72	21.33	30x30	40x40	413.95	2,94	OK
P6	543.3	76.15	847.68	559.47	25,65	30x30	40x40	619.45	3,37	OK
P5	400.95	99.88	691.10	456.13	23.35	30x30	40x40	500.83	2.72	OK
P4	722.1	120.65	1155.81	762.83	26.62	30x30	45x45	842.75	4.58	OK
P3	900.9	138.46	1423.90	939.8	32.65	30x30	45x45	1039.4	5.65	OK
P2	990.99	153.29	1567.77	1034.7	34.17	30x30	45x45	1144.3	4.91	OK
P1	1079.7	168.07	1709.7	1128.4	35.59	30x30	50x50	1274.8	5.36	OK
P _{RDC}	1258.5	183.56	1974.31	1303.04	38.09	30x30	50x50	1442.1	6.19	OK
P _{S/S}	1437.3	245.7	2308.90	1523.8	41.03	30x30	50x50	1683	5.85	OK

II.5.4. les poteaux D' Angle

➤ Poids revenant au poteau de 8^{ème} étage

Poids plancher terrasse	$G_{pt} = 5.54 \times 7,28 + 8.74 \times 6.38 = 90.1 \text{ kN}$
Poids de la poutre p	$G_{pp} = 3.23 \times 0,40 \times 0,35 \times 25 = 11.3 \text{ kN}$
Poids de poutre de dalle pleine	$G_{ppl} = 4,2 \times 0,35 \times 0,5 \times 25 = 18.37 \text{ kN}$
Poids de l'acrotère	$G_{ACR} = 2,117 \times 3.23 = \underline{6.84 \text{ kN}}$

$G_8 = 126,6 \text{ kN}$

➤ **Poids revenant au poteau du RDC à 7^{ème} étage**

Poids plancher courante	$G_{pc} = 5.54 \times 6,29 + 8.74 \times 5.39 = 81.9 \text{ kN}$
Poids de la poutre p	$G_{pp} = 3.23 \times 0,40 \times 0,35 \times 25 = 11.3 \text{ kN}$
Poids de poutre de dalle pleine	$G_{ppl} = 4,2 \times 0,35 \times 0,5 \times 25 = 18.37 \text{ kN}$
Poids du poteau	$G_p = 0.30 \times 0.30 \times (3.06 - 0.4) \times 25 = 5.98 \text{ kN}$
Poids de mur extérieur	$G_{MUR} = 2,26 \times ((3.06 - 0.4)) \times 3.23 = \underline{19.42 \text{ kN}}$

$G = 137 \text{ kN}$

➤ **Poids revenant au poteau du SS**

Poids plancher courante	$G_{pc} = 5.54 \times 6,29 + 8.74 \times 5.39 = 81.9 \text{ kN}$
Poids de la poutre p	$G_{pp} = 3.23 \times 0,40 \times 0,35 \times 25 = 11.3 \text{ kN}$
Poids de poutre de dalle pleine	$G_{ppl} = 4,2 \times 0,35 \times 0,5 \times 25 = 18.37 \text{ kN}$
Poids du poteau	$G_p = 0.30 \times 0.30 \times (4.08 - 0.4) \times 25 = \underline{8.28 \text{ kN}}$

$G_{SS} = 119.85 \text{ kN}$

Tableau II.5 : Choix des sections des poteaux D'Angle

Niveaux	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Nser (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	σ_{adm} (MPa)	Vérif.
P ₈	126,6	14,3	192,36	140,9	126,95	11,26	30x30	40x40	0,76	OK
P ₇	263,6	35,75	409,48	299,35	270,26	16,43	30x30	40x40	1,62	OK
P ₆	400,6	55,05	623,38	455,65	411,43	20,28	30x30	40x40	2,47	OK
P ₅	537,6	72,21	834,07	609,81	550,48	23,46	30x30	40x40	3,31	OK
P ₄	674,6	87,23	1041,55	761,83	687,42	26,21	30x30	45x45	3,27	OK
P ₃	811,6	100,1	1245,8	911,7	822,23	28,67	30x30	45x45	3,91	OK
P ₂	948,6	110,82	1446,8	1059,42	954,91	30,90	30x30	45x45	4,54	OK
P ₁	1085,6	121,50	1647,8	1207,1	1087,55	32,97	30x30	50x50	4,19	OK
P _{RDC}	1222,6	132,70	1849,5	1355,3	1220,70	34,9	30x30	50x50	4,71	OK
P _{S/S}	1342,4	177,17	2077,99	1519,57	1371,47	37,03	30x30	50x50	5,28	OK

II.5.5. Poteau de Rive

➤ **Poids revenant au poteau de 8^{ème} étage**

Poids de plancher terrasse	$G_{pt} = 1.7 \times 7,28 + 7.8 \times 6.38$	$= 64.26 \text{ kN}$
Poids de la poutre p	$G_{pp} = 2.8 \times 0,40 \times 0,35 \times 25$	$= 9.8 \text{ kN}$
Poids de la poutre S	$G_{ps} = 3.4 \times 0,30 \times 0,35 \times 25$	$= 8.9 \text{ kN}$
Poids de l'acrotère	$G_{ACR} = 2,117 \times 3.4$	$= 7.2 \text{ kN}$

$$\mathbf{G_8 = 90.2 \text{ kN}}$$

➤ **Poids revenant au poteau de 5^{ème} à 7^{ème} étage**

Poids de plancher courante	$G_{pc} = 1.7 \times 6,29 + 7.8 \times 5.39$	$= 55.2 \text{ kN}$
Poids de la poutre p	$G_{pp} = 2.8 \times 0,40 \times 0,35 \times 25$	$= 9.8 \text{ kN}$
Poids de la poutre S	$G_{ps} = 3.4 \times 0,30 \times 0,35 \times 25$	$= 8.9 \text{ kN}$
Poids de mur extérieur	$G_{MUR} = 2,26 \times ((3.06 - 0.35)) \times 3.4$	$= 20.8 \text{ kN}$
Poids du poteau	$G_p = 0.30 \times 0.30 \times (3.06 - 0.35) \times 25$	$= 6.1 \text{ kN}$

$$\mathbf{G_{5-7} = 100.8 \text{ kN}}$$

➤ **Poids revenant au poteau de 4^{ème} étage**

Poids de plancher courante	$G_{pc} = 2.9 \times 6,29 + 7.8 \times 5.39$	$= 64.5 \text{ kN}$
Poids de la poutre p	$G_{pp} = 3.15 \times 0,40 \times 0,35 \times 25$	$= 11 \text{ kN}$
Poids de la poutre S	$G_{ps} = 3.4 \times 0,30 \times 0,35 \times 25$	$= 8.9 \text{ kN}$
Poids de mur extérieur	$G_{MUR} = 2,26 \times ((3.06 - 0.35)) \times 3.4$	$= 20.8 \text{ kN}$
Poids du poteau	$G_p = 0.30 \times 0.30 \times (3.06 - 0.35) \times 25$	$= 6.1 \text{ kN}$

$$\mathbf{G_4 = 111.3 \text{ kN}}$$

➤ **Poids revenant au poteau de RDC à 3^{ème} étage**

Poids de plancher courante	$G_{pc} = 3.06 \times 6,29 + 7.8 \times 5.39$	$= 65.7 \text{ kN}$
Poids de la poutre p	$G_{pp} = 3.2 \times 0,40 \times 0,35 \times 25$	$= 11.2 \text{ kN}$
Poids de la poutre S	$G_{ps} = 3.4 \times 0,30 \times 0,35 \times 25$	$= 8.9 \text{ kN}$
Poids de mur extérieur	$G_{MUR} = 2,26 \times ((3.06 - 0.35)) \times 3.4$	$= 20.8 \text{ kN}$
Poids du poteau	$G_p = 0.30 \times 0.30 \times (3.06 - 0.35) \times 25$	$= 6.1 \text{ kN}$

$$\mathbf{G = 112.7 \text{ kN}}$$

➤ **Poids revenant au poteau du SS**

Poids de plancher courante	$G_{pc} = 7.8 \times 5.39$	$= 42.04 \text{ kN}$
Poids de la poutre p	$G_{pp} = 2.3 \times 0,40 \times 0,35 \times 25$	$= 8.05 \text{ kN}$
Poids de la poutre S	$G_{ps} = 3.4 \times 0,30 \times 0,35 \times 25$	$= 8.9 \text{ kN}$
Poids du poteau	$G_p = 0.30 \times 0.30 \times (4.08 - 0.35) \times 25$	$= 8.39 \text{ kN}$

$$\mathbf{G_{SS} = 67.4 \text{ kN}}$$

Tableau .II.6 : Choix des sections des poteaux de rive

Niveaux	G (kN)	Q (kN)	N _u (kN)	N _{ser} (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	σ _{adm} (MPa)	Vérif.
P8	90,2	9,5	135.72	99,7	89,57	11.46	30x30	40x40	0.63	OK
P7	191	23,35	292.72	214,75	193,19	15.89	30x30	40x40	1.52	OK
P6	291,8	35.80	447.63	327.6	295.43	19.19	30x30	40x40	1,78	OK
P5	392,6	46.96	600.45	439.56	396.27	21.9	30x30	40x40	2,39	OK
P4	493.4	56.73	751.18	550.13	495.8	24.27	30x30	45x45	2,99	OK
P3	594.2	65.1	899.82	659.3	593.88	26.37	30x30	45x45	3.58	OK
P2	695	72.07	1046.35	767.04	690.59	28.28	30x30	45x45	3.29	OK
P1	795.8	79.02	1192.86	874.82	787.27	30.05	30x30	50x50	3.64	OK
P _{RDC}	896.6	86.30	1339.86	982.9	884.31	31.74	30x30	50x50	4.22	OK
P _{S/S}	994.4	115.22	1519.32	1112.62	1002.75	33.67	30x30	50x50	3,86	OK

CONCLUSION

D’après les résultats finaux de pré dimensionnement des poteaux centraux, de rive et d’angle, on constate qu’il n y a pas une grande différence entre les sections des poteaux centraux d’angle et celles des poteaux de rive, donc on adopte pour les poteaux d’angle les même sections que celles des poteaux centraux.

Les résultats pré dimensionnements des poteaux sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau II.7 : Choix finale des sections des poteaux

Niveau	Tout les Poteaux
8	40x40
7	40x40
6	40x40
5	40x40
4	45x45
3	45x45
2	45x45
1	50x50
RDC	50x50
S/SOL	50x50

II.6.PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le Pré dimensionnement des voiles en béton armé sera justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires . » avec

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

Selon l'article 7.7.1 RPA99, l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme il est montré dans la figure II.3

$$e \geq h_e/25$$

RDC :

$$(h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow e \geq h_e/22 = 368/22 = 16,72 \text{ cm}$$

Etage courant et sous sol

$$(h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow e \geq h_e/22 = 266/22 = 12,09 \text{ cm}$$

Donc pour assure la continuité de même épaisseur des voiles On adopte :

$$e = 18 \text{ cm.}$$

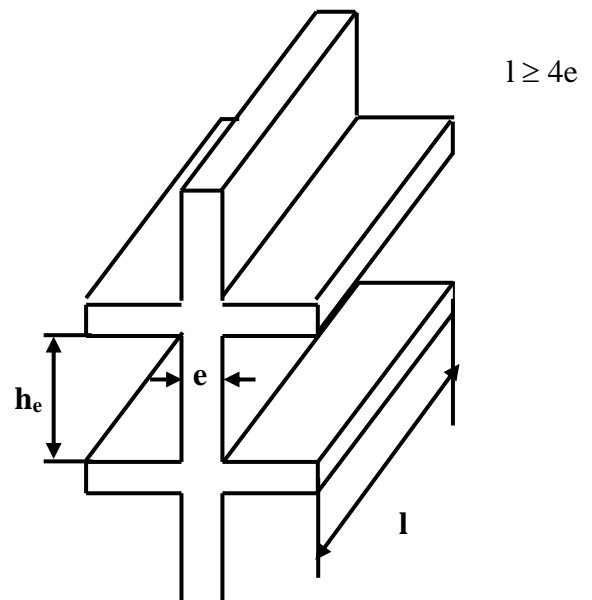


Figure II.3 : les dimensions de voile

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**III.1. ACROTÈRE****III.1.1 Introduction**

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur $b = 100$ cm

Hauteur $H = 60$ cm

Épaisseur $e = 10$ cm

Et les charges permanentes et d'exploitation :

$$G_T = 2,05 \text{ kN/ml}$$

$$Q_M = 1,00 \text{ kN/ml} \quad (\text{main courante})$$

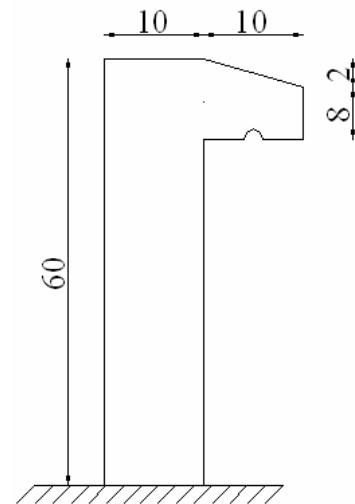
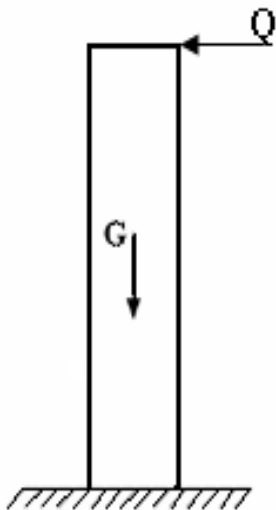


Figure III.1: Schéma statique de l'acrotère

III .1.2.Vérification au séisme

D’après le RPA99, les forces horizontales de calcul agissant sur les éléments secondaires sont calculées suivant la formule :

$$F_P \leq 1,5 Q$$

On a:

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d’usage appropriés ; groupe 2, zone I $A= 0,1$.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) éléments en console [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l’acrotère = 2,05 kN.

$$F_p=4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,117 = 0,68 \text{ kN.}$$

$F_P = 0,678 < 1,5Q = 1,5 \text{ kN/m}$ Donc l’acrotère résiste à la force horizontale.

Alors $G = 2,05 \text{ kN/ml}$ et $Q = 1 \text{ kN/ml}$

III .1.3.Calcul du ferrailage

$h=10 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc}=14,2 \text{ MPa}$; $c = c'=2 \text{ cm}$;

$d = h-c = 8 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$.

a) calcul des efforts internes

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U:

$$N_u = 1,35G = 2,86 \text{ kN.}$$

$$M_u = 1,5Q h = 0,9 \text{ kN.m.}$$

$$T_u = 1,5Q = 1,5 \text{ kN.}$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G = 2,05 \text{ kN.}$$

$$M_{ser} = Q h = 0,6 \text{ kN.m.}$$

$$T_{ser} = Q = 1 \text{ kN.}$$

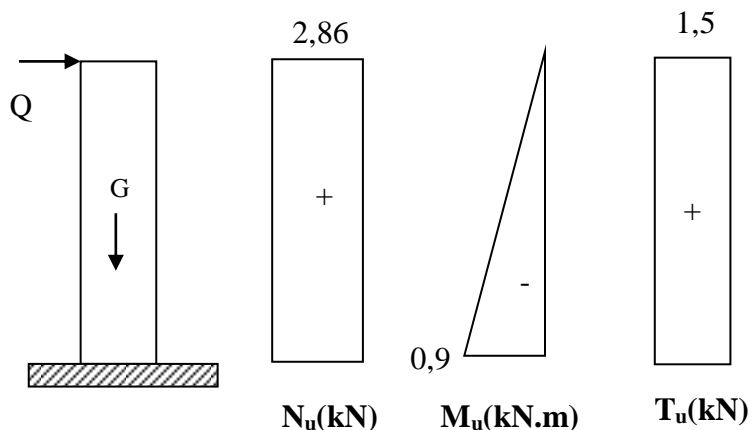


Figure III.3 : Diagrammes des efforts à l’ELU

b) Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,858} = 31,5 \text{ cm} \left. \vphantom{\frac{M_u}{N_u}} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

c) Armatures longitudinales

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,98 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,011$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0138$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,96 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,011 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f) \quad A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 35,4 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 27,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,27 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

d) Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 «modifié 99»

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non-fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,97 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **6T6 = 1,70 cm²**

Avec un espacement $s_{t1} = 20 \text{ cm} \leq s_{t\min} = \min [3h = 36 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$

e) Armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,42 \text{ cm}^2$$

On choisi 3T6=0,85 cm²

Avec un espacement $S_{t2} = 27,5 \text{ cm} \leq S_{t\min} = \min [4h = 48 \text{ cm}; 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm}$

III.1.4 Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau III. 1 : Vérification à l'ELS

M _{ser} (kN.m)	N _{ser} (kN)	e ₀ (cm)	section	e _a (cm)	C (cm)	P (cm ²)	q (cm ³)	y ₁ (cm)	y ₂ (cm)	y ₃ (cm)	y _c (cm)	y _{ser} (cm)
0.6	2.05	28.3	S.P.C	31.3	-23.34	-1586.3	-23926.4	-45.9	25.34	20.57	25.34	2

Vérification : $0 \leq y_{ser} \leq d \dots\dots\dots C.V$

III.1.5. Vérification des contraintes

a) Contrainte du béton

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] = 1184.67 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,05 \cdot 10^3 \times 253,4}{1184,67 \cdot 10^4} \right) \times 20 = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b) Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 40,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 0,00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^3} = 0,018\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

III.2.1 Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.2. Plancher à corps creux

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

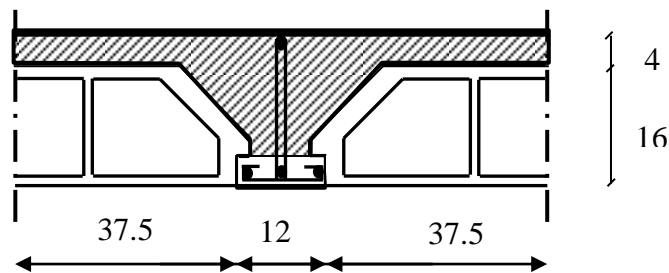


Figure III.4: Coupe verticale du plancher à corps creux

a) Étude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi-encastree aux poutres de rive.

1. Dimensions des poutrelles [1]

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{410}{25} \leq h \leq \frac{410}{20}$$

$$\Rightarrow 16,40 \leq h \leq 20,05 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20 \text{ cm} & ; & h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; & b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

2. Méthodes de calculs

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes.

➤ **Méthode forfaitaire**

➤ **Domaine d'application**

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,85 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

➤ **Exposé de la méthode**

- **Moment en travée**

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec : M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

- **Moment sur appuis**

- $M = 0,2M_0 \dots\dots\dots$ Appuis de rive.
- $M = 0,6M_0 \dots\dots\dots$ Pour une poutre à deux travées.
- $M = 0,5M_0 \dots\dots\dots$ Pour les appuis voisins aux appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $M = 0,4M_0 \dots\dots\dots$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

☞ **Méthode de CAQUOT**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode**

- **Moment sur appuis**

* $M_a = 0,15M_0$Appuis de rives

* $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \dots\dots\dots$ Appuis int ermédiaires

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- **Moment en travée**

$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l_w » à gauche et « l_e » à droite, avec :

$l_w = 1$pour une travée de rive

$l_w = 0,81$pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

- **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

- **La 1^{ère} étape**

Avant le coulage de la table de compression

Poutrelle de travée L=4,10m

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
Son poids propre.

Poids du corps creux.

Surcharge due à l'ouvrier Q= 1 kN/m²

✎ *Évaluation des charges et surcharges*

➤ **Charges permanentes**

Poids propre de la poutrelle.....0,12x0,04x25= 0,12 kN/ml

Poids du corps creux.....0,65x0,95= 0,6175 kN/ml

G= 0,737 kN/ml

➤ **Charges d'exploitation**

Q=1x0,65= **0,65 kN/ml**

➤ **Combinaison des charges**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q= 1.97 \text{ kN/ml}$.

E.L.S : $q_{ser}=G+Q= 1.38 \text{ kN/ml}$.

➤ **Calcul des moments**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1,97 \times (4,10)^2}{8} = 4,14 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{1,38 \times (4,10)^2}{8} = 2,9 \text{ kN.m}$$

✎ *Ferraillage*

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$M_u= 4,14 \text{ kN.m}$; $b= 12 \text{ cm}$; $d= 3,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc}= 14,17 \text{ MPa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 1.98 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires. Mais en pratique, il est impossible de les placer, car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

- **La 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression**

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té ».

✎ **Évaluation des charges et surcharges**

Les tableaux suivants illustrent

Tableau III.2 : Évaluation des charges et surcharges

	Plancher terrasse	Plancher courant
G (kN/m)	4.15	3.5
Q (kN/m)	0.65	0.97

Tableau III.3 : Évaluation des charges à l'ELU et à l'ELS

	Plancher terrasse	Plancher courant
q _u (kN/m)	6.57	6.18
q _s (kN/m)	4.8	4.47

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

✎ **Calcul des efforts internes**

a) **Poutrelle à une seule travée**

Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$

Moment sur appui : $M_a = 0,20M_0$

Tableau III.4 : les efforts internes des poutrelles à une seule travée.

	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)	T(kN)
ELU	7.64	6.49	1.52	10.01
ELS	5.58	4.74	1.11	7.32

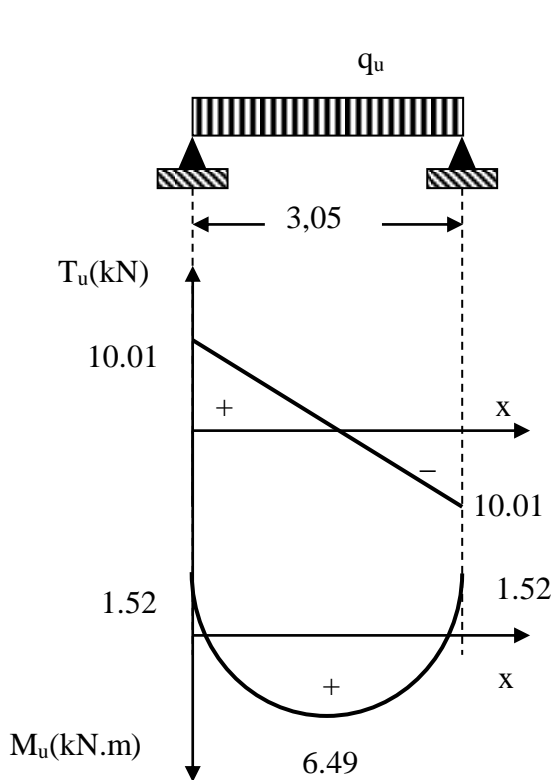


Figure III.5 : diagrammes des efforts internes
Poutrelles à une seule travée à l'ELU

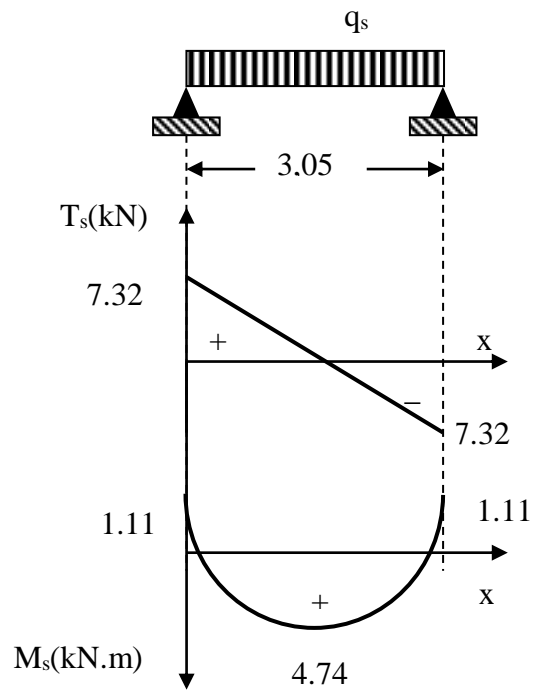


Figure III.6 : diagrammes des efforts internes
Poutrelles à une seule travée à l'ELS

b) Poutrelle à deux travées :

Tableau III.5 : les efforts internes des poutrelles à deux travées.

	Travée A-B					Travée B-C				
	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
ELU	1.42	4.28	8.93	8.72	10.66	4.28	1.52	6.63	10.92	9.11
ELS	1.04	3.13	6.52	6.37	7.78	3.13	1.11	4.85	7.98	6.65

Les diagrammes des efforts internes sont les suivants :

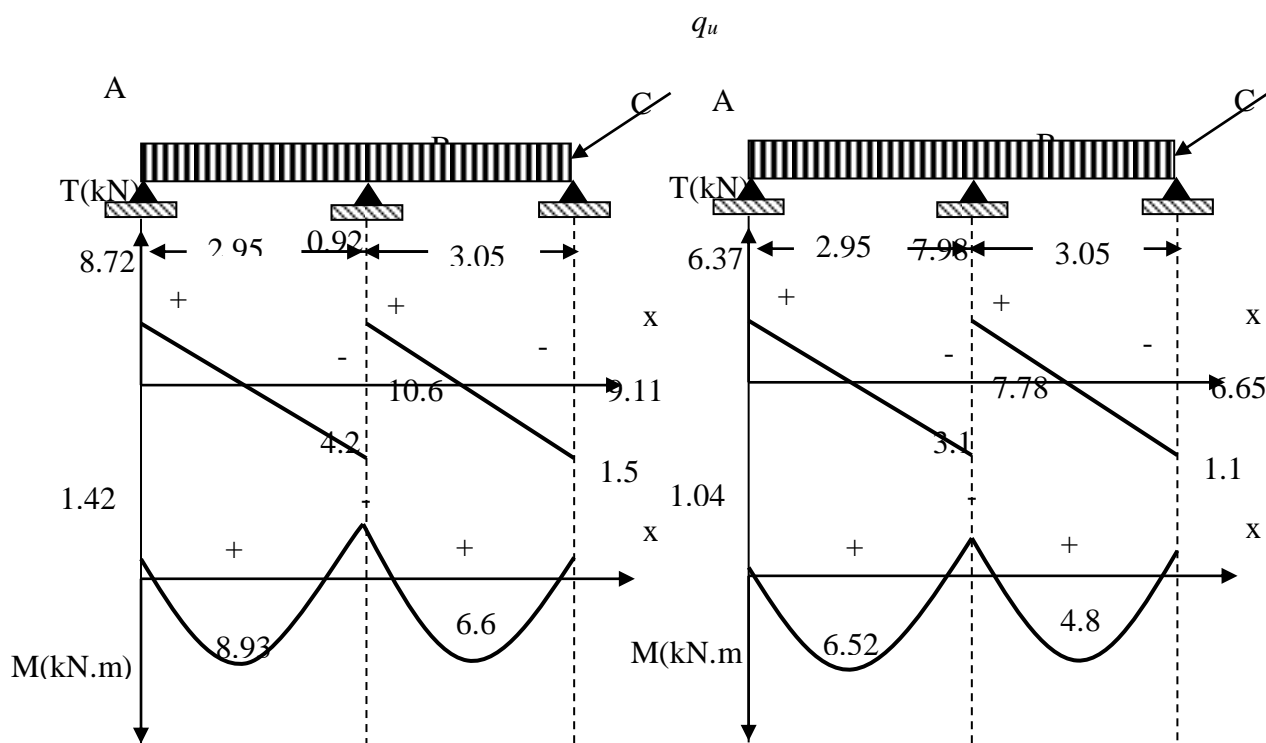


Figure III.7 : diagrammes des efforts internes
Poutrelle à deux travées à l'ELU

Figure III.8 : diagrammes des efforts internes
Poutrelle à deux travées à l'ELS

c) Poutrelles à trois travées

On utilise la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable, car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée).

Tableau III.6 : les efforts internes des poutrelles à trois travées.

	Appuis	1	2	3	4
	Travées	1-2	2-3	3-4	
	Longueur réelle (l)m	3.05	3.8	4.1	
	Longueur réduite (l')m	3.05	3.04	4.1	
ELU	M₀(kN.m)	7.46	11.86	13.8	
	M_a(kN.m)	-1.15	-7.16	-10.5	-2.07
	T_w(kN)	11.98	13.36	11.41	
	T_e(kN)	-8.04	-11.6	-15.5	
	M_I(kN.m)	4.54	2.82	8.65	
ELS	M₀(kN.m)	5.58	8.66	10.08	
	M_a(kN.m)	-0.84	-5.23	-7.67	-1.5
	T_w(kN)	8.75	9.57	8.33	
	T_e(kN)	-5.87	-8.47	-11.34	
	M_I(kN.m)	3.31	2.06	6.32	

d) Poutrelles à quatre travées :

On utilise la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable, car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée).

Tableau III.7 : les efforts internes des poutrelles à quatre travées.

Appuis	1	2	3	4	5	
Travées	1-2	2-3	3-4	4-5		
Longueur réelle (l)m	2.95	3.05	3.8	4.1		
Longueur réduite (l')m	2.95	2.44	3.04	4.1		
ELU	M₀(kN.m)	7.15	7.64	11.86	13.8	
	M_a(kN.m)	-1.07	-5.76	-6.01	-10.5	-2.07
	T_w(kN)	11.28	10.1	13.66	11.41	
	T_e(kN)	-8.1	-9.94	-11.3	-15.5	
	M_i(kN.m)	4.35	1.8	3.39	8.44	
ELS	M₀(kN.m)	5.22	5.58	8.66	10.08	
	M_a(kN.m)	-0.78	-4.21	-4.39	-7.67	-1.5
	T_w(kN)	8.24	7.37	9.97	8.30	
	T_e(kN)	-5.91	-7.25	-8.25	-11.34	
	M_i(kN.m)	3.17	1.31	2.47	6.20	

✎ **Calcul du ferrailage**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 8.93 \text{ kN.m.}$

$M_{au}^{max} = 10.5 \text{ kN.m.}$

$T_u^{max} = 15.5 \text{ kN.}$

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 6.52 \text{ kN.m.}$

$M_{aser}^{max} = 7.67 \text{ kN.m.}$

➤ **Ferrailage en travée**

Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.

Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ;$

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

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 59,07kNm$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table " b ".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.8: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu} (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	B	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
8.93	0,03	Oui	0	0,035	17,73	Oui	0,985	348	1,44

➤ **Condition de non-fragilité**

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48cm^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2.35 \text{ cm}^2$)

➤ **Ferrailage sur appuis**

On a : $M_{au}^{max} = 10.5 \text{ kN.m} < M_{tab} = 59.07 \text{ kN.m}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

Tableau.III.9 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{tu} (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	A	Z (cm)	$\mu < 0,186$	B	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
10.5	0,035	Oui	0	0,044	17,67	Oui	0,982	348	1.7

➤ **Condition de non-fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27\text{cm}^2$$

$$A_s = 1.7 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T10+1T12 ($A_s = 1.91 \text{ cm}^2$)

☞ **Vérification de l'effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 15.5\text{kN}$.

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0.71\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Au voisinage des appuis**

• **Appuis de rives**

- **Vérification de la compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 15.5\text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{15.5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 180} = 0,79\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 1.91\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,44\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{13.6610^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 180} = 0.7\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 1.91\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,42 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

☞ **Vérification à l'ELS**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n’y a pas de vérification à faire sur l’état de l’ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l’état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$, et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travée	6.52	2.35	5,31	8920,48	4,84	vérifiée
Appui	7.67	1.91	5,46	16405,60	4,34	vérifiée

☞ **Vérification de la flèche**

D’après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n’est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1. $h/L \geq 1/16$
2. $A_s / bd \leq 4,2 / f_e$
3. $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$

Nous avons : $h/L \geq 1/16 ; 0,05 < 0,062$

Pas vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire.

$$\bar{f} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm.}$$

Tableau III.11 : Vérification de la flèche

M(kN.m)	A(cm ²)	y (cm)	ρ	β ₁	σ _s (MPa)	μ	λ _i	λ _v
8.93	2.35	5.34	0.0123	0.85	319,7	0.070	3.34	1.33
I (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	L(m)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Δf < f _{adm}
22010,63	19623,6	22149,5	4.10	3,4	9,16	5.76	8,2	C.V

☞ **Ferraillage transversal**

L’acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (f_e= 235 MPa). Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Suivant le **RPA99** (Art.7.5.2.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec : $\phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_l \leq \min(5,71; 12; 12) = 5,71 \text{ mm}$. On adopte $\phi_l = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,036} = 15,83 \text{ cm}$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Ferrailage de la table de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si : $\left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} \quad (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{array} \right.$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles ($A_2 = \frac{A_1}{2}$)

$f_e = 520 \text{ MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \phi \leq 6 \text{ mm}$)

On a : $L = 65 \text{ cm}$ Donc on obtient : $A_1 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : $6T5 = 1,18 \text{ cm}^2$ et $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition

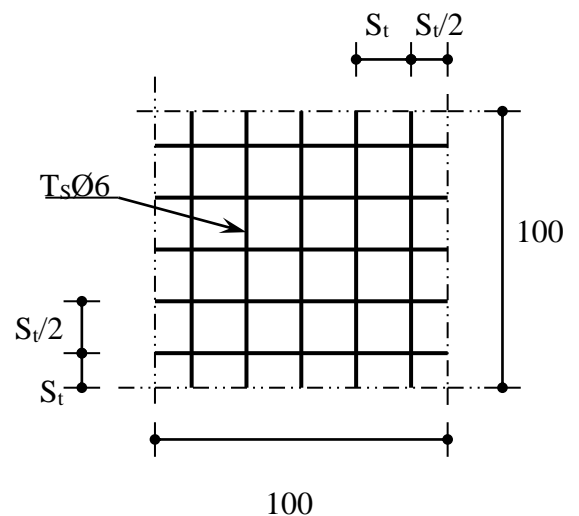


Figure III.9 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 6T5=1,18 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t=20 \text{ cm}$$

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

III.2.3. Calcul des dalles pleines

a) Introduction

Les dalles sont des éléments plans de faible épaisseur par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur noyau, reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Dans notre bâtiment, il existe 03 types de dalles.

b) Méthodes de calcul

Pour les dalles de forme irrégulière, il est préférable d'utiliser la méthode des lignes de rupture.

Cette méthode suppose une rupture le long de lignes droites séparant un certain nombre de plans qui tournent autour de ces lignes considérées comme des rotules plastiques.

c) Calcul les efforts internes

Travail extérieur = Travail intérieur.

$$T_{\text{ext}} = q \cdot S \cdot f_{\text{cdg}}$$

q: charge uniformément répartie.

S: surface de la région rigide.

f_{cdg} : flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{\text{int}} = M.L.\theta \quad \text{Où : } M: \text{moment de flexion ;}$$

L : projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation ; θ : l'angle de rotation.

d) Évaluation des charges

Tableau III.12 : Évaluation des charges et surcharges

		G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q _u (kN/m ²)	q _{ser} (kN/m ²)
Terrasse	Triangulaire	7,28	1	11,32	8,28
	Rectangulaire	8.53	1	13	9.53
Étages courants		6,29	1.5	10,74	7,79
RDC		6,29	5	16	11,29

1)Forme triangulaire :

• 1^{er} cas :

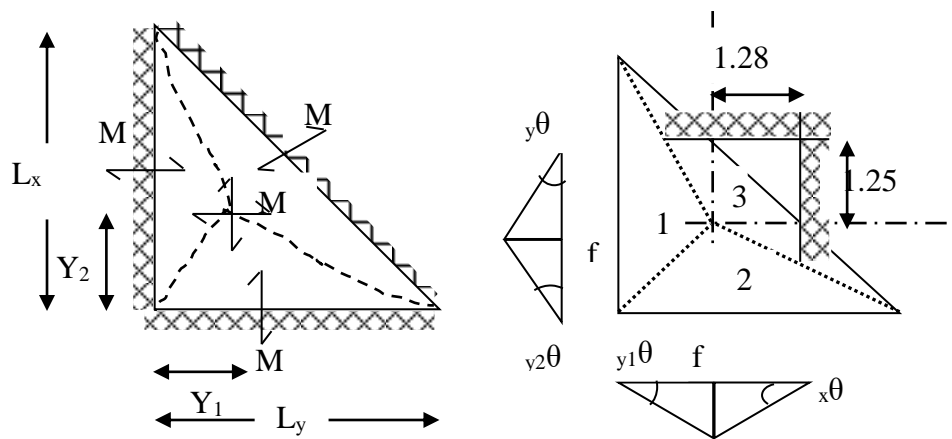


Figure III.10: Efforts dans la dalle triangulaire 1^{er} cas

Les appuis sont considérés comme des semi-encastremets

RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 3.65 \text{ m} \\ L_y = 3.7 \text{ m} \\ Q_u = 16 \text{ kN.m} \\ Y_1 = 1.23 \text{ m} \\ Y_2 = 1.21 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{T}_{\text{ext}} = \mathbf{T}_{\text{ext}}^1 + \mathbf{T}_{\text{ext}}^2 + \mathbf{T}_{\text{ext}}^3$$

$$\mathbf{T}_{\text{ext}} = q \cdot \left(3.7 \times 3.65 \times \frac{1}{2} \right) \frac{f}{3} = 2.25 \cdot q \cdot f$$

$$\mathbf{T}_{\text{int}} = \mathbf{T}_{\text{int}}^1 + \mathbf{T}_{\text{int}}^2 + \mathbf{T}_{\text{int}}^3$$

$$\mathbf{T}_{\text{int}} = M \cdot f \times [L_x \times (1.22 + 1.5/Y_1) + L_y \times (1.24 + 1.5/Y_2)]$$

Principe du travail virtuel $\mathbf{T}_{\text{ext}} = \mathbf{T}_{\text{int}}$

Et : $L_x = 3.65 \text{ m}$; $L_y = 3.7 \text{ m}$

$y_1 = 1.28 \text{ m}$; $y_2 = 1.25 \text{ m}$

$\Rightarrow 2.25 \text{ qf} = 18 \text{ Mf}$

Alors

$$\boxed{M = 0.125 \text{ q}_u}$$

$M_t = 0.125 \cdot q = 0.125 \times (16) = 2 \text{ kN.m}$; $M_a = M_t = 2 \text{ kN.m}$

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.65}{3.7} = 0.97 > 0.4$ donc la dalle travaille suivant les deux directions.

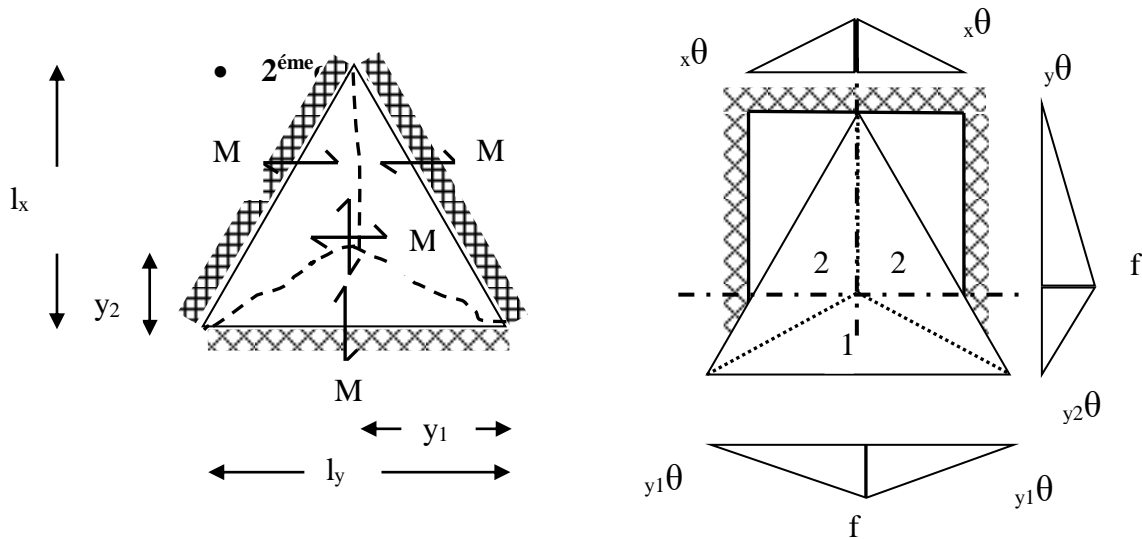


Figure III.11: Efforts dans la dalle triangulaire 2^{ème} cas

RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 3.46 \text{ m} \\ L_y = 4 \text{ m} \\ Q_u = 16 \text{ kN.m} \\ Q_s = 11.29 \text{ kN.m} \\ Y_1 = 2 \text{ m} \\ Y_2 = 1.15 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$T_{\text{ext}} = q \cdot \left(3.46 \times 4 \times \frac{1}{2} \right) \frac{f}{3} = 2.31 \cdot q \cdot f$$

$$T_{\text{int}} = M \cdot f \times [L_x \times (2.22 + 1.5 / y_1) + L_y \times 0.65] = 12.87 M f$$

Principe du travail virtuel $T_{\text{ext}} = T_{\text{int}}$

$$\Rightarrow 2.31 q f = 12.87 M f$$

Alors

$$M = 0.179 q_u$$

$$M_{t_u} = 0.179 \cdot q = 0.179 \times 16 = 2.86 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_u} = M_{t_u} = 2.86 \text{ kN.m}$$

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.46}{4} = 0.865 > 0.4$ donc la dalle travaille suivant les deux directions

Donc on prend :

$$M_a = M_t = 2,86 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ts} = 0.179 \times 11.29 = 2,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{as} = M_{ts} = 2,02 \text{ kN.m}$$

**2) Forme rectangulaire
Seulement Terrasse**

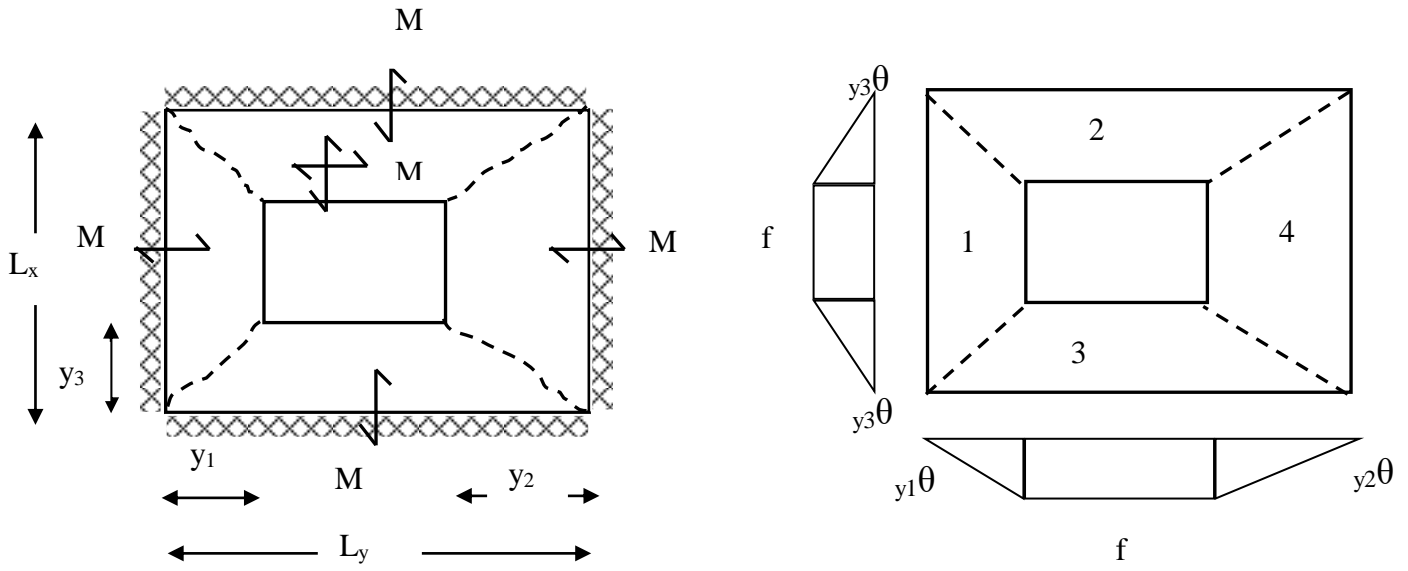


Figure III.12: Efforts dans la dalle rectangulaire

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 4 \text{ m} \\ L_y = 5.54 \text{ m} \\ Q_u = 13 \text{ kN.m} \\ Q_s = 9.53 \text{ kN.m} \\ Y_1 = 1.3 \text{ m} \\ Y_2 = 1.9 \text{ m} \\ Y_3 = 1.2 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$T_{ext} = 4T_{ext}^1 + T_{ext}^2 + 2T_{ext}^3 + 4T_{ext}^4 + T_{ext}^5$$

$$T_{ext} = 8.q.f$$

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

$$\Rightarrow T_{int} = 1.5M \cdot f \times [2Y_3 \times (1/1.3) + (2Y_1 + 2Y_2) \times (1/1.2) + 2Y_3 \times (1/1.9)]$$

$$T_{int} = 12.66Mf$$

Principe du travail virtuel $T_{ext} = T_{int}$

$$\Rightarrow 8qf = 12.66Mf$$

Alors

$$M = 0.632 q_u$$

On prend la charge maximale

$$M_t = 0.632 \cdot q = 0.632 \times 13 = 8.22 \text{ kN.m}, M_a = M_t = 8.22 \text{ kN.m}$$

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5.54} = 0.71 > 0.4$ donc la dalle travaille suivant les deux directions.

$$M_{ts} = 0.632 \times 9.53 = 6.02 \text{ kN.m}, M_{as} = M_{ts} = 6.02 \text{ kN.m}$$

e) Calcul du ferrailage

1) forme triangulaire

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

Béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$; $e = 3 \text{ cm}$.

Acier : FeE400 ; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$\varphi_l = 12 \text{ mm}$; $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

$$\text{Hauteur utile: } \begin{cases} d_x = 15 - 3 - \frac{1,2}{2} = 11,4 \text{ cm} \\ d_y = 11,4 - \frac{1,2 + 1}{2} = 10,3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Tel que: } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \text{ et } A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot B \cdot d}$$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III.13 : Calcul du ferrailage des dalles pleines triangulaires.

	M_u (kN.m)	μ	A	B	A (cm ²)	A' (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée et sur appuis /xx'	2,86	0.015	0.019	0.992	0.72	0	1.5
En travée et sur appuis /yy'	2,86	0.019	0.023	0.990	0.80	0	1.5

➤ Condition de non-fragilité

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections: $A_x = A_y = 3.14 = 4\text{HA}10$

➤ Condition d'espacement

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \bar{S}_t = \text{Min}[3h = 36 \text{ cm}, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

Suivant L_x :

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2 L_y + L_x}$$

$$\text{Donc: } V_{ux} = \frac{16 \times 3,46 \times 4}{2 \times 4 + 3,46} = 19,32 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{19,32 \times 10^3}{1000 \times 114} = 0.116 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Suivant L_y :

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_{uy} = \frac{3.46 \times 16 \times 4}{2 \times 3,46 + 4} = 20,27 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 20.27 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{20,27 \times 10^3}{1000 \times 103} = 0.196 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

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

➤ **Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée peu nuisible. Donc, il suffit de vérifier seulement la condition suivante : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Tableau III.14 : Vérification à l'E.L.S de forme triangulaire

	Mser (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
Suivant Lx	2.2	2.35	2.25	2232.51	2.03	15	Oui
Suivant Ly	2.2	2.35	2.36	2660.42	1.95	15	Oui

➤ **Vérification de la flèche**

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps.

Suivant L_x:

$$1- \frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{3.46} = 0.043 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{(C.N.V)}$$

$$2- \frac{h}{L_x} = 0.043 \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = \frac{2.86}{20 \times 16.89} = 0.0048 \quad \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

$$3- \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

Suivant L_y:

$$1- \frac{h}{L_x} = 0.027 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{(C.N.V)}$$

$$2- \frac{h}{L_y} = 0.027 \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_y} = 0.003 \quad \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

$$3- \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0.0014 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

Suivant les deux sens, les premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

➤ Calcul de la flèche

Suivant L_x :

$$A = 2.35 \text{ cm}^2 ; M_{ser} = 2.02 \text{ kN.m} ; y = 2.25 \text{ cm} ; I = 2232.51 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{2.02 \times 10^6}{2232.51 \times 10^4} \times (95 - 22.5) = 6.47 \text{ MPa}$$

$$L = 3.6 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 7.2 \text{ mm}$$

Tableau III.15 : Calcul de la flèche de la dalle triangulaire "1" suivant L_x

A (cm ²)	M (kN.m)	ρ	σ_s (MPa)	M	y (cm)	I (cm ⁴)
2.35	2.02	0.0024	6.47	0.675	2.25	2232.51
I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
3555.85	3555.85	1.50	4.48	2.98	7.2	c.v

Suivant L_y :

$$A = 1.50 \text{ cm}^2 ; M_{ser} = 2.02 \text{ kN.m} ; y = 1.75 \text{ cm} ; I = 1234.40 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{2.02 \times 10^6}{1234.40 \times 10^4} \times (95 - 17.5) = 11.07 \text{ MPa}$$

$$L = 3.6 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = 7.2 \text{ mm}$$

Tableau III.16 : Calcul de la flèche de la dalle triangulaire "1" suivant L_y

A (cm ²)	M (KNm)	ρ	σ_s (MPa)	M	y (cm)	I (cm ⁴)
1.50	2.02	0.0017	11.07	0.822	1.75	1232.51
I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
1215.75	1215.74	1.31	4.44	3.13	7.2	c.v

2) forme rectangulaire

De même manière, on procède au calcul du ferrailage des dalles pleines rectangulaires. Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Calcul du ferrailage des dalles rectangulaires.

	M_u (kN.m)	M	A	B	A (cm ²)	A' (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée et sur appuis/xx'	8,22	0,018	0.0227	0.991	1.36	0	1.5
En travée et sur appuis/yy'	8,22	0.021	0.0279	0.989	1,44	0	1.5

➤ Condition de non-fragilité

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc, adopte une section de 5 T 10 = 3.92 cm², suivant L_x et L_y , en travée et en appuis

➤ Condition d'espacement

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \bar{S}_t = \text{Min}[3h = 60 \text{ cm}, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

Suivant L_x :

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x}$$

$$\text{Donc: } V_{ux} = \frac{4 \times 13,01 \times 5,6}{2 \times 5,6 + 4} = 19,17 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{19,17 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0.1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

De même, suivant L_y :

$$V_{uy} = \frac{4 \times 13,01 \times 5,6}{13,6} = 21,42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{21,42 \times 10^3}{1000 \times 165} = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

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

➤ Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée peu nuisible, il suffit de vérifier : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau III.18 : Vérification à l'E.L.S de forme rectangulaire

	Mser (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
Suivant Lx	6.02	3.92	3.98	12828.55	1.86	15	Oui
Suivant Ly	6.02	3.92	3.85	11311.54	2.05	15	Oui

➤ **Vérification de la flèche**

On procède à la vérification de la flèche de la même manière qu'on a faite avec les dalles triangulaires. Finalement, dans les deux sens il y a des conditions qui ne sont satisfaites, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche**

Les résultats sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau III.19 : Calcul de la flèche de la dalle rectangulaire suivant L_x

A (cm ²)	M (kN.m)	P	σ_s (MPa)	M	y (cm)	I (cm ⁴)
3,92	6,02	0.0022	95,16	0	3,98	12828,55
I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	F _i (mm)	F _v (mm)	ΔF (mm)	F _{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
14111,4	14111,4	2,12	6,34	4,22	8	c.v

Tableau III.20 : Calcul de la flèche de la dalle rectangulaire suivant L_y

A (cm ²)	M (kN.m)	P	σ_s (MPa)	M	y (cm)	I (cm ⁴)
3,92	6,02	0.0023	101,15	0	3,85	11292,52
I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	F _i (mm)	F _v (mm)	ΔF (mm)	F _{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
12421,17	12421,17	4,72	14,17	9,45	10,6	c.v

III.3.ESCALIERS

III.3.1.Introduction

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment, elle se fait par les deux. Par ailleurs, on a deux types d'escalier :

- Escalier à deux volées (étages courants).
- Escalier à trois volées (RDC et sous-sol).

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs les divers niveaux d'une construction. La terminologie des escaliers montrés dans la figure suivante :

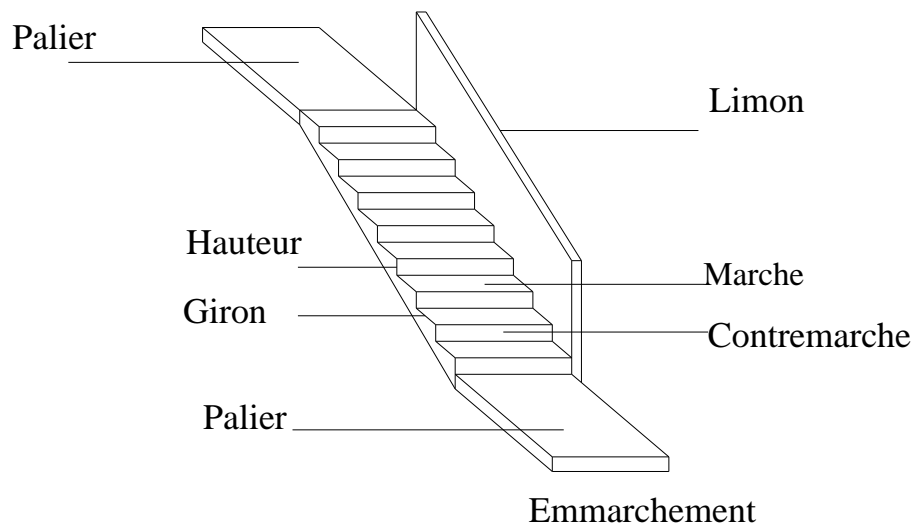


Figure III.13 : Terminologie des escaliers

III.3.2.Hypothèses de calcul

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$2h+g=64$ (1)

$n \times h=H$ (2)

$(n-1)g=L$ (3)

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$

Avec

n : La racine de l'équation.

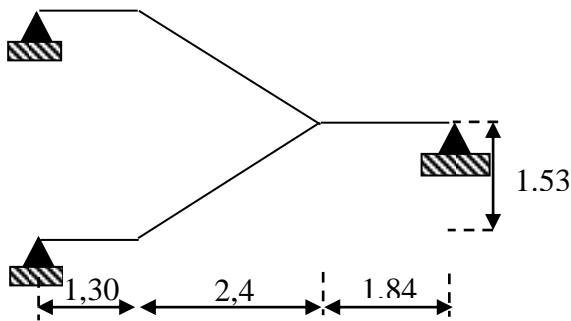
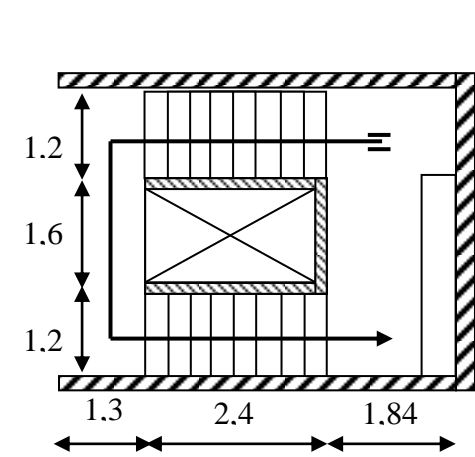


Figure III.14 : Escalier d'étage courant

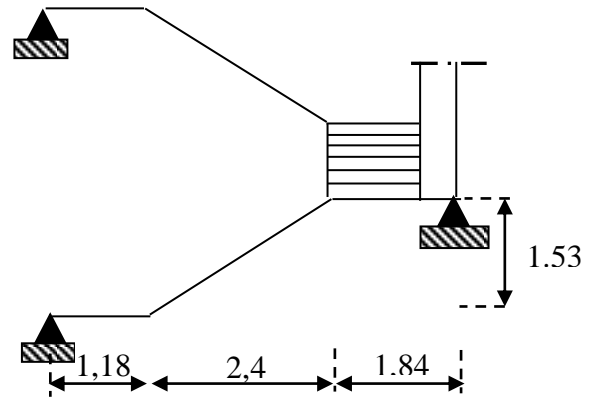
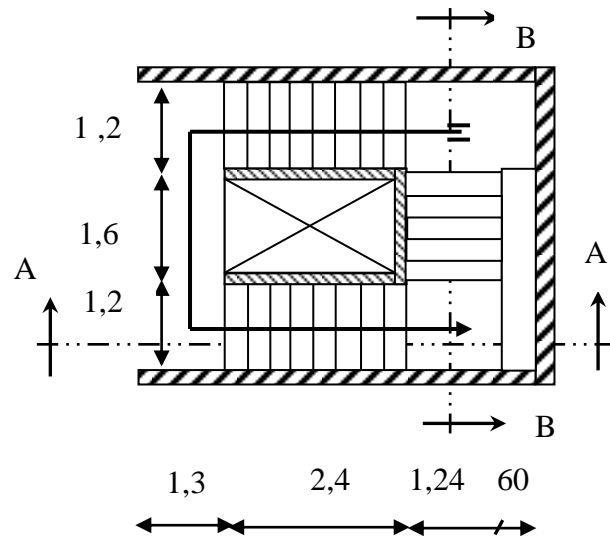


Figure III.15 : Escalier de RDC

a) Escalier d'étage courant

Ce type d'escalier composé de deux volées et un palier de repos intermédiaire.

b) Escalier de RDC

Ce type d'escalier composé de deux types de volées et deux paliers de repos.

III.3.3.PREMIER type de volée

$$64n^2 - n - 610 + 306 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,53 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 9$$

Donc on prend :

le nombre de contre marche $n = 9$

le nombre des marches $n - 1 = 8$

Alors :

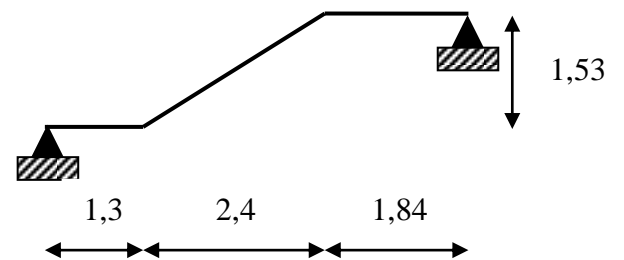


Figure III.16 : Schéma statique de la 1^{ère} volée

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m = 30 \text{ cm}$$

a) Vérification de l'équation de « *BLONDEL* » :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{CV}$$

b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 19.9 \leq e \leq 29.9 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,30 + 1,85 = \sqrt{(2,4)^2 + (1,53)^2} + 1,3 + 1,84 = 5.98 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications sont satisfaites.

c) Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,4} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.5^\circ$$

d) Évaluations des charges

1) Palier

Charges permanentes

Poids propre du palier	$25 \times 0,20 = 5.00 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
Carrelage	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
Enduit en plâtre	$0,02 \times 18 = 0.36 \text{ kN/m}^2$
Lit de sable	$18 \times 0.03 = 0.54 \text{ kN/m}^2$

$$\mathbf{G_1 = 6,7 \text{ kN/m}^2}$$

Charge d'exploitation :

$$\mathbf{Q_1 = 2,50 \text{ kN/m}^2}$$

2) Paillasse

Charges permanentes

Poids propre de la pailleasse	$(25 \cdot e / \cos\alpha) = 5,92 \text{ kN/m}^2$
Poids propre de la marche	$(25 \cdot h / 2) = 2,13 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose	$0,02 \cdot 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
Carrelage	$0,02 \cdot 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
Enduit en plâtre	$0,02 \cdot 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

$G_2 = 9,20 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation

$Q_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$

e) Combinaison des charges

ELU
 $qu_1 = 1.35 \cdot G_1 + 1.5 \cdot Q_1$
 $qu_2 = 1.35 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q_2$

ELS
 $qs_1 = G_1 + Q_1$
 $qs_2 = G_2 + Q_2$

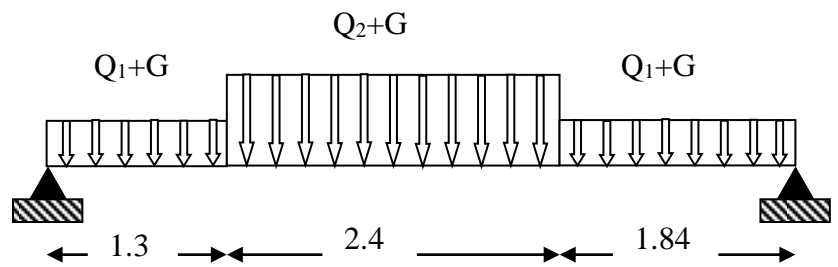


Figure III.17 : répartition des charges de la 1^{ère} volée

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.21 : Combinaison des charges de premier type

	$q_1 \text{ (kN/ml)}$	$q_2 \text{ (kN/ml)}$
ELU	12.78	16,17
ELS	9.2	11,7

Diagramme des efforts internes

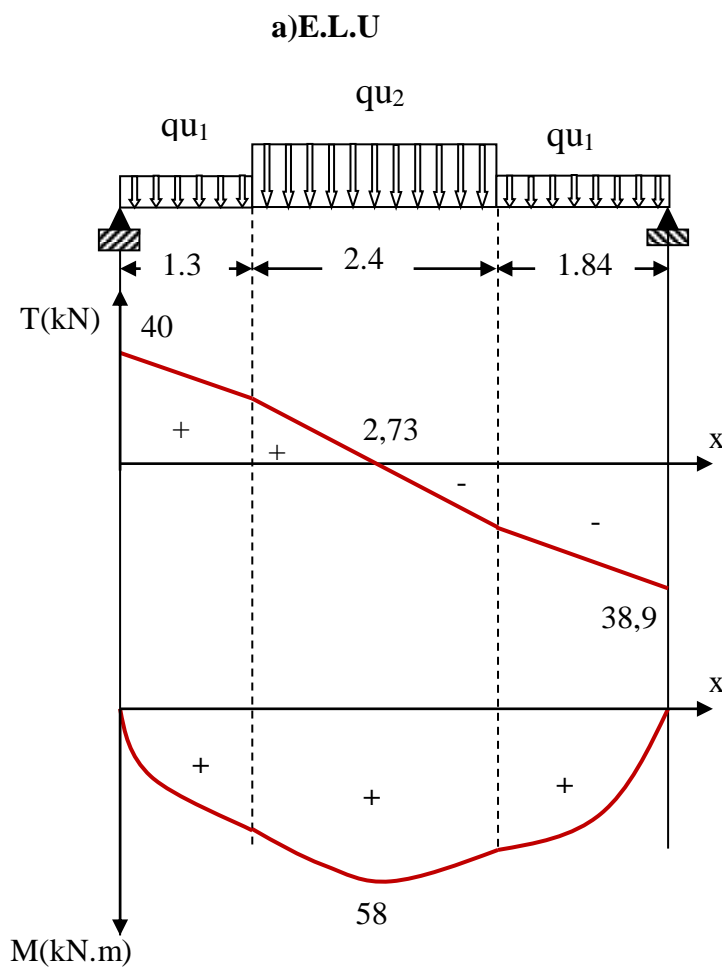


Figure III.18 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (RDC) de la 1^{ère} volée

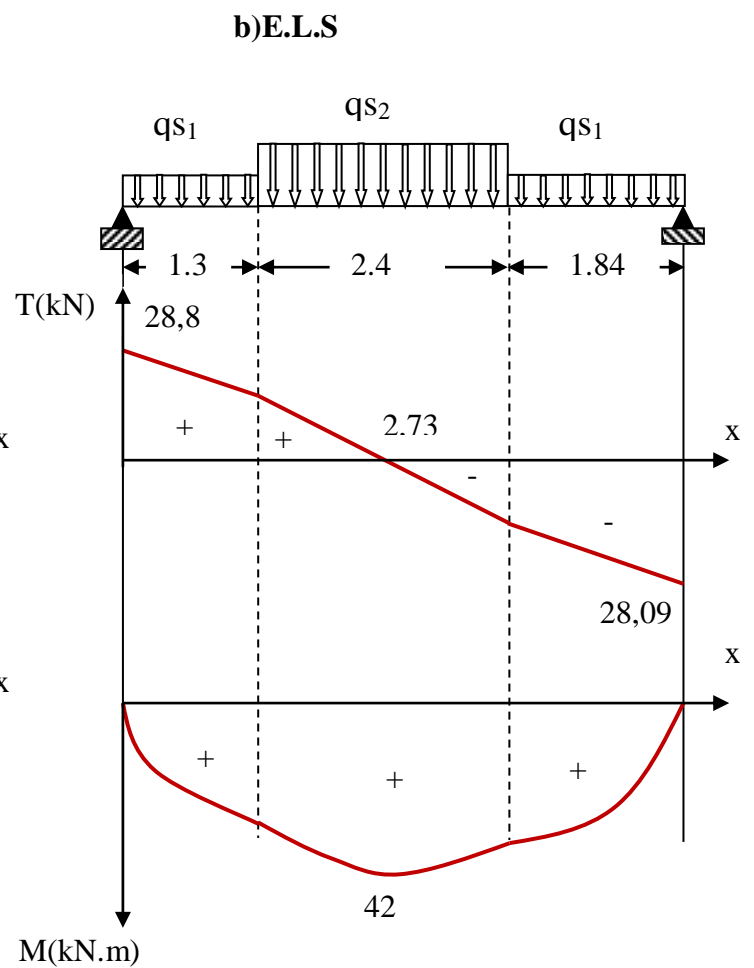


Figure III.19 : Diagramme des efforts internes à l'ELS (RDC) de la 1^{ère} volée

Récapitulation :

$$M_t = 0,85 M_{max}$$

$$M_a = 0,5 M_{max}$$

Tableau III.22: Récapitulation des résultats

	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)
E.L.U	50	29,4	40
E.L.S	36,12	21,25	28,87

III.3.4. Deuxième type de volée :

$$64n^2 - n - 418 + 204 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,53 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 6$$

Donc on prend :

le nombre de contre marche $n=6$

le nombre des marches $n-1=5$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m = 30cm$$

a) Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) cm \\ (16 \leq h \leq 18) cm \\ (22 \leq g \leq 33) cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 cm \\ h = 17 cm \\ g = 30 cm \end{cases} \quad CV$$

b) Détermination de l'épaisseur de la paille

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 14 \leq e \leq 21 cm$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,20 + 1,20 = \sqrt{(1,5)^2 + (1,02)^2} + 1,20 + 1,20 = 4,21 m$$

On prend donc l'épaisseur $e = 20 cm$

c) Angle d'inclinaison de la paille

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,02}{1,5} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

d) Évaluations des charges

1) Palier

$$G_1 = 6,7 kN/m^2$$

$$Q_1 = 2,50 kN/m^2$$

2) Paille

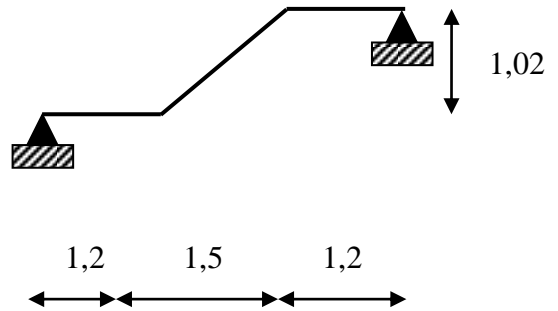


Figure III.20 : Schéma statique de la 2^{ème} volée

Les charges permanentes

Poids propre de la paillasse	$(25 \cdot e / \cos \alpha) = 6,05 \text{ kN/m}^2$
Poids propre de la marche	$(25 \cdot h / 2) = 2,13 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose	$0,02 \cdot 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
Carrelage	$0,02 \cdot 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
Enduit en plâtre	$0,02 \cdot 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

$G_2 = 9,34 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation

$Q_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$

e) Combinaison des charges

ELU

$qu_1 = 1,35 \cdot G_1 + 1,5 \cdot Q_1$

$qu_2 = 1,35 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_2$

ELS

$qs_1 = G_1 + Q_1$

$qs_2 = G_2 + Q_2$

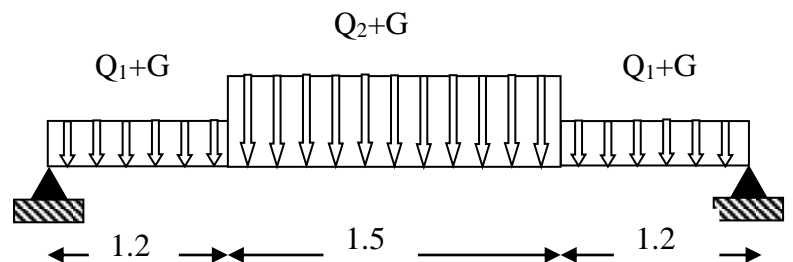


Figure III.21 : répartition des charge au 2^{ème} volée

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.23: Combinaison des charges de deuxième type

	q_1 (kN/ml)	q_2 (kN/ml)
ELU	<i>12,78</i>	<i>16,36</i>
ELS	<i>9,2</i>	<i>11,84</i>

Récapitulation

$M_t = 0,85 M_{max}$

$M_a = 0,5 M_{max}$

Tableau III.24: Récapitulation des résultats

	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)
E.L.U	24,23	14,25	27,6
E.L.S	17,52	10,30	19,92

Tableau III.25 : tableau de pré dimensionnement

Volées	Pré dimensionnement						Évaluations des charges				Les résultats			
	H (m)	h (m)	G (m)	N	L (m)	e cm	α°	G kN/m ²		Q kN/m ²	q _{1u}	q _{2u}	q _{1s}	q _{2s}
N° 01	1,53	0,17	0,3	9	2,4	20	32,50°	6,7	9,2	2,5	12,78	16,17	9,2	11,7
N° 02	1,02	0,17	0,3	6	1,5	20	34,21°	6,7	9,34	2,5	12,78	16,36	9,2	11,84

III.3.5.calcul des armatures

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; d=0,9h=18 .$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15; f_{c28} = 400 \text{ MPa} .$$

Tableau III.26: Ferrailage de l'escalier

	M _u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} / ml (cm ²)
Travée	50	0,109	Oui	0	0,145	16,96	8,46	6T14	9,23
Appuis	29,4	0,064	Oui	0	0,0828	17,4	4,85	4T14	6,15

b)Les armatures de répartition

1)En travées

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,31\text{cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 4,61\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de 4T12= 4.52 cm² .

2)En appuis

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,54\text{cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3,07\text{cm}^2 / \text{ml}$$

⇒ On prend 3T10 avec A_r = 2,35 cm² .

c) Espacement

1) Les armatures longitudinales

En travées: $S_t = 16.7\text{cm} < \text{Min}[3h = 60\text{ cm} ; 33\text{ cm}] = 33\text{ cm} \dots\dots(\text{C.V})$

En appuis: $S_t = 25\text{cm} < \text{Min}[3h = 60\text{ cm} ; 33\text{ cm}] = 33\text{ cm} \dots\dots(\text{C.V})$

2) Les armatures de répartitions

En travées: $S_t = 25\text{cm} < \text{Min}[4h = 80\text{ cm} ; 45\text{ cm}] = 45\text{ cm} \dots\dots(\text{C.V})$

En appuis: $S_t = 33\text{cm} < \text{Min}[4h = 80\text{ cm} ; 45\text{ cm}] = 45\text{ cm} \dots\dots(\text{C.V})$

III.3.6. vérifications nécessaires

a) Condition de non fragilité [7]

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17\text{ cm}^2$$

En travées : $A_s = 9,23\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17\text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

En appuis : $A_s = 6,15\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17\text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

b) Effort tranchant [1]

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

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{40 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,222\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa} \dots\dots\dots$$
vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 40 - \frac{50.10^3}{0,9 \times 180} = -268,64\text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

d) Vérification des armatures transversales

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,222 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

e) Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec :

n=15 ; c'=2cm ; d=18cm ; b=100cm ; A'_s=0

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III.27 : Vérification à l'E.L.S

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	36,12	9,23	5,81	27110,56	7,74	Vérifiée
Appui	21,25	6,15	4,91	19752,55	5,28	Vérifiée

f) Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L = 0.033 \geq 1/16 = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ A_s / bd = 0.003 \leq 4.2 / f_e = 0.01 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ h / L = 0.063 \geq M_t / 10M_0 = 0.1 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : Δf_T = f_v - f_i ≤ f̄

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad \text{avec } L = 5,98 \text{ m} > 5 \text{ m}$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i= 32164,20 MPa ; E_v= 10721,40 MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.28: Vérification de la flèche de l'escalier

M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
36,12	9,23	0,0051	217,40	4,12	1,65	0,6	75527,47	23928,6	37953,5

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 1,678 \text{ cm} \\ f_v = 3,17 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1,49 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{598}{500} = 1,696 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1,49 \text{ cm} < \bar{f} = 1,696 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

III.4. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE ET LES CONSOLES

Dans notre cas l'escalier d'étage courant composante une poutre palière et l'escalier de DRC composante deux types de console a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera en flexion simple.

III.4.1. poutre palière

a) Pré dimensionnement

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad ; \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$L = 4 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad 26,66 \leq h \leq 40 \quad \Rightarrow \quad h = 35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \quad 10,5 \leq b \leq 24,5 \quad \Rightarrow \quad b = 25 \text{ cm}$$

On prend la section (35X25) cm²

b) Vérification Vis-à-vis du RPA99 version 2003

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 1,4 < 4$$

c) Charge sollicitant de la poutre

$$R_{AU} = 38,93 \text{ kN à l'ELU .}$$

$$R_{Aser} = 28,09 \text{ kN à l'ELS.}$$

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_P = 0.35 \times 0.25 \times 25 = 2.19 \text{ kN/m .}$$

Donc :

$$P_U = 1.35 * 2.19 + 38.93 = 41.88 \text{ kN/m .}$$

$$P_{Ser} = 2.19 + 28.09 = 30.28 \text{ kN/m .}$$

d) Calcul des efforts

On a une poutre parfaitement encastree, on calcule les réactions (R_A, R_B) avec la méthode des trois moments qu'elle est utilisée en RDM.

$$R_A = R_B = PL/2$$

$$M_{\max} (\text{Appuis}) = M_A = M_B = PL^2/12$$

$$M_{\max} (\text{Travée}) = PL^2/24$$

ELU :

$$\text{Réaction d'appuis : } R_A = R_B = 83.76 \text{ kN}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_{\max} = R_A = 83.76 \text{ kN}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_{\max} (\text{Travée}) = 27.92 \text{ kN.m et } M_{\max} (\text{Appuis}) = 55.84 \text{ kN.m.}$$

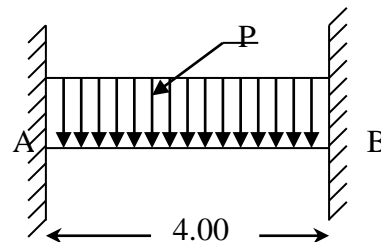


Figure III.22 : schéma statique de la poutre palière

Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant

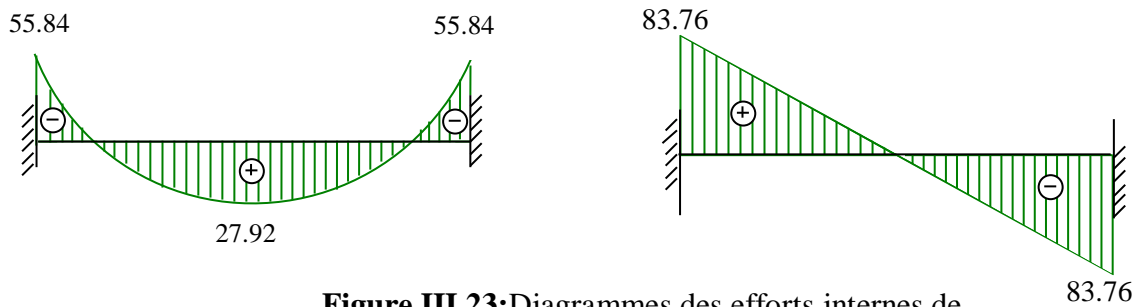


Figure III.23:Diagrammes des efforts internes de poutre palière à l'ELU

ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = 60.56 \text{ kN}$.

Effort tranchant : $T_{\max} = R_A = 60.56 \text{ kN}$.

Moment fléchissant : $M_{\max} (\text{Travée}) = 20.18 \text{ kN.m}$ et $M_{\max} (\text{Appuis}) = 40.37 \text{ kN.m}$.

Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant

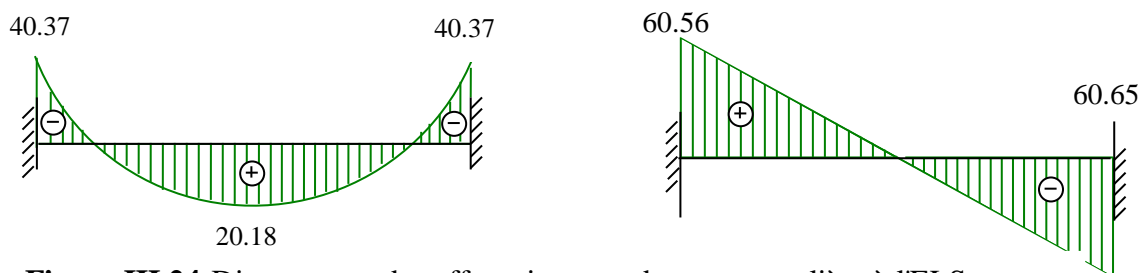


Figure III.24:Diagrammes des efforts internes de poutre palière à l'ELS

e) Ferrailage

1) Armatures longitudinales

ELU :

Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_s = 14.2 \text{ MPa}$

$h = 35 \text{ cm}$; $d = 33 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$.

Tableau III.29:Ferrailage de poutre palière

	$M_U (\text{kN.m})$	μ	α	β	$A_{s\text{cal}}$	$A_{s\text{choix}} (\text{cm}^2)$	$A_{s'} (\text{cm})$
En travée	27.92	0.072	0.093	0.963	2.52	4T10 = 3.14	0
En Appuis	55.84	0.14	0.189	0.924	5.26	4T14 = 6.15	0

2)Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{b * h}{1000} = 0.875 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s > A_{\min}$$

3)Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{83.76 * 10^3}{250 * 330} = 1.01 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible, donc :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots(\text{C.V})$

Zone d'appuis :

$$\frac{2 * V_u}{b_0 * a} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : a = Min [(b-c-2 cm) ; 0.9d] = Min [25-2-2 = 21 cm ; 0.9*33 = 29.7]=21 cm

Alors : $\frac{83.76 * 10^3 * 2}{250 * 210} = 3.19 \text{ MPa} \leq \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{C.V})$

$$V_u + \frac{M_u}{0.9 * d} < 0 \Rightarrow 83.76 * 10^3 + \frac{-55.84 * 10^6}{0.9 * 330} = -1.04 * 10^5 < 0 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

Donc la prolongation des armatures longitudinales n'ont pas nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant.

4)Contrainte de compression dans la bielle de béton

$V_{ud} = 83.76 \text{ kN} ;$

$$\overline{V_{ud}} = 0.4 * a * b_0 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \overline{V_{ud}} = 0.4 * 210 * 250 * \frac{25}{1.5} = 350 \text{ kN}$$

$\Rightarrow \overline{V_{ud}} > V_{ud} \dots\dots\dots(\text{C.V})$

5)Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis

$$\sigma_m = \frac{|V_{ud}|}{a * b_0} \leq \overline{\sigma_m} = 1.3 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow$$

$$\sigma_m = \frac{83.76 * 10^3}{210 * 250} = 1.59 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_m} = 1.3 * \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ (MPa)}.$$

6) Armatures transversales

Selon le RPA 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$S_t \leq \bar{S}_t = \text{Min}[0.9d = 29.7\text{cm}; 40\text{cm}] = 29.7 \text{ cm}$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = 1,00 \text{ cm}$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

$a_t = \frac{\pi * \phi_t^2}{4} = 50.26\text{mm}^2$

Alors : $A_t = n_t * a_t = 1 \text{ cm}^2$; $F_e = 235\text{MPa}$

$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} * K)}{0.9 F_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$

Avec :

$K = 1$ (en flexion simple) ; $\alpha = 90^\circ$

$A_t \geq \frac{\gamma_s * b_0 * S_t * (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 F_e} = \frac{1.15 * 250 * 150 * (1.01 - 0.3 * 2.1)}{0.9 * 235}$

Donc : $A_t = 1 \text{ cm}^2 > 0.77 \text{ cm}^2$ (C.V)

$\frac{A_t}{S_t} = 0.066 \geq 0.075$ ($A_t \geq 0.003 * S_t * b$) (C.N.V) « on déminer S_t »

Pour $S_t = 13 \text{ cm}$

$\frac{A_t}{S_t} = 0.076 \geq 0.075$

$S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} = 8.75\text{cm}; 12\phi \right] = 8.75\text{cm}$ (Zone nodale)

$\frac{A_t}{S_t} = 0.13 > 0.09$ (Zone nodale) (C.V)

$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}$

On adopte $S_t = 7$ cm, dans la zone nodale ; et $S_t = 13$ cm en dehors de la zone nodale, pour la section d'armatures transversale, on va choisir : $A_t = 2\phi 8 = 1\text{cm}^2$.

Section minimale :

$$A_t = 1\text{cm}^2 \geq A_{t\min} = \frac{0.4 * b_0 * S_t}{F_e} = \frac{0.4 * 250 * 130}{235} = 0.55\text{cm}^2$$

Alors : $A_t > A_{t\min}$ (C.V)

Les armatures déterminées à l'ELU sont suffisantes.

7)Vérification a l'ELS

La fissuration est considérée peu nuisible, donc il y a une vérification de la contrainte de

béton (σ_b) : $\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Tableau III.30: Vérification a l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	Y(cm)	I(cm ²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	20.18	3.14	0	9.42	33084.5	5.74	15	C.V
Apuis	40.37	6.15	0	12.24	54886.26	9	15	C.V

Conclusion : Les sections d'armatures acculées à l'ELU sont suffisantes.

8)Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$h/l \geq M_t / (10M_0) \Rightarrow (35/400) \geq 20.18 / (10 * 60.65) \Rightarrow 0.087 \geq 0.033 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\rho = A / (b * d) \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 6.15 / (25 * 33) = 0.0074 \leq 4.2 / 400 = 0.0105 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$h/l \geq 1/16 \Rightarrow 0.087 > 0.0625 \dots\dots\dots (C.V)$$

III.4.2. Les consoles

Dans l'escalier de RDC il y a deux types de console ,on étudie les efforts appliqués dans chaque console et prend le cas plus sollicité pour ferraillee .

On donne une section préliminaire de (35*25) cm², et on calcul les sollicitations.

a)Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} \quad (CV)$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} \quad (CV)$$

$h/b = 1,4 < 4$ (CV)

Tableau III.31 : Évaluation des charges des consoles et calcul des efforts internes

	1 ^{er} console	2 ^{ème} console
L(m)	1.84	1.2
R_U(kN)	27.60	38.93
R_S(kN)	19.42	28.09
Poids propre de consol (kN/m).	0,25 x 0,35 x 25 = 2.18	2.18
Poids de cloison (kN/m)	2.55 x 1.46 = 3.72	2.55 x 2.36 = 6.02
G(kN/m)	5.90	8.20
P_U(kN/m)	1.35 x G + R _u = 35.56	1.35 x G + R_u = 50
P_S(kN/m)	G + R _s = 25.82	G + R_s = 36.30
T_U(kN)	65.43	60
T_S(kN)	47.50	43.55
M_{aU}(kN.m)	60.19	36
M_{aS}(kN.m)	43.70	26.13

b) Diagrammes des efforts tranchant et moment fléchissant

- ELU :

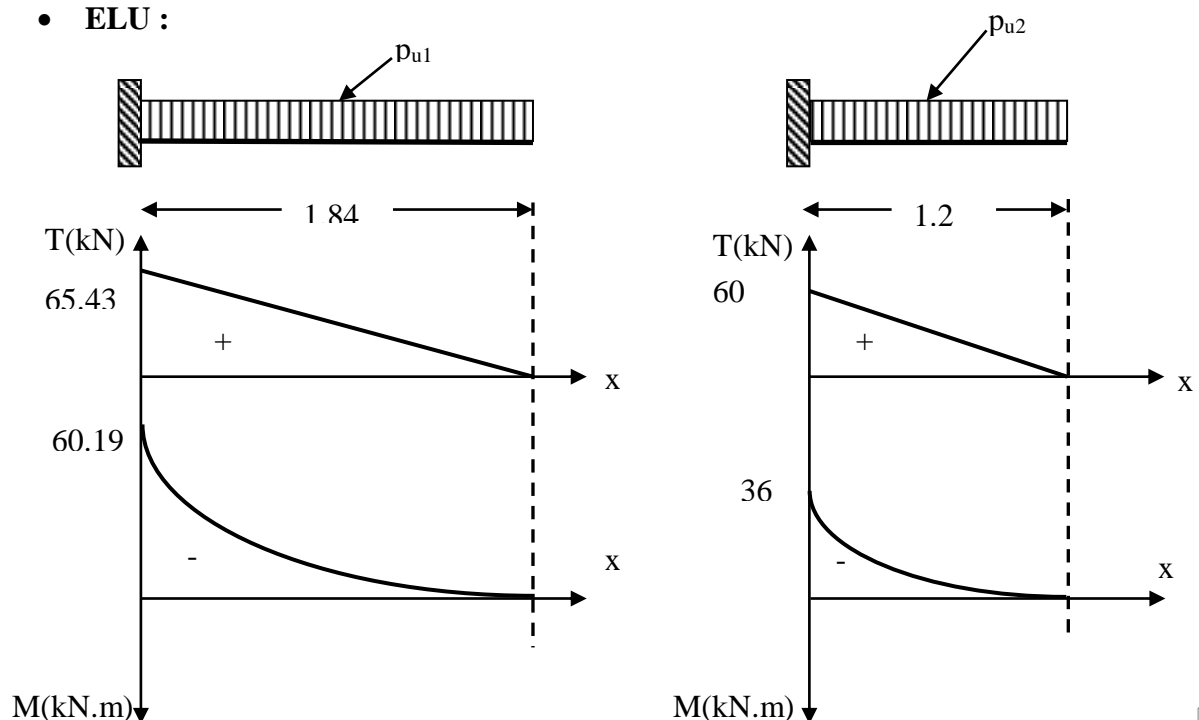


Figure III.25 : Diagrammes des efforts internes des consoles à l'ELU

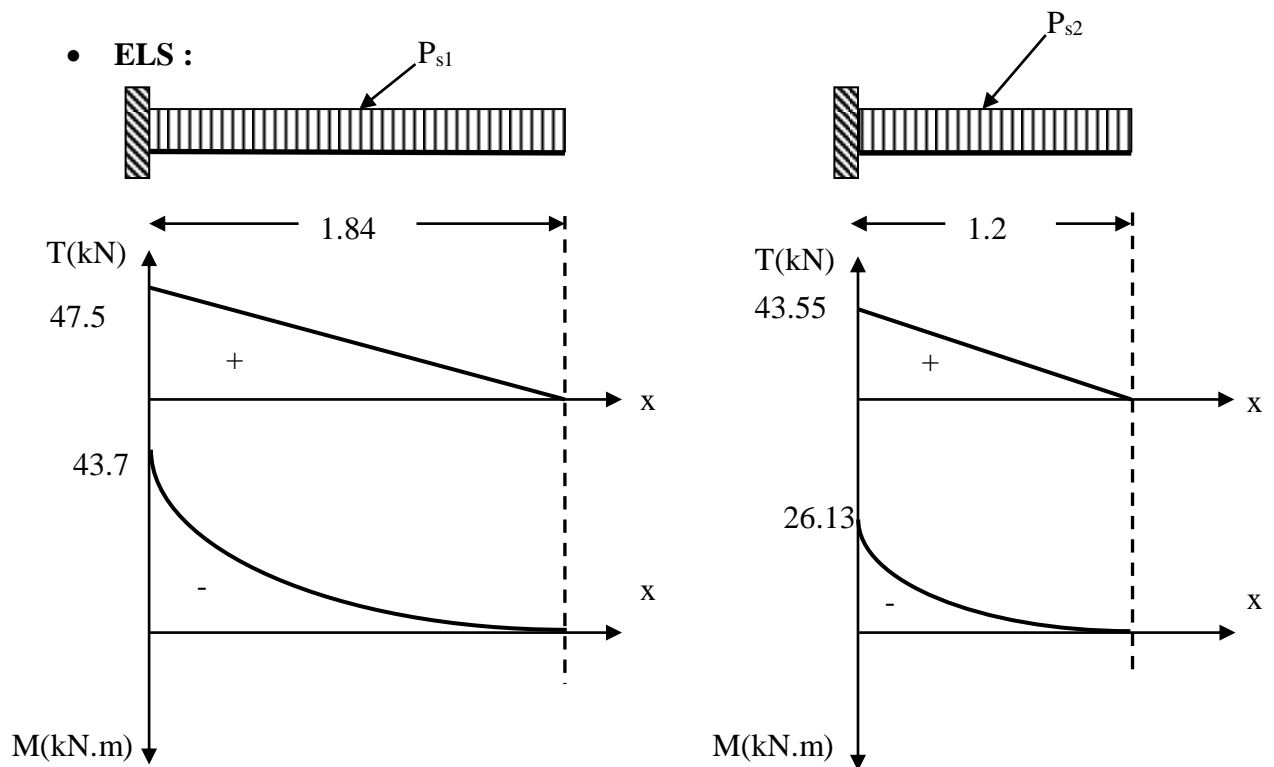


Figure III.26: Diagrammes des efforts internes des consoles à l'ELS

Alors, la console la plus sollicitée est la première.

c) Vérification de la flèche :

- $f \leq [f] = L/250$ Si $L \leq 2$ m
 - $f \leq [f] = (L/250) + 0.5$ cm Si $L > 2$ m
- $L = 1.84 < 2\text{m} \Rightarrow [f] = L/250 = 7.36$ mm.

Et : $f = f_{ps1} + f_{fp}$.

$$- f_{ps1} = (p_{s1} \cdot L^4 / 8EI) \text{ avec : } \begin{cases} E = 32164.2 \text{ MPa} \\ p_{s1} = 25.82 \text{ kN/m} \\ I = (b \cdot h^3 / 12) = 8.9 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \end{cases}$$

$\Rightarrow f_{ps1} = 1.29$ mm .

- $f_{fp} = (f_p \cdot L^2 / 6EI) * 2L$

d) Calcul de ferrailage

1) Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'ELU.

Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_s = 14.2$ MPa

$h = 35$ cm ; $d = 33$ cm ; $b = 25$ cm ; $c = 2$ cm .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.32:Ferrailage de la poutre palière

	M_U (kN.m)	μ	α	β	$A_{s,cal}$	$A_{s,choix}$ (cm ²)	A_s' (cm)
En Appuis	60.19	0.155	0.2231	0.915	5.72	4T14 = 6.15	0

2) Vérifications à l'ELS

La vérification des contraintes se fait à l'ELS.

Tableau III.33:Vérification a l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	Y(cm)	I(cm ²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En Appuis	43.70	6.15	0	12.34	54878.00	9.28	15	C.V

3)Vérification Vis-à-vis du RPA 99 Version 2003

$$A_{min} = 0,5\% bh = 4.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% bh = 35 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{max} = 6\% bh = 52.5 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone de recouvrement})$$

Alors : $A_{min} = 4.37\text{cm}^2 \leq A = 6.15 \text{ cm}^2 \leq A_{max} = 52.5 \text{ cm}^2$ (CV)

4)Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{65.43 \cdot 10^3}{250 \cdot 330} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{1.5} \right) b_0 \cdot a$$

5)Vérification de compression dans la bielle de béton

$$a = \text{Min} [b - c - 2; 0.9d] = 21 \text{ cm}$$

$$V_u = 65.43 \text{ kN} < 350 \text{ kN} \quad \text{CV}$$

6)Vérification au voisinage de l'appui

$$V_u - M_u / 0.9 \times d = -137.22 \leq 0$$

Donc pas de vérification a faire, la section existante peut équilibré l'effort tranchant.

7) Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis

$$\sigma_m = |V_u| / ab \leq \overline{\sigma_m} = 1.3 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\sigma_m = 1,24 MPa \leq \overline{\sigma_m} = 21,66 MPa \quad (CV)$$

8) Armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35} = 1.00 ; \frac{b_0}{10} = 2.5 \right] = 1.00 cm$$

$$\phi_t = 8 mm$$

$$a_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = 50.26 mm^2$$

$$\text{Et : } A_t = n_t \times a_t = 100.53 \text{ mm}^2$$

$$S_t \leq [h/4; 12\phi_t; 30]$$

$$S_t \leq \text{Min} [8.75; 9,6; 30] = 8.75 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 = 17.5 \text{ cm} \quad \text{en zone courante}$$



- $S_t = 8 \text{ cm}$ (zone nodale) .

- $S_t = 15 \text{ cm}$ (zone courante) .

$$S_t \leq \overline{S_t} = \text{Min}[0,9d; 40cm] = 29.7 \text{ cm} \quad (CV)$$

On doit vérifier:

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot \gamma_s}{b \tau_u - 3 f_{t28}} = \frac{100.235.1.15}{(200.0.79) - (3.2,1)}$$

$$S_t \leq 17.8 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$$

Section minimale d'armatures transversales:

$$\text{Zone nodale : } A_t = 1.00 cm^2 \geq A_{\min} = \frac{0,4 \times 200 \times 70}{235} = 0,23 cm^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = 3,14 cm^2 \geq A_{\min} = \frac{0,4 \times 200 \times 150}{235} = 0,51 cm^2$$

III.5.DALLE MACHINE

La dalle d’ascenseur doit avoir une certaine rigidité due au poids de la machine ; elle nécessite donc un pré dimensionnement particulier.

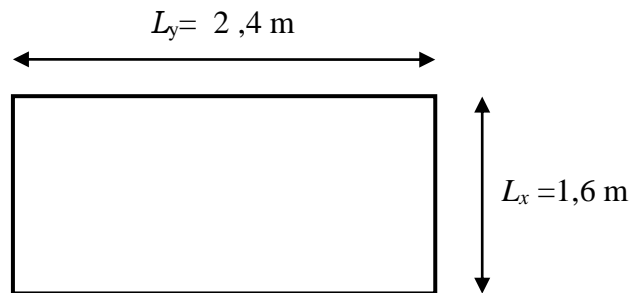


Figure III.27 : Dimension de la dalle machine

III.5.1. Dimensionnement

a) Condition N°1 due à la flexion

$$L_x / 50 \leq e \leq l_x / 40 \quad \text{donc ;} \quad 3,2 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm .}$$

Avec :

L_x : Le plus petit côté de la plaque.

e : l’épaisseur de la dalle

b)Condition N°2 (L’E.N.A.S.C)

L’entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A.S.C) exige que l’épaisseur de la dalle machine soit $e \geq 25 \text{ cm}$. Donc on prend : $e = 25 \text{ cm}$.

III.5.2.Evaluation des charges

a)charge permanente

Poids de la machine supportée.....	= 50,00 kN/m ²
poids de gravillon de production.....	= 0,85 kN/m ²
étanchéité multicouche	= 0,12 kN/m ²
forme de pente	= 2,2 kN/m ²
Isolation thermique	= 0,16 kN/m ²
Poids de la dalle (25×0.25).....	= 06,52 kN/m ²
Enduit plâtre	= 0,2 kN/m ²
	G = 60 ,05 kN/m²

b)Charge d’exploitation

Q = 1kN/m²

III.5.3.Combinaisons des charges

ELU : $P_U = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_U = 82,56 \text{ kN/m}^2$.

$$\text{ELS : } P_s = G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 61,05 \text{ kN/m}^2 .$$

III.5.4. Calcul des efforts

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{2,4} = 0,66 \Rightarrow 0,4 \leq \rho = 0,66 \leq 1$$

\Rightarrow La dalle machine travaille dans les deux sens

D'après le tableau de Barrés, on déduit μ_x et μ_y

ELU :

$$\mu_x = 0,0737$$

$$\mu_y = 0,3753$$

$$\text{Dans le sens de la petite portée } M_x = \mu_x P_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 15,57 \text{ kN.m}$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 5,84 \text{ kN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel sur appui :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 13,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 4,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -7,78 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$\mu_x = 0,0792$$

$$\mu_y = 0,5351$$

$$\text{Dans le sens de la petite portée } M_x = \mu_x P_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 12,37 \text{ kN.m}$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 6,62 \text{ kN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel sur appui :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 10,51 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 5,627 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -6,18 \text{ kN.m}$$

III.5.5. Ferrailage

Pour le ferrailage on opté une section rectangulaire sollicité à la flexion simple avec :

$$b = 100 \text{ cm ; } h = 25 \text{ cm ; } d = 22 \text{ cm .}$$

Tableau III.3.4 : Ferrailage de la dalle

	M (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ² /ml)	$A_s^{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée X-X	13,2	0,019	0,024	21,8	1,76	4T8=2,01
Travée Y-Y	4,96	0,0084	0,0103	20,4	0,701	2T8=1,00
Appui	7,78	0,011	0,014	21,8	1,03	3T8=1,50

III.5.6.vérifications nécessaires

a)Vérification de la condition de non fragilité

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} A_x^{min} \geq \rho_o \left(\frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \right) \times b \times h_o = 2,33 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} \geq \rho_o \times b \times h_o = 2,00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec $\rho_o = 0,0008$ pour FeE400

$$A_x^{min} = 2,01 \text{ cm}^2 < 2,23 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{non vérifié}$$

$$A_y^{min} = 1,00 \text{ cm}^2 > 2,00 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{non vérifié}$$

Donc on va prendre un notre choix d'armature :

1. Sens (X-X) :

4T10=3,14 cm² avec un espacement égale à :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

2. Sens (Y-Y) :

4T 8=2,01 cm² avec un espacement égale à :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Appui

$$A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacements

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

b)Vérification de l'espacement

$$St \leq \min \begin{cases} 3h = 75\text{cm} ; 33\text{cm} & \text{pour les charges réparties} \\ 2h = 50\text{cm} ; 22\text{cm} & \text{pour les charges concentrés} \end{cases}$$

Donc : $St < S_{t\min}$,vérifier

c) Vérification de l'effort tranchant

Les armateurs transversales n'est pas nécessaires si la condition suivant est vérifiée

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{82,56 \times 1,6 \times 2,4}{2 \times 1,6 + 2,4} = 56,61 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 44,03 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 56,61 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{56,61 \cdot 10^3}{1000 \times 0,218} = 0,259 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

d) Vérification des contraintes

La fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

Pour le béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y$

Pour l'acier : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 15 \\ \eta = 1,6 \end{array} \right.$$

Tableau III.35 : Vérification des contraintes

		M _{ser} max (kN.m)	AS (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Vérif
Travée	X-X	10,51	2,81	3,89	15462,12	2,64	182,60	240	15	vérifié
	Y-Y	5,627	1,56	2,86	7971,038	2,018	185,68	240	15	vérifié
Appui	X-X Y-Y	6,18	1,60	3,01	9373,47	1,98	185,82	240	15	vérifié

f) Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une dalle rectangulaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. Sens (X-X) :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \Rightarrow \frac{25}{160} = 0,156 \geq \frac{1}{20} \frac{0,85 M_x}{M_x} = 0,0425 \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 21,8} = 0,0014 < 0,005 \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{27} a \frac{1}{35} \Rightarrow 0,156 \geq 0,037 a 0,0285 \Rightarrow \text{vérifié}$$

2. Sens (Y-Y) :

$$\frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_y} \Rightarrow \frac{25}{240} = 0,104 \geq 0,0425 \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 20,4} = 0,00098 < 0,005 \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l_y} \geq \frac{1}{27} a \frac{1}{35} \Rightarrow 0,104 \geq 0,037 a 0,0285 \dots \text{vérifié}$$

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

III.6. BALCONS**III.6.1.introduction**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, il se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre
- La charge d'exploitation
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids propre du mur extérieur, le calcul se fait pour une bande de 1m

Le bâtiment étudié comporte deux types de balcon.

III.6.2. Evaluation des charges**a)Premier type**

- Charge permanente: $G= 5,29 \text{ kN/m}^2$
 - Charge d'exploitation: $Q= 1,50 \text{ kN/m}^2$
 - Charge concentrée "F": (Poids du mur)
 - Mur extérieur: $G= 2,36 \text{ kN/m}^2$
 - Hauteur du mur: $h = 3.06-0,15 = 2.91 \text{ m}$
- $F= 2,36 \times 2.91 \times 1 = 6.86 \text{ kN}$

b) deuxième type

- Charge permanente: $G= 5,29 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation: $Q= 3,50 \text{ kN/m}^2$
- Charge concentrée "F": (Poids du mur)
 - Mur 1 seul cloison : $G= 1.76 \text{ kN/m}^2$
 - Hauteur du mur: $h = 1 \text{ m et } F= 1.76 \text{ kN/ml}$

III.6.3.combinaison des charges

Tableau.III.36 : Combinaison des charges de premier type

	ELU	ELS
q(kN/ml)	9,39	6,79
F(kN)	9.26	6.86

Tableau.III.37 : Combinaison des charges de deuxième type

	ELU	ELS
q(kN/ml)	12.4	8.8
F(kN)	2.37	1.76

III.6.4. calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant** $T(x) = (qx + F)$

Tableau.III.38 : Calcul des efforts internes du balcon de premier type

	ELU	ELS
M (kN.m)	-10,41	-7,66
T (kN)	16,77	12,29

Tableau.III.38 : Calcul des efforts internes du balcon de deuxième type

	ELU	ELS
M (kN.m)	-11.77	-8.5
T (kN)	17.25	12.32

Donc, le balcon le plus sollicité c'est le deuxième.

Diagramme des efforts internes

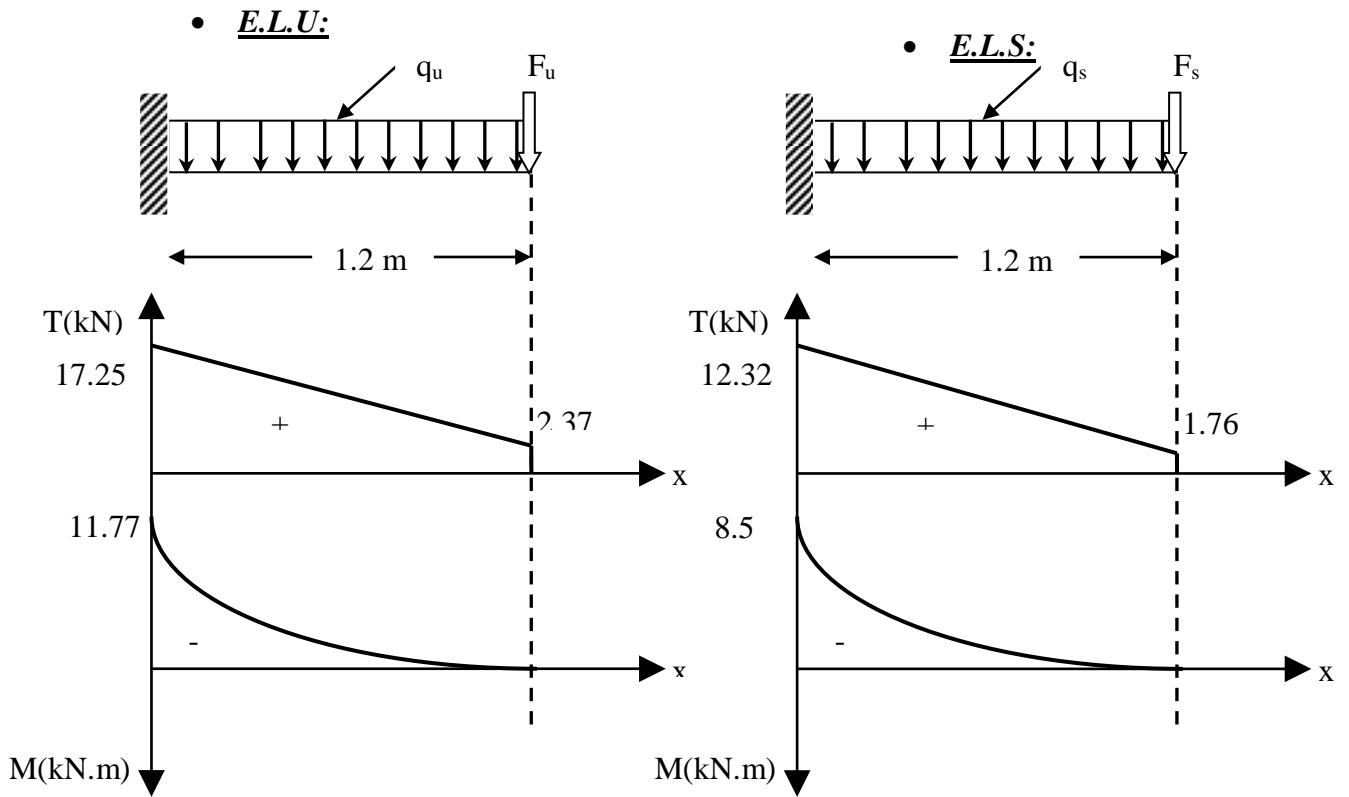


Figure III.28 : Diagramme des efforts internes

III.6.5.calcul de ferrailage

a) Armatures longitudinales

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $c=c'=2.5\text{cm}$;
 $d=12.5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$.

Tableau.III.40 : Ferrailage du balcon

$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	esp(cm)
11.77	0,053	Oui	0	0,069	12.15	2.78	5T10	3.92	20

b) Espacement

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ \text{Min}(2h ; 22 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t = 20\text{cm} < \text{Min} \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c) Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 1.96 \text{ cm}^2$$

Le choix est de: 4T8/ml=2.01cm² avec: S_t= 25 cm

III.6.5. vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 3.92 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b) Vérifications de l'effort tranchant

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

Avec: $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{17.25 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,138 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c) Vérifications à l'E.L.S :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau.III.41 : Vérifications à l'ELS

M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
8.5	3,92	3,29	7304,7	3,45	vérifiée	144,8	vérifiée

d) Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{80} = 0,187 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,92}{100 \times 12,5} = 0,0031 < 0,0105 \dots\dots \text{vérifiée} \quad [1]$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,187 > 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

e) Vérification à la torsion

Le balcon est une console sur une poutre ou le moment de torsion est statiquement important donc il y a lieu de vérifier la torsion.

La poutre est une section pleine qui doit être assimilée à une section creuse dont

l'épaisseur de paroi égale à "b₀" : $b_0 = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm}$

La contrainte tangente de torsion "τ_{ut}" doit être cumulée avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant "τ_{uv}".

On doit vérifier: $\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_{lim}^2$

Avec:

- $\tau_{ut} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$ (τ_{ut} : Contrainte de torsion)
- $\tau_{uv} = \frac{V_u}{b \times h}$ (τ_{uv} : Contrainte de cisaillement)
- τ_{lim} = 5MPa (τ_{lim} : Contrainte limite)

Tel que:

T_u: Moment de torsion.

V_u: Effort tranchant.

Ω: Aire du contour à mi-épaisseur des parois.

b₀: Épaisseur de la paroi.

b: Largeur de la poutre.

h: Hauteur de la poutre.

Ω=(0,30x0,40)=0,12m²

$$\tau_{ut} = \frac{17.25 \times 10^6}{2 \times 0,15 \times 10^6 \times 50} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = \frac{17.25 \times 10^3}{350 \times 400} = 0,123 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 = 1,27 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV. ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Avant toute étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques qui interviennent dans l'évolution des efforts horizontaux d'origine sismique.

IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres non amorties. L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1. détermination des fréquences et modes propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}$ et $\{x\}$: représentent le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements respectivement de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté, nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations sont alors données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équations est un système à (n) inconnues A_i . C'est un système d'équations homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « équation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les n solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibration possible.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental

$$(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n).$$

A chaque pulsation propre, il correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_j$ ou forme modale.

IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE

Le présent ouvrage sera implanté à TLEMCEN classée selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de faible sismicité (**zone I**), dont la limite d'utilisation des portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide est de 5 niveaux ou 17 m. Cependant, notre structure a une hauteur de 28.56 m. De ce fait, notre système est un Portiques contreventés par des voiles

IV.3.1. Les hypothèses de conception des voiles

- ◆ Quelle que soit l'origine des forces horizontales, la stabilité doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.
- ◆ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.
- ◆ Limitation de l'excentricité ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical.

IV.3.2. La disposition des voiles

Après avoir conçu et calculé plusieurs dispositions du voile, pour lesquelles nous avons essayé de minimiser l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante :

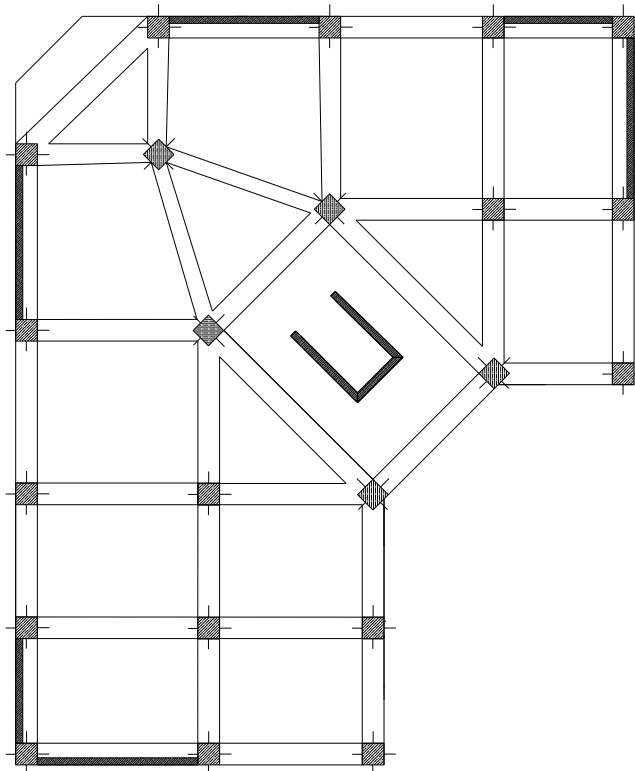


Figure IV.1 : Disposition des voiles

IV.4. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE

IV.4.1. 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...

Ce centre sera déterminé en utilisant la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i \cdot x_i}{\sum W_i} \qquad Y_G = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

W_i : poids propre de l'élément "i" du niveau considéré.

x_i, y_i : coordonnées du centre de masse de l'élément "i" par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G : coordonnées du centre de gravité du niveau considéré.

IV.4.2. Centre de torsion

Les coordonnées du centre de torsion sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Centre de torsion de la structure mixte

Niveau	$\sum x_i I_{yi} (m^5)$	$\sum I_{yi} (m^4)$	$\sum y_i I_{xi} (m^5)$	$\sum I_{xi} (m^4)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$
1 ^{er} étage	3238.76	395.86	1782	262.68	8.18	6.78
2 ^{ème} à 4 ^{ème} étage	2895.72	356.22	1610.3	237.04	8.13	6.79
5 ^{ème} étage à terrasse	2590.45	320.96	1454.56	213.79	8.07	6.8

IV.4.3. Excentricité statique

Les résultats de l'excentricité statique sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : L'excentricité statique de chaque niveau de la structure mixte

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité statique	
	x_G (m)	y_G (m)	x_t (m)	y_t (m)	e_{xs} (m)	e_{ys} (m)
1 ^{er} étage	7,97	6,55	8.18	6.78	0,21	0,23
2 ^{ème} étage	7,93	6,55	8.13	6.79	0,2	0,24
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	7,96	6,56	8.13	6.79	0,17	0,23
5 ^{ème} étage	7,88	6,6	8.07	6.8	0,19	0,2
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	7,84	6,66	8.07	6.8	0,23	0,14
terrasse	7,79	6,81	8.07	6.8	0,28	0,01

IV.4.4. Excentricité accidentelle

Les résultats obtenus de l'excentricité accidentelle sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : l'excentricité accidentelle de chaque niveau de structure mixte

Niveau	e_{xs} (m)	e_{ys} (m)	e_{xacc} (m)	e_{yacc} (m)	Vérification
1 ^{er} étage	0,21	0,23	0,92	0,75	C.V
2 ^{ème} étage	0,2	0,24	0,92	0,75	C.V
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	0,17	0,23	0,92	0,75	C.V
5 ^{ème} étage	0,19	0,2	0,92	0,75	C.V
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	0,23	0,14	0,92	0,75	C.V
terrasse	0,28	0,01	0,92	0,75	C.V

IV.4.5. Masse torsionnelle

La masse torsionnelle d'un niveau est donnée par la formule suivante :

$$M_{\theta Zi} = Mi (I_{xGi} + I_{yGi}) / Ai$$

$M_{\theta Zi}$: La masse torsionnelle du niveau "i".

Mi : La masse concentrée du niveau "i".

I_{xGi} : le moment d'inertie du niveau "i" par rapport à l'axe X_G

I_{yGi} : le moment d'inertie du niveau "i" par rapport à l'axe Y_G .

Ai : La surface en plan du niveau "i".

- **Angle d'excitation dynamique :** Le séisme est injecté suivant un angle " α " qui représente l'angle d'orientation des axes principaux par rapport aux axes représentant le plan physique. Les resultants obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

α est donné par : $tg2\alpha = \frac{-2I_{xy}}{I_{xG} - I_{yG}}$ Avec : α l'angle d'excitation dynamique.

Tableau IV.4 : La masse torsionnelle $M_{\theta Zi}$ de chaque niveau

Niveau	Mi (kN)	$I_{xGi} + I_{yGi}$ (m ⁴)	Ai (m ²)	$M_{\theta Zi}$ (kN.m ²)	I_{xy} (m ⁴)	α (C°)
1 ^{er} étage	2660	12152.4	251.84	128479,26	-2301	27,04
2 ^{ème} étage	2511	11997.5	250.42	120300,78	-2136	26,6
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	2591	11997.5	250.42	124133,54	-2134	26,58
5 ^{ème} étage	2439	12152.4	251.6	117804,86	-2308	26,8
6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	2418	11561.56	246.18	113558,58	-1982	26,17
terrasse	2466	11561.56	246.18	115812,84	-1993	26,28

IV.5. ETUDE DYNAMIQUE

IV.5.1.introduction

Lorsqu'une structure soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps et dans l'espace, c'est-à-dire : une sollicitation présentant un caractère dynamique, elle effectue une série d'oscillations forcées, suivie par des oscillations libres et finissant par s'amortir plus ou moins rapidement.

Le problème consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée et son comportement à partir d'une modélisation adoptée.

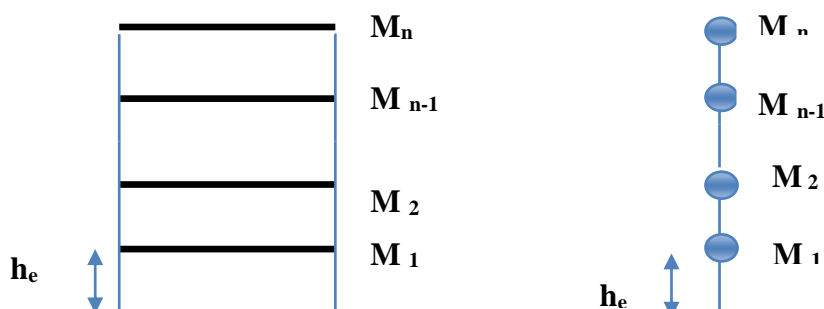
But de l'étude sismique

On se propose de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin d'examiner son comportement dynamique et surtout les déplacements engendrés par les forces dues à l'action sismique. Pour cela on utilise le logiciel : *Sap2000 ver11*

Ce logiciel dispose de 3 modèles mathématiques fondamentaux:

- ◆ Modèle des nœuds maîtres.
- ◆ Modèle des plaques.
- ◆ Modèle des diagonales.

On va utiliser le modèle de nœud maître qui consiste à concentrer la masse de chaque plancher au niveau de son centre de gravité.



Modèle réel

Modèle de concentration des masses

Figure. IV.2: Modèle mathématique de calcul

IV.5.2. choix de la méthode du calcul sismique

Selon le **RPA99 (Art 4.1.1)**, ce calcul sismique peut être mené suivant trois méthodes:

- ◆ La méthode statique équivalente.
- ◆ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ◆ La méthode d'analyse dynamique par accélération.

Notre structure présente une forme irrégulière en plan, c'est à dire, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas remplies : donc on a recours à la méthode d'analyse modale spectrale.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(1.25\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 1.25\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T_2} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

- ◆ Le coefficient d'accélération de zone : **A = 0.10 (Tab 4-1)**

- ◆ Le facteur de qualité : $Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.20$

\Rightarrow **Q = 1.20 (Tab 4-4)**

- ◆ Le coefficient de comportement de la structure : **R = 4 (Tab 4-3)**

- ◆ Le facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0.88 \geq 0.7$

- ◆ Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

$$T_1 = 0.15 \text{ s et } T_2 = 0.50 \text{ s} \quad (\text{Tab 4-7})$$

- ◆ L'accélération terrestre : $g = 10\text{m} / \text{s}^2$

- ◆ Le spectre de réponse : S_a

Le spectre est donné sous forme de courbe liant le facteur d'amplification dynamique moyen 'D' à la période 'T'. Le spectre de réponse et les paramètres calculés précédemment sont injectés sous forme de fichier de données appelé "SPEC" pour déterminer l'action sismique.

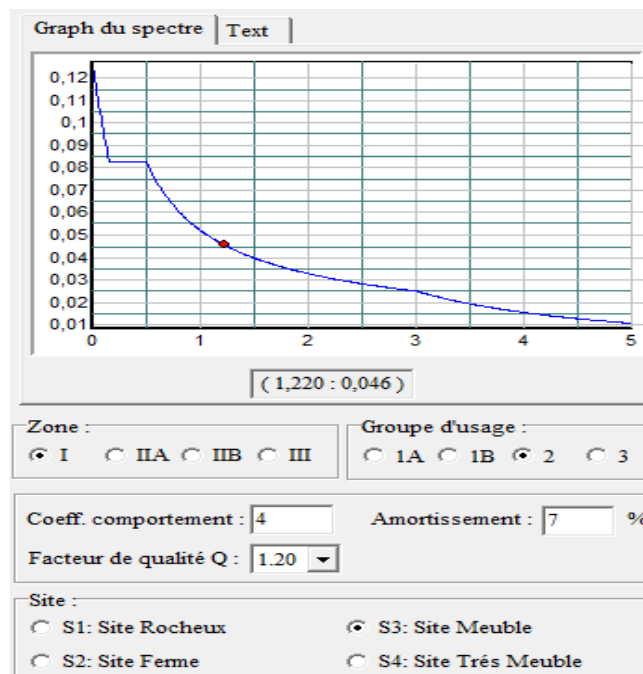


Figure IV.3 : Courbe de spectre de réponse

IV.5.3. caractéristiques dynamiques

a)Modèle initial (Structure auto-stable)

1) Coefficient de participation massique

D'après le RPA99 (art 4.3.4) le nombre de modes propres 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.

Les périodes et les coefficients de participation massiques obtenus pour chaque mode de vibration sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau IV.7 : Période et participation massique de la structure auto-stable

Mode	période	Participation modale individuelle en (%)			Participation modale cumulée en (%)		
		U _X	U _Y	U _Z	U _X	U _Y	U _Z
1	1,186254	32,413	25,462	1,81E-07	32,413	25,462	0
2	1,097137	22,922	45,759	1,74E-04	55,335	71,221	0,0001741
3	1,036648	17,572	1,367	5,30E-05	72,907	72,588	0,0002272
4	0,380991	3,846	1,605	2,34E-06	76,753	74,193	0,0002295
5	0,326231	1,767	8,581	7,36E-06	78,52	82,774	0,0002369
6	0,298762	9,498	5,176	1,02E-03	88,018	87,95	0,001252
7	0,215958	1,053	0,281	3,78E-06	89,071	88,231	0,001256
8	0,164309	1,733	3,512	7,34E-08	90,804	91,742	0,001256

Constatations :

L'analyse dynamique de la structure donne :

- Une période fondamentale T= 1,18s.
- 08 modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (**selon le RPA99**)
- Premier mode est une mode de translation selon l'axe x.
- deuxième mode est une mode de translation selon l'axe y.
- troisième mode est une mode de rotation.

2) résultante des forces sismiques de calcul

La première vérification préconisée par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet, la résultante des forces sismiques 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 la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V_t < 0.8 V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Soit $V = \frac{ADQ}{R} W$

W : Poids propre de la structure.

A= 0.1 Q = 1,2 R = 4

$D = ?$ C'est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le RPA99, nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L}$$

Où h_N est la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

L : est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Et : $W = 21435 \text{ kN}$; $A = 0.1$; $Q = 1.2$; $R = 4$

$D = ?$

$T = 0.09 h_N / \sqrt{L}$ et $h_N = 28,56 \text{ m}$

Selon X-X : $L_X = 18,41 \text{ m} \Rightarrow T_X = 0.6 \text{ s}$

Selon Y-Y : $L_Y = 15,10 \text{ m} \Rightarrow T_Y = 0.66 \text{ s}$

Or : $T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.50$

Ce qui donne $\max(T_X, T_Y) > T_2 \Rightarrow \left\{ D = 2,5 \cdot \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \right. \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$

$D_x = 1,82$ et $D_y = 1,95$

Selon X-X :

$$V_x = \frac{(0,1)(1,82)(1,2)}{4} 21435 = 1170,35 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad 0,8 \cdot V_x = 936,28 \text{ kN}$$

Or d'après le fichier des résultats: $V_x^{SAP2000} = 831,65 \text{ kN} < 0,8 \cdot V_x$

Selon y-y :

$$V_y = \frac{(0,1)(1,95)(1,2)}{4} \cdot 21435 = 1253,95 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad 0,8 \cdot V_y = 1003,16 \text{ kN}$$

Or d'après le fichier des résultats: $V_y^{SAP2000} = 862,84 \text{ kN} < 0,8 \cdot V_y$

3) Déplacement de la structure

$$r_x = \frac{0,8 V_x}{V_t^x} = 1,12 \Rightarrow \boxed{r_x = 1,12} \quad \text{et} \quad r_y = \frac{0,8 V_y}{V_t^y} = 1,16 \Rightarrow \boxed{r_y = 1,16}$$

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements d'étages de la structure auto-stable

Z (m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
28,58	23	24	102,12	99,84	9,72	5,68	30,6	Vérifié
25,5	21	22	92,4	94,16	8,8	8,56	30,6	Vérifié
22,44	19	20	83,6	85,6	13,2	12,84	30,6	Vérifié
19,38	16	17	70,4	72,76	8,8	12,76	30,6	Vérifié
16,32	14	14	61,6	60	17,6	12,92	30,6	Vérifié
13,26	11	11	44	47,08	8,8	12,88	30,6	Vérifié
10,2	8	8	35,2	34,2	13,64	13,66	30,6	Vérifié
7,14	4,9	4,8	21,56	20,54	11,88	11,56	30,6	Vérifié
4.08	2,2	2,1	9,68	8,98	9,68	8,98	40.8	Vérifié

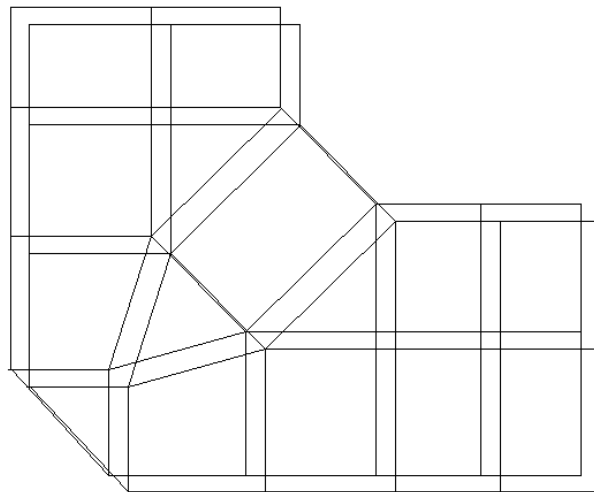
Selon les recommandations du RPA 99 Version 2003 concernant le type du système de contreventement dans la zone I et pour les bâtiments comportant plus de 6 niveaux, on doit projeter des voiles en béton armé. Donc, on va étudier une structure mixte en béton armé (Portiques + Voiles)

b) Étude de la structure mixte (Modèle choisi)

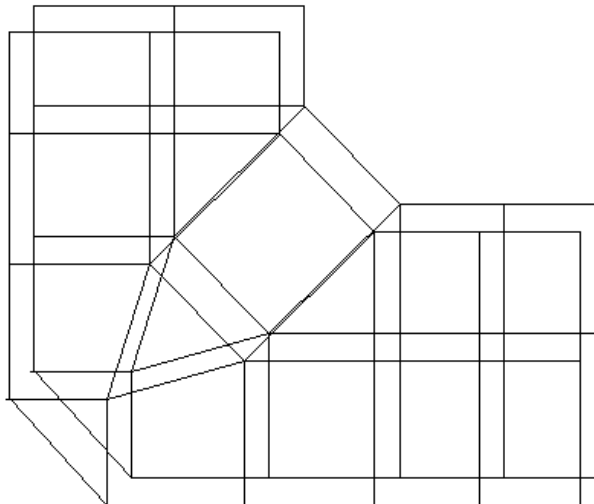
1) Coefficient de participation massique

Tableau IV.6 : Période et participation massique

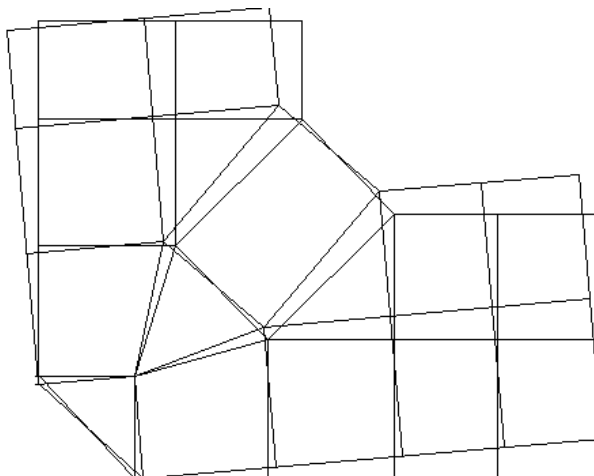
Mode	Période (s)	Participation modale individuelle en (%)			Participation modale cumulée en (%)		
		U _x	U _y	U _z	U _x	U _y	U _z
1	0,6804	34,332	32,61	0	34,332	32,61	0
2	0,556914	32,501	34,241	9,13E-03	66,833	66,852	0,009133
3	0,352504	0,037	0,007849	0	66,87	66,859	0,009133
4	0,155791	10,403	9,5	0	77,273	76,359	0,009134
5	0,1287	9,878	10,911	7,30E-02	87,151	87,27	0,082
6	0,111702	0,0715	0,0524	5,12E+01	87,222	87,322	51.28
7	0,074397	4,212	3,742	3.21E-02	91,436	91,065	51,31



a) 1^{er} Mode propre



b) 2^{ème} Mode propre



c) 3^{ème} Mode propre

Figure IV.4 : Les trois premiers modes propres

2) Calcul de la force sismique

$W = 22512 \text{ kN} ; A=0.10 ; Q=1.2 ; R = 4 ; D_x = 1,82 ; D_y = 1,95.$

Selon X-X :

$V_x = \frac{(0,1)(1,82)(1,2)}{4}(22512) = 1230,41 \text{ kN} \Rightarrow 0,8.V_x = 984,32 \text{ kN}$

Or d'après le fichier des résultats: $V_x^{SAP2000} = 1219,88 \text{ kN} > 0,8.V_x$

Selon y-y :

$V_y = \frac{(0,1)(1,95)(1,2)}{4}(22512) = 1318,29 \text{ kN} \Rightarrow 0,8.V_y = 1054,6 \text{ kN}$

Or d'après le fichier des résultats: $V_y^{SAP2000} = 1223,65 \text{ kN} > 0,8.V_y$

3) Déplacement de la structure

$r_x = \frac{0.8 V^x}{V_t^x} = 0,80 \Rightarrow \boxed{r_x=0,80}$ et $r_y = \frac{0.8 V^y}{V_t^y} = 0,8 \Rightarrow \boxed{r_y=0,86}$

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements d'étages de la structure mixte

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
28,58	10	10	40	40	5,6	6	30,6	CV
25,5	8,6	8,5	34,4	34	3,2	5,6	30,6	CV
22,44	7,8	7,1	31,2	28,4	8,6	5,2	30,6	CV
19,38	5,9	5,8	23,6	23,2	5,6	5,2	30,6	CV
16,32	4,5	4,5	18	18	5,2	5,2	30,6	CV
13,26	3,2	3,2	12,8	12,8	5,2	4,4	30,6	CV
10,2	2,1	2,1	8,4	8,4	4	4	30,6	CV
7,14	1,1	1,1	4,4	4,4	2,8	2,6	30,6	CV
4.08	0,4	0,45	1,6	1,8	1,6	1,8	40.8	CV

IV.5.4. vérification des périodes RPA 99 version 2003

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP2000 ne doivent pas dépasser La période empirique majorée par 30 % .

La période de premier mode est $T = 0.68 \text{ s}$

La période empirique est $T_{ex} = 0.6 \text{ s}$

$30 \% T_{ex} + T_{ex} = 0.78 \text{ s}$

$T=0.68 \text{ s} < 1.3 T_{ex} = 0.78 \text{ s} \dots\dots\dots \text{C.V.}$

IV.5.5. vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier notre structure au renversement qui peut être causé par des efforts sismiques par l'inégalité suivante:

$$\frac{\text{moment stabilisant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1.5$$

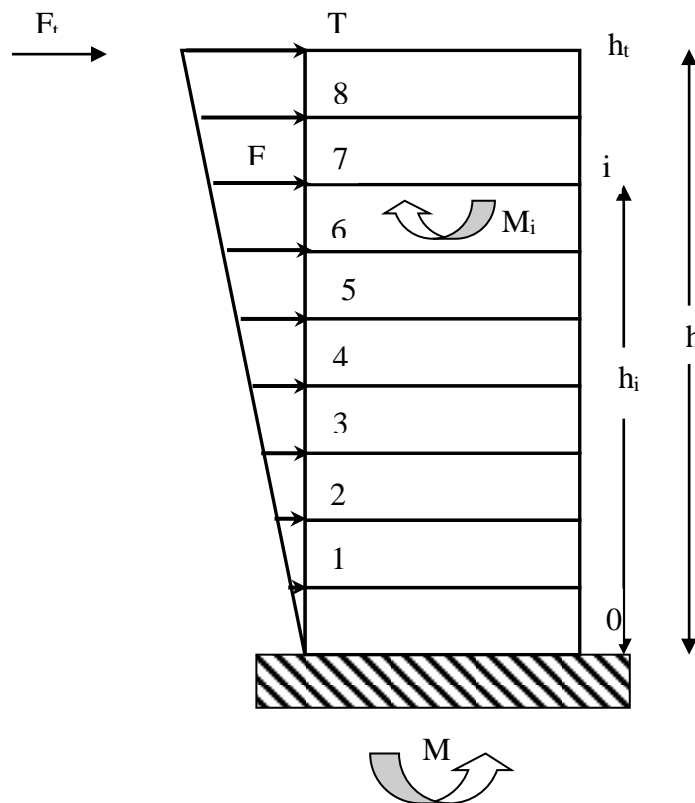


Figure IV.5: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

a) Calcul du moment stabilisant

Il est dû au poids de la structure :

- $M_{stab} = \sum W_i \cdot X_{Gi} = 198340,58 \text{ kN} \cdot \text{m}$ sens longitudinal
- $M_{stab} = \sum W_i \cdot Y_{Gi} = 148794,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$ sens transversal

W_i : poids total de l'étage "i".

X_{Gi}, Y_{Gi} : centre de gravite de chaque étage "i".

b) Moment de renversement

- Le moment de renversement qui est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_{ix}$$

$$M_{0y} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_{iy}$$

Avec :

F_{ix} , F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant X et Y

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Tableau IV.8 : Calcul du moment de renversement

Niveau	h_i (m)	W_i (kN)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{ix} (kN.m)	M_{iy} (kN.m)
Terrasse	28,58	2466	239,13	256,21	6834,47	7322,61
8	25,5	2418	209,21	224,15	5334,87	5715,91
7	22,44	2418	184,10	197,25	4131,32	4426,40
6	19,38	2418	159,00	170,35	3081,42	3301,50
5	16,32	2439	135,05	144,70	2204,14	2361,5
4	13,26	2591	116,57	124,89	1545,76	1656,16
3	10,2	2591	89,67	96,07	914,65	979,97
2	7,14	2511	60,83	65,17	434,34	465,36
1	4,08	2660	36,82	39,45	150,24	160,97
$\sum M_0$					24631,2	26390,48

Tableau IV.9 : Vérification de stabilisation

Direction	M_s (kN.m)	M_0 (kN.m)	M_s / M_0	vérification
Suivant x	198340.58	24631.2	8.05	C.V
Suivant y	148794.35	26390.48	5.63	C.V

IV.5.6. justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus pour notre structure dans les deux sens sont regroupés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.13 : Vérification l'effet P-Δ sens X

h _k (m)	P _k (KN)	F _{ix} (KN)	V _{kx} (KN)	Δ _{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
28,56	2466	239,13	239,13	0,5	0,016	Oui
25,5	2418	209,21	448,34	0,3	0,005	Oui
22,44	2418	184,10	632,44	0,8	0,01	Oui
19,38	2418	159,00	791,44	0,5	0,005	Oui
16,32	2439	135,05	926,49	0,5	0,004	Oui
13,26	2591	116,57	1043,06	0,5	0,003	Oui
10,20	2591	89,67	1132,73	0,4	0,0029	Oui
7,14	2511	60,83	1193,56	0,2	0,0013	Oui
4,08	2660	36,82	1230,38	0,1	0,0005	Oui

Tableau VI.14 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
28,56	2466	256,21	256,21	0,6	0,018	-
25,5	2418	224,15	480,36	0,56	0,009	Oui
22,44	2418	197,25	677,61	0,52	0,006	Oui
19,38	2418	170,35	847,96	0,52	0,004	Oui
16,32	2439	144,70	992,66	0,52	0,004	Oui
13,26	2591	124,89	1117,55	0,44	0,003	Oui
10,2	2591	96,07	1213,62	0,4	0,002	Oui
7,14	2511	65,17	1278,79	0,26	0,001	Oui
h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	$\theta \leq 0.10$

D'après ces deux derniers tableaux, on constate que notre structure est bien justifiée vis a vis de l'effet P-Δ.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENT RESISTANTS

V. FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1.FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.1.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être dans l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

V.1.2. COMBINAISON D'ACTION

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Situation durable : Selon "BAEL 91 modifié 99 "

ELU: $1,35G+1,5Q$

ELS: $G+Q$

Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,17$ MPa

- **Acier:** $\gamma_s = 1,15$; FeE400 ; $\sigma_s = 348$ MPa

b. Situation accidentelle : Selon "RPA99 version 2003"[6]

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

Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa

Acier : $\gamma_s = 1,00$; FeE400 ; $\sigma_s = 400$ MPa

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- N_{max} , M_{corr}

2- M_{max} , N_{corr}

3- N_{min} , M_{corr} pour la combinaison $0,8G\pm E$

Avec : « corr : Signifie correspondant »

V.1.3.recommandations du RPA99

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence ; droite et sans crochets.

* leur pourcentage **minimal** sera de :

- 0,7% en zone I

* Leur pourcentage **maximal** sera de : - 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

* Le diamètre minimum est de 12mm

* La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone I

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I

V.1.4. Calcul du ferrailage

a) Les armatures longitudinales

Les efforts internes obtenus dans notre cas du logiciel SAP 2000, sous les combinaisons citées au dessus sont regroupés dans les tableaux suivants :

1) Situation durable

1) ELU1= $1,35G+1,5Q$ (N_{max} ; M_{corr})

Tableau V.1 : Calcul des armatures des poteaux.

Étages	B (cm ²)	N _{max} (kN)	M _{corr} (kN.m)	Sollicitation	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)(RPA)
RDC, 1	50x50	635,51	-1,38	SEC	0	0	17,5
2,3,4	45x45	508,88	-9,26	SEC	0	0	14,17
5,6,7,8	40x40	106,90	11,54	SEC	0	0	11,2

2) ELU2= $1,35G+1,5Q$ (M_{max} ; N_{corr}).

Tableau V.2 : Calcul des armatures des poteaux.

Étages	B(cm ²)	M _{max} (kN.m)	N _{corr} (kN)	Sollicitation	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)(RPA)
RDC,1	50x50	71,70	1933,89	SEC	0	0	17,5
2,3,4	45x45	79,98	1307,9	SEC	0	0	14,17
5,6,7,8	40x40	104,57	316,93	SPC	0	4,87	11,2

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

2) Situation accidentelle

1) $S_{ACC-01} = G + Q + E$ (N_{max} ; M_{corr})

Tableau V.3 : Calcul des armatures des poteaux.

Étages	B(cm ²)	N _{max} (kN)	M _{corr} (kN.m)	Sollicitation	A _s '(cm ²)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²) (RPA)
RDC,1	50×50	1560,5	-14,55	SEC	0	0	17,5
2,3,4	45×45	1205,32	15,5	SEC	0	0	14,17
5,6,7,8	40×40	690,902	-25,55	SEC	0	0	11,2

2) $S_{ACC-02} = G + Q + E$ (M_{max} ; N_{corr}).

Tableau V.4 : Calcul des armatures des poteaux.

Étages	B(cm ²)	M _{max} (kN.m)	N _{corr} (kN)	Sollicitation	A _s '(cm ²)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²) (RPA)
RDC,1	50x50	71,87	1340,51	SEC	0	0	17,5
2,3,4	45x45	77,51	926,85	SEC	0	0	14,17
5,6,7,8	40x40	94,98	228,18	SPC	0	4,05	11,2

3) $S_{ACC-03} = 0.8Q + E$ (N_{min} ; M_{corr}) « Effort de traction »

Tableau V.5 : Calcul des armatures des poteaux.

Étages	B (cm ²)	N _{min} (kN)	M _{corr} (kN.m)	Sollicitation	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²) (RPA)
RDC,1	50x50	-316,5	5,47	SET	3,65	4,27	17,5
2,3,4	45x45	266,55	17,51	SEC	0	0	14,17
5,6,7,8	40x40	61,09	18,03	SPC	0	0,42	11,2

b) Vérifications Nécessaires

1) Vérification à l'état limite de service

On doit vérifier que :

La Contrainte de béton $\sigma_b \leq \sigma_{b adm}$

La Contrainte de l'acier $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

ELS = G+Q (M_{max} ; N_{corr})

Tableau V.6 : Vérifications à l'ELS

Section du Poteau	M _{max} (kN.m)	N _{corr} (kN)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc adm} (MPa)	Observation	σ _s (MPa)	σ _{s adm} (MPa)	observation
50X50	52,14	1407,65	7	15	Vérifiée	100,8	201,6	Vérifiée
45X45	58,12	950,91	6,9	15	Vérifiée	98,1	201,6	Vérifiée
40x40	76,95	232,321	7,6	15	Vérifiée	128,4	201,6	Vérifiée

2) Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91 modifié 99

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 modifié 2003

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

ρ_d = 0,075.....si l'élancement λ ≥ 5

ρ_d = 0,040.....si l'élancement λ < 5

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Étages	B (cm ²)	T _u (kN)	B (cm)	D (cm)	τ_{ub} (MPa)	$\overline{\tau_{ub}}$ (MPa)	$\tau_{ub} \leq \overline{\tau_{ub}}$
RDC,1	50x 50	46,13	50	45	0,20	2,5	Vérifiée
2,3,4	45 x 45	49,73	45	40,5	0,27	2,5	Vérifiée
5,6,7,8	40 x 40	63,44	40	36	0,44	2,5	Vérifiée

c) Les armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du "BAEL91 modifié 99" et celles du RPA99 version 2003; elles sont données comme suit :

1) Selon BAEL91 modifié 99

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales

2) Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique dans la direction considérée

Le tableau suivant récapitule les résultats :

Tableau V.8 : Choix des armatures transversales

Zone	Étages	T_u (kN)	ρ_a	$A_{t\text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{t\text{ min}}$ (cm ²) RPA	A_t (cm ²) adoptée	Choix
Zone nodale $S_t = 12\text{cm}$	RDC,1	46,13	2,5	1,17	0,18	3.14	4T10
	2,3,4	49,73	2,5	1,41	0,16	3.14	4T10
	5,6,7,8	63,44	2,5	2,02	0,14	3.14	4T10
Zone courants $S_t = 15\text{cm}$	RDC,1	46,13	2,5	1,66	0,22	3.14	4T10
	2,3,4	49,73	2,5	1,99	0,20	3.14	4T10
	5,6,7,8	63,44	2,5	2,86	0,18	3.14	4T10

3) Espacement des armatures transversales

* dans la zone nodale

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I}$$

* dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone I}$$

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99**

V2003 est donnée par :

$$A_t / (S_t * b) = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

a, b : dimension de la section droite du Poteau.

On prend $\sigma_e = 235$ MPa

On a $\phi_{\min} = 1.4$ cm

Tableau de St

$St(\text{cal}) = 0.9d = 0.9 * 0.9 * h$

Tableau. V.9 : Espacement des armatures transversales

Étages	B (cm ²)	St calculées (cm)	Zone courantes St(RPA)	Zone nodale St(RPA)
RDC,1	50X50	40.00	21	14
2,3,4	45X45	36,45	21	14
5,6,7,8	40x40	32,4	21	14

Donc on prend St = 12 cm en zone nodale et St = 15 cm en zone courante

d) La longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement minimale selon le **RPA** est de 40ϕ en zone I

pour les Barres (T20) $\Rightarrow L = 80$ cm

(T16) $\Rightarrow L = 64$ cm

(T14) $\Rightarrow L = 56$ cm

e) Ferrailage des poteaux de sous-sol

Les poteaux de sous sol sont sollicité à la compression simple

$Nu_{\text{totale}} = Nu_{\text{RDC}} + Nu = 497,46 + 3051,10 = 3548,89$ kN.

$N_{\text{ser}} = 351,10 + 2219,12 = 2570,22$ kN.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Calcul de ferrailage des poteaux de S/SOL.

Niveau	Section (cm ²)	Nu kN	As (cm ²)	As RPA (cm ²)	Choix des armatures	As adoptée (cm ²)
Sous sol	50x50	3548,89	0.1	17,5	6T20	18,84

Remarque :

On a la section d'armature du RDC, $As = 20,6$ cm² et la section d'armature du s/sol,

$As = 18,84$ cm²

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

On ne peut pas mettre dans les poteaux du sous sol section d'armature inférieure a sel qui vient juste après, donc on va donnée aux poteaux du sous sol la section d'armature qui à été déterminer au poteau du RDC.

As adoptée = 20,6cm²

Choix des armatures = 4T20+ 4T16

Vérification des contraintes :

$\sigma_s = \min \langle 2/3 f_e , 150\eta \rangle$ fissuration préjudiciable

$\sigma_{badm} < 0,6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Tableau V.11 : Vérifications à l'ELS

Niveau	Section(cm ²)	Ns (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
Sous sol	50x50	2570,22	137,2	201,6	9.1	15	Vérifier

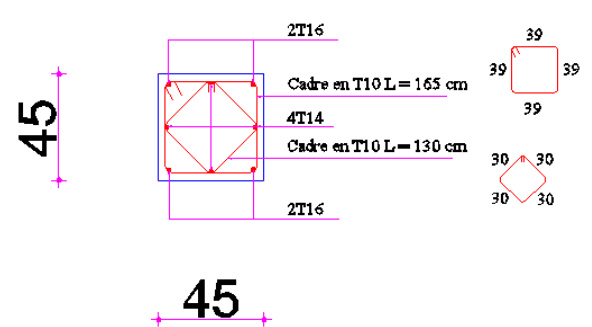
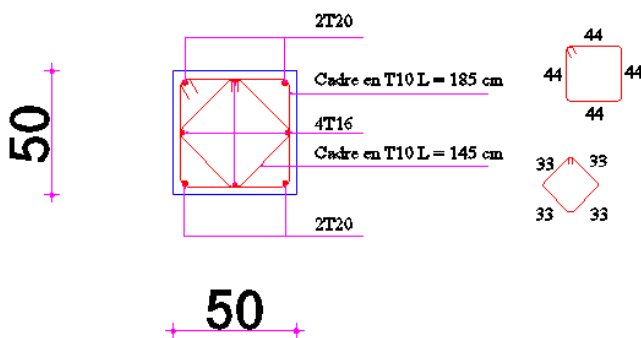


Figure V.1 : ferrailage de poteau (50x50) Figure V.2 : ferrailage de poteau (45x45)

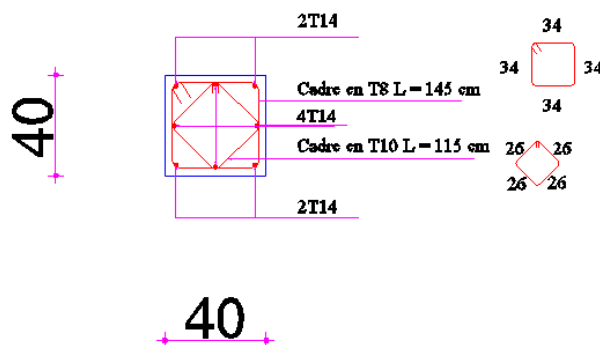


Figure V.3 : ferrailage de poteau (40x40)

V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2.1. INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- **situation durable :**

Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,17$ MPa

Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE400 ; $\sigma_s = 348$ MPa

- **situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa

Acier : $\gamma_s = 1,00$; FeE400 ; $\sigma_s = 400$ MPa

V.2.2. combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon "BAEL 91 modifier 99 ":

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

- Selon le "RPA 99 version 2003" : $G + Q \pm E$

V.2.3. recommandation de "RPA99 version 2003"

a) Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6 % en zone recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone I

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudée 90°

b) Armatures transversales

La section minimale est donné par :

$$A_t = 0.3\% \cdot S \cdot b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodale et entravée si les armatures comprimées sont

Nécessaires :
$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right]$$

En dehors de la zone nodale :
$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \phi_t \equiv \phi_{lt}^{\min}$$

Les premières armatures transversale doivent être dispose a 5cm au plus du nu de l'appui ou l'encastrement

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.

V.2.4. Évaluation des charges

Les risultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Évaluation des charges

	Poutre (cm ²)	Situation durable 1.35G+1.5Q			Situation accidentelle G+Q+E , 0,8G+E			E.L.S	
		Mt ^{max}	Ma ^{max}	Tu ^{max}	Mt ^{max}	Ma ^{max}	Tu ^{max}	Mt ^{max}	Ma ^{max}
Terrasse	PP 35x50	63,11	-79,10	95,15	47,73	-70,86	74,4	46,23	-58,11
	PP 35x40	54,46	-118,53	107,2	41,83	-104,37	90,5	39,77	-86,46
	PS 30 x35	26,53	-46,85	38,5	37,36	-54,79	39,8	19,24	-34,12
Courant	PP 35x50	54,50	-99,72	97,14	42,00	-97,73	97,14	39,7	-72,66
	PP 35x40	48,00	-136,9	116,30	67,51	-124,5	106,4	38,87	-100,35
	PS 30 x35	37,78	-57,44	44,99	50,48	-65,98	47,15	27,46	-41,80
RDC	PP 35x50	50.19	-115.63	100.89	45.2	-110.2	88.51	36.58	-83.3
	PP 35x40	61.06	-114.7	146.57	50.5	-108.5	120.5	43.02	-77
	PS 30 x35	8.19	-18.05	21.7	12,63	23,9	18,64	5.97	-13.26

V.2.5.calcul des armatures

a) Les armatures longitudinales

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Ferrailages longitudinaux des poutres

		PP35 x 50		PP35x40		PS30x35	
		Appui	Travée	Appui	travée	Appui	travée
Terrasse	M (kN.m)	-79.1	63.11	-118.33	54.46	-54.79	37.36
	Situation	<i>ELU</i>	<i>ELU</i>	<i>ELU</i>	<i>ELU</i>	<i>Acc</i>	<i>Acc</i>
	A_s (cm²)	0	3.98	0	4.42	0	3.02
	A_s'(cm²)	5.03	0	10.21	0	4.52	0
	A_{s min}(cm²)	8.75		7		5.25	
	A_s adoptée (cm²)	3T14 + 1T12 = 5.75	3T14 = 4.62	3T16 + 3T14 = 10.65	3T14 = 4.62	4T12 = 4.52	3T12 = 3.39
Etage Courant	M (kN.m)	-99.72	54.5	-136.9	67.51	-65.98	50.48
	Situation	<i>Acc</i>	<i>ELU</i>	<i>ELU</i>	<i>Acc</i>	<i>Acc</i>	<i>Acc</i>
	A_s (cm²)	0	3.42	0	4.76	0	4.14
	A_s'(cm²)	5.51	0	12.04	0	6.51	0
	A_{s min}(cm²)	8.75		7		5.25	
	A_s adoptée (cm²)	3T14 + 1T12 = 5.75	3T14 = 4.62	6T16 = 12.06	3T14 + 1T12 = 5.75	6T12 = 6.79	4T12 = 4.52
RDC	M (kN.m)	-115,63	50,19	-114,70	61,06	-23.9	12.63
	Situation	<i>ELU</i>	<i>ELU</i>	<i>ELU</i>	<i>ELU</i>	<i>Acc</i>	<i>Acc</i>
	A_s (cm²)	0	3.15	0	4.99	0	0.74
	A_s'(cm²)	7.51	0	9.86	0	1.66	0
	A_{s min}(cm²)	8.75		7		5.25	
	A_s adoptée (cm²)	3T14 + 3T12 = 8.01	3T14 = 4.62	2T16 + 4T14 = 10.18	3T14 + 1T12 = 5.75	3T12 = 3.39	3T12 = 3.39

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.14 : Choix des armatures des poutres.

Poutre	Appui	Travée
	As choisi (cm ²)	As choisi (cm ²)
PP 35x50	3T14+3T12 = 8,01	3T14 = 4,62
PP 35x40	6T16 = 12,05	3T14 + 1T12 = 5,75
PS 30x35	6T12 = 6,79	4T12 = 4,52

b) Recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 40 \phi \text{ (zone I).}$$

L_r : Longueur de recouvrement.

On a : $\phi = 16 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 64 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 56 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 48 \text{ cm}$

c) Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ainsi leurs espacements sont tirés à partir des formules de "RPA99 version 2003 " et celles du " BAEI 91 modifié 99 "

D'après le RPA99 version 2003

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 S_t \cdot b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par :

- Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right)$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

D'après BAEI 91 modifié 99:

- $S_t \leq \min (0,9d , 40\text{cm})$

- $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} , \frac{b}{10} , \phi_l \right)$

Avec:

b : longueur de la section

S : Espacement entre les armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

h : Hauteur de la section

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right) \quad \text{avec : } b_0 = b$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Ce qui donne pour l'espacement minimal des armatures transversales: $S_t \leq \frac{A_T \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$

Tableau V.15 : Choix des armatures transversales.

Section	Zone	St BAEL (cm)	St RPA (cm)	St choisi (cm)	Φ_{tMax} (cm)	At min (cm ²)	At choisi (cm ²)	Choix des barres
35x50	Nodale	40	12,5	10	1.4	1.05	2.01	4T8
	Courante	40	25	15	1.4	1.57	2.01	4T8
35x40	Nodale	32.4	10	10	1.14	1,05	2.01	4T8
	Courante	32.4	20	15	1.14	1.57	2.01	4T8
30 x35	Nodale	28,35	8,75	10	1	0,72	2,01	4T8
	Courante	28,35	17,5	15	1	1,35	2,01	4T8

d) Vérifications nécessaires

1) État limite de service (ELS)

Le calcul à l'état limite de service consiste à déterminer les contraintes dans le béton et dans l'acier et les comparer avec les contraintes admissibles

Contrainte du béton :

$$\sigma_b = (M_{ser} \cdot y) / I \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Contrainte d'acier :

$$\sigma_{st} = \eta M_{ser} (d - y) / I \leq \sigma_{b adm}$$

$$\sigma_{sc} = \eta M_{ser} (y - c') / I \leq \sigma_{s adm}$$

Avec :

σ_{st} : contrainte des aciers tendues

σ_{sc} : contrainte des aciers comprimées

Pour une fissuration préjudiciable

$$\sigma_{s adm} = \min \{ 2/3 f_e, 150\eta \}$$

Aciers à hautes adhérences $\eta = 1.6$

D'ou : $\sigma_{s adm} = 201,6 \text{ MPa}$.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.16 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Poutre		M_{ser} (kN.m)	$\sigma_{s\ cal}$ (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bcadm} (MPa)	Observation
PP 35x50	Appui	-83.3	188,9	201,6	6.9	15	Vérifiée
	Travée	46,23	119,9	201,6	4	15	Vérifiée
PP 35x40	Appui	-77	199,8	201,6	9,1	15	Vérifiée
	Travée	43.02	170.7	201,6	5,9	15	Vérifiée
PS 30x35	Appui	-41,8	187,5	201,6	8	15	Vérifiée
	Travée	27,46	171,4	201,6	5,9	15	Vérifiée

2) condition de non fragilité

$$A_s / (b * d) \geq 0.23 f_{t28} / f_e = 0.23 * 2.1 / 400 = 0.001207$$

Avec

b : largeur de la poutre

d = 0.9h hauteur utile

f_{t28} : résistance en traction du béton.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Tableau V.17 : Vérification des contraintes à la condition de non fragilité.

Section	f_e (MPa)	b (cm)	d (cm)	b*d (cm ²)	f_{t28} MPa	A_s (cm ²) travée	A_s (min)	Observation
PP 35x50	400	35	45	1575	2.1	9,23	8.75	OK
PP 35x40	400	35	36	1260	2.1	7,69	7	OK
PS 30 x35	400	30	31,5	945	2,1	5,65	5.25	OK

3) Vérification de la contrainte tangentielle

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Selon BAEL 91 et pour une fissuration préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\tau_u = T_u / (b_0 * d) \leq \tau_{adm} = \min \{0.13 f_c 28,4 = 3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\}$$

Poutres principales (35x50) :

$$T_u = 100,89 \text{ kN}$$

$$b=35\text{cm} ; d= 0.9*50 =45\text{cm.}$$

$$\tau_u = 100890 / (350 \times 450) = 0,64 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Poutres principales (35x40) :

$$T_u = 146,57 \text{ kN}$$

$$b=35\text{cm} ; d= 0.9*45 =40,5\text{cm.}$$

$$\tau_u = 146570 / (350 \times 405) = 1,03 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Poutres secondaires (30x35) :

$$T_u = 50,48 \text{ kN}$$

$$b = 30 \text{ cm, } d = 0.9*35 = 31,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 50480 / (300 \times 315) = 0,53 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

4) Vérification de l'effort tranchant au voisinage d'appui

Appui intermédiaire :

Vérification des armatures longitudinales:

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

- Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

- Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction.

$$\text{Dans ce cas on doit vérifier que : } A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$$

$$T_u - M_a / 0.9d = 97,25 - (99,72 / 0.450) = -124,35$$

Donc les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction sous l'effet du moment et de l'effort tranchant.

Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation

$$\text{suivante : } \sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma^b}$$

Avec :

$a = \text{Min}(a' ; 0,9d)$.

a' : Largeur d'appuis sans l'enrobage ($a' = c - c' - 2\text{cm}$)

c' : L'enrobage ($c' = 3\text{cm}$).

c : Largeur du poteau en appui.

b : Largeur de la poutre.

$$\sigma_{bc} = 97000 / 35 * 30 = 0,92 \text{Mpa} < 1,3 * 25 / 1,5 = 21,66 \text{MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiées}$$

Appui de rive :

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq (T_u / f_e) * \gamma_s$$

$$A_s \geq (97,25 / 348) = 2,97 \text{cm}^2$$

$$A_s \text{ adoptée} = 2,97 \text{ cm}^2 < A_s \text{ min} = 5,65 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de compression du béton :

On doit certifier que :

$$T_u \leq 0,4 * (f_{c28} / \gamma^b) * b * d$$

Avec :

b : largeur de la poutre

a : longueur de l'appui de la bielle évaluée au niveau des armatures inférieures

$$a = \text{min}(c - \text{enrobage} - 2\text{cm} ; 0,9d)$$

$$a = 40 - 2 - 3 = 35 \text{cm}$$

$$T_u = 97,25 \text{kN} \leq 0,267 * 0,35 * 0,35 * 25 = 817,68 \text{kN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

5) Arrêt des barres

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

6) Vérification de la flèche selon le BAEL91

la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$ht/L \geq 1/16$$

$$As/(bd) \leq 4.2/fe$$

$$Ht/L \geq Mt/(10M_0)$$

Poutres principales (35×50) « Etages courants » :

$$q_s = 21,11 \text{ kN/ml}$$

$$ht = 50 \text{ cm}$$

$$L = 587 \text{ cm}$$

$$As = 9,23 \text{ cm}^2$$

$$Mt = 63,11 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = quL^2/8 = 21,11 \cdot (5,87)^2/8 = 90,92 \text{ kN.m}$$

$$-ht/L = 50/545 = 0,091 > 0,062 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$-As/(bd) = 0,0058 \leq 4,2/fe = 4,2/400 = 0,01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$-ht/L = 0,091 \geq Mt/(10M_0) = 63,11/(10 \cdot 90,92) = 0,07 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres principales (35×40) « Etages courants » :

$$q_s = 30,47 \text{ kN/ml}$$

$$ht = 40 \text{ cm}$$

$$L = 472 \text{ cm}$$

$$As = 7,69 \text{ cm}^2$$

$$Mt = 67,51 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = quL^2/8 = 30,47 \cdot (4,72)^2/8 = 84,85 \text{ kN.m}$$

$$-ht/L = 40/472 = 0,084 > 0,062 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$-As/(bd) = 0,0061 \leq 4,2/fe = 4,2/400 = 0,01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$-ht/L = 0,093 \geq Mt/(10M_0) = 67,51/(10 \cdot 84,85) = 0,079 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaires (30×35) « Etages courants » :

$$q_s = 6,765 \text{ kN/ml}$$

$$ht = 35 \text{ cm}$$

$$L = 445 \text{ cm}$$

$$As = 7,69 \text{ cm}^2$$

$$Mt = 50,48 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = quL^2/8 = 6,765 \cdot (4,45)^2/8 = 16,745 \text{ kN.m}$$

$$-ht/L = 35/445 = 0,078 > 0,062 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

$$-A_s/(bd) = 0.008 \leq 4.2/f_e = 4.2/400 = 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$-h_t/L = 0.078 \geq M_t/(10M_0) = 26,53/(10*16,74) = 0.15 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

poutres principales (35×50) « RDC » :

$$q_s = 18,84 \text{ kN/ml}$$

$$h_t = 50 \text{ cm}$$

$$L = 587 \text{ cm}$$

$$A_s = 9,23 \text{ cm}^2$$

$$M_t = 50,19 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = quL^2/8 = 18,84*(5,87)^2/8 = 81,14 \text{ kN.m}$$

$$-h_t/L = 50/587 = 0.085 > 0.062 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$-A_s/(bd) = 0.0058 \leq 4.2/f_e = 4.2/400 = 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$-h_t/L = 0.091 \geq M_t/(10M_0) = 50,19/(10*81,14) = 0.061 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres principales (35×40) « RDC » :

$$q_s = 24,11 \text{ kN/ml}$$

$$h_t = 40 \text{ cm}$$

$$L = 472 \text{ cm}$$

$$A_s = 7,69 \text{ cm}^2$$

$$M_t = 61,06 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = quL^2/8 = 24,11*(4,72)^2/8 = 67,14 \text{ kN.m}$$

$$-h_t/L = 40/472 = 0.084 > 0.062 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$-A_s/(bd) = 0.0061 \leq 4.2/f_e = 4.2/400 = 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$-h_t/L = 0.093 \geq M_t/(10M_0) = 61,06/(10*67,14) = 0.090 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaires (30×35) « RDC » :

$$q_s = 6,12 \text{ kN/ml}$$

$$h_t = 35 \text{ cm}$$

$$L = 445 \text{ cm}$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$M_t = 5,97 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = quL^2/8 = 6,12*(4,45)^2/8 = 15,14 \text{ kN.m}$$

$$-h_t/L = 35/445 = 0.078 > 0.062 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$-A_s/(bd) = 0.0059 \leq 4.2/f_e = 4.2/400 = 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$-h_t/L = 0.078 \geq M_t/(10M_0) = 5,65/(10*15,14) = 0.037 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

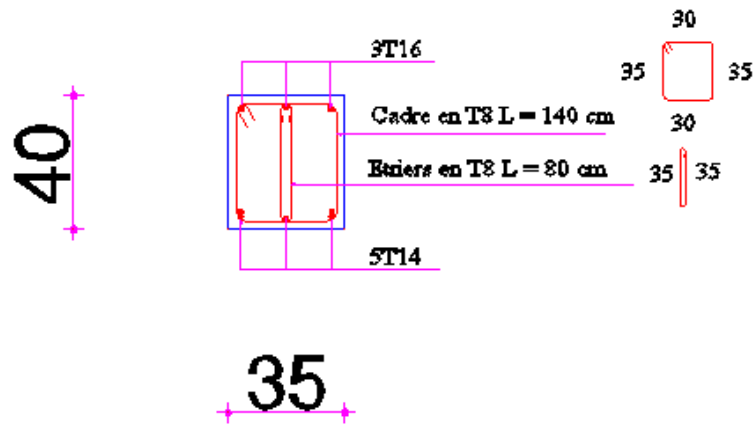


Figure V.4 : ferrailages des poutres principales en travée (35x40)

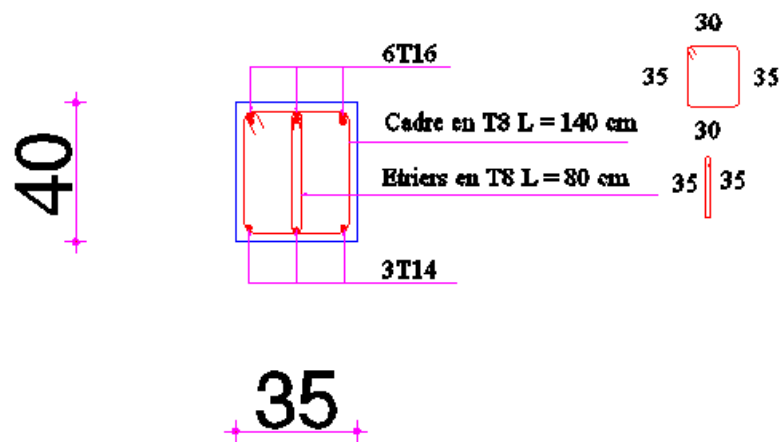


Figure V.5 : ferrailages des poutres principales sur appuis (35x40)

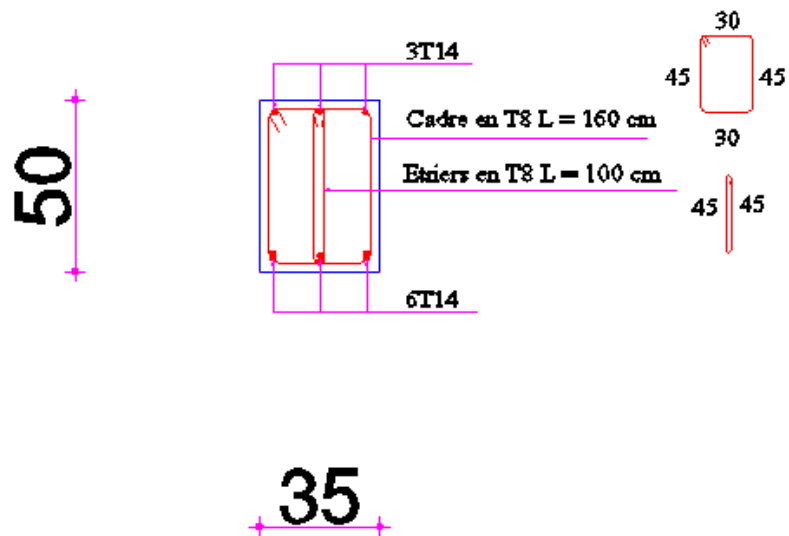


Figure V.6 : ferrailages des poutres principales en travée (35x50)

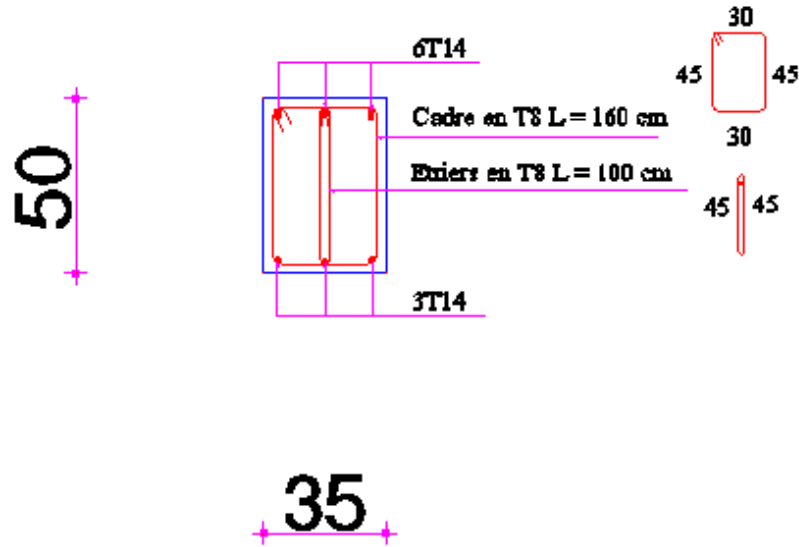


Figure V.7 : ferrailages des poutres principales sur appuis (35x50)

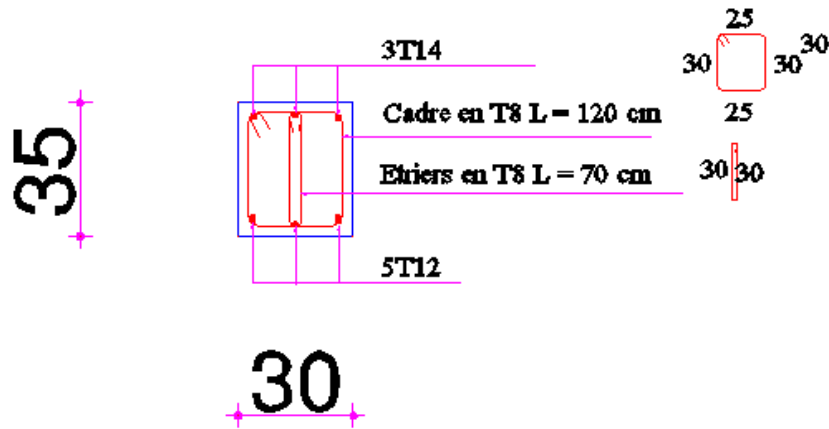


Figure V.8 : ferrailages des poutres secondaires en travée (30x35)

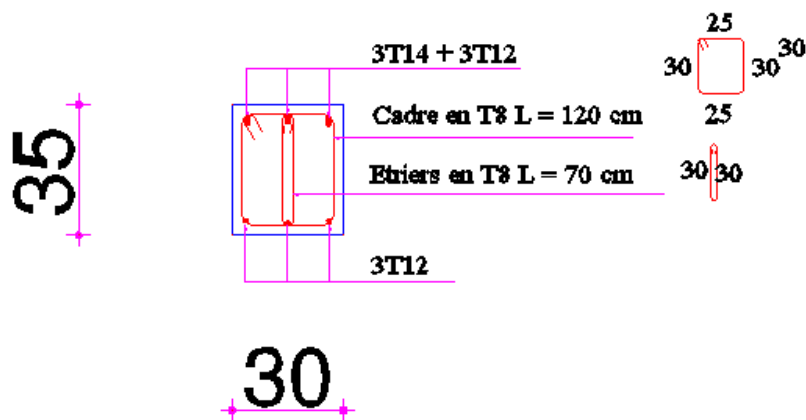


Figure V.9 : ferrailages des poutres secondaires sur appuis (30x35)

V.3.FERRAILLAGE DES VOILES

V.3.1.INTRODUCTION

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur. Ils sont généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Le rôle des voiles est de participer au contreventement de la construction (vent et séisme).

V.3.2. méthode de calcul

a) Longueur de flambement [10]

Soit :

l: la hauteur libre du mur;

l_f: la longueur libre de flambement

d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduite de la hauteur libre du mur « l », en fonction

de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

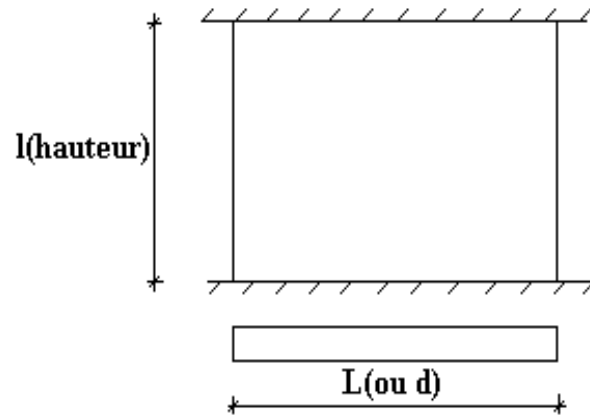


Figure V.10 : dimensions de voile

Tableau V.18 : Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

Où a : l'épaisseur du voile.

b) La contrainte normale limite

Les étapes de calcul des contraintes limites sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$

	Notation	Unités	Voiles armés verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$
Section réduite	B_r	m^2		$d (a-0,02)$
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

Avec :

l_f : longueur de flambement .

a : épaisseur du voile.

d : longueur du voile .

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : limite élastique de l'acier .

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaisons accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaisons accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota : Les valeurs de α données par le tableau ci-dessus sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{\alpha d}$ dont on appelle σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

V.3.3.vérification des contraintes

a) Contrainte normale

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

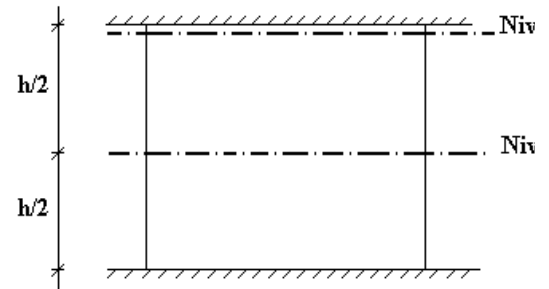


Figure V.11 : Niveaux de vérification

- Si $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$ le mur n'a pas besoin d'être armé $A_s=0$, donc on prévoit une section d'acier minimale exigée par le règlement.
- Si $\sigma_u > \sigma_{u\lim}$ le voile doit être armé. Il faut alors prévoir :
 - Des armatures verticales ;
 - Des armatures horizontales, parallèles aux faces du voile.
 - Des armatures transversales.

b) Contrainte de cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0.05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$).

V.3.4. acier minimal

a) Armatures verticales A_v

Tableau V.20 : Calcul des Armatures verticales

Règlement	Section	$A_v(\text{cm}^2)$	ρ_v	$S_t(\text{cm})$
BAEL91	Section globale	$\rho_v \cdot B$	$\rho_v = \max \left[0.001; 0.0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$	$\leq 30\text{cm}$
RPA99 version 2003 [7.7.4.1]	Section globale	$\rho_v \cdot B$	0.0015	$\leq 30\text{cm}$
	Zone courante	$\rho_v \cdot B$	0.001	$\leq 1,5 a$
	Section horizontale tendue	$\rho_v \cdot B_t$	0.002	

Avec : $B = a.d$ (section du voile)

B_t : la section horizontale tendue du voile.

$\theta = 1.4$ pour un voile de rive.

$\theta = 1.4$ pour un voile intermédiaire.

b) Armatures horizontales A_H

Tableau V.21 : Calcul des Armatures horizontales

Règlement	$A_H(\text{cm}^2)$	ρ_H	$S_t(\text{cm})$
BAEL91	$\rho_H \cdot B$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \max \left[0.001; \frac{\rho_v \text{ max}}{3} \right]$	$\leq 30\text{cm}$
RPA99 version 2003 [7.7.4.1]	$\rho_H \cdot B$	0.0015	$\leq 30\text{cm}$
			$\leq 1,5 a$

- La section d'armature correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

c) Armatures transversales

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \varnothing_l) pris en compte dans le calcul de $\sigma_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \varnothing_t).

Le tableau suivant donne le nombre d'armatures transversales en fonction du diamètre des armatures longitudinales.

Tableau V.22 : Calcul des Armatures transversales

Diamètre \varnothing_l	Nombre d'armatures transversales	Diamètre \varnothing_t
$\varnothing_l \leq 12\text{ mm}$	4 épingles par m ² de voile	6 mm
$12\text{ mm} \leq \varnothing_l \leq 20\text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \varnothing_l$	6 mm
$\varnothing_l > 20\text{ mm}$		8 mm

V.3.5.méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes.
- Le DTU 23.1 admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire .

Nota :

- ✓ Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **SAP 2000** (il s'agit des contraintes S₂₂) .
- ✓ L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure .
- ✓ Les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes importantes de traction (G+Q+E ; 0.8G+E)

Le calcul se fait en flexion composée avec l'effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = N/A + Ml_c/I \quad (\text{compression}) \\ \text{et} \\ \sigma_t = N/A + Ml_t/I \quad (\text{traction}) \end{array} \right.$$

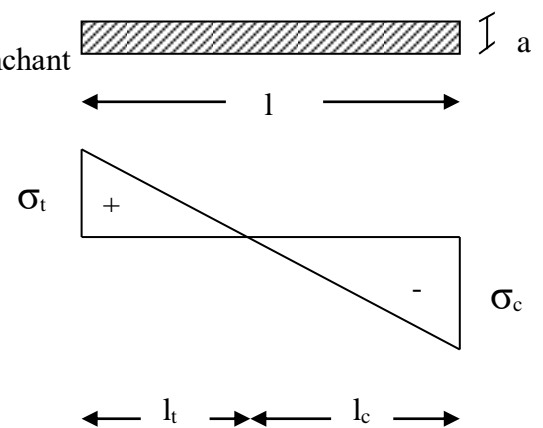


Figure V.12 : Les contraintes normales du voile

avec :

$$A = l \cdot a ; I = a \cdot l^3 / 12 .$$

N : effort normal.

M : moment pouvant être dû à une âme excentrement des charges verticales aux forces horizontales (vent ou séisme)

a) Cas d'une section entièrement comprimée

Pour un voile rectangulaire le DTU 23.1 art 4.224 permet de découper la zone comprimée en bande de longueur l_i , tel que :

$$l_i \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} l_c\right) \quad \text{ou : } \begin{cases} l_c : \text{longueur de la zone comprimée ;} \\ h_e : \text{hauteur d'étage ;} \end{cases}$$

La contrainte de compression sera :

$$\sigma_c \leq \frac{N}{A} + \frac{M}{I} l_c$$

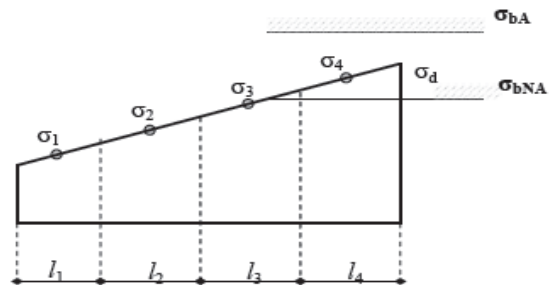


Figure V.13 : voile de section entièrement comprimée

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé, on ne disposera pas d'armatures de compression.
- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton non armé, on devra augmenter les dimensions du voile.

b) Cas d'une section partiellement tendue

Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée, c'est pareille avec le 1^{er} cas. Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bande de mêmes sections d'acier par unité de longueur, celle-ci correspond à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire).

Ainsi, les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier.

1) Armatures verticales A_v

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad i= 4 \text{ ou } 5 ;$$

$\Delta_s = a \cdot L_i$; A_s : est répartie sur la surface (**a.L**)

Pour une section rectangulaire d'épaisseur **a** et si (**L_T**) est inférieure à la hauteur d'étage,

A_s / S :est réparti sur S

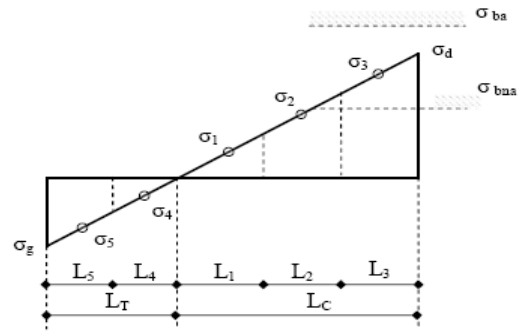


Figure V14 : voile de section partiellement tendue.

2) Armatures horizontales AH

$$A_{H2} = 2/3 A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{H1} = \frac{\tau_u a S_t}{0.8(0.8 f_e)} = \frac{1.4 \tau_u a S_t}{0.8 f_e} 1.25$$

$$A_H \geq \max (A_{H1} , A_{H2}).$$

Avec :

$\tau_u = S_{12}$ donnée par le SAP2000.

S_t : espacement maximal trouvé pour A_v ;

a : épaisseur du voile.

V.3.6. calcul du ferrailage

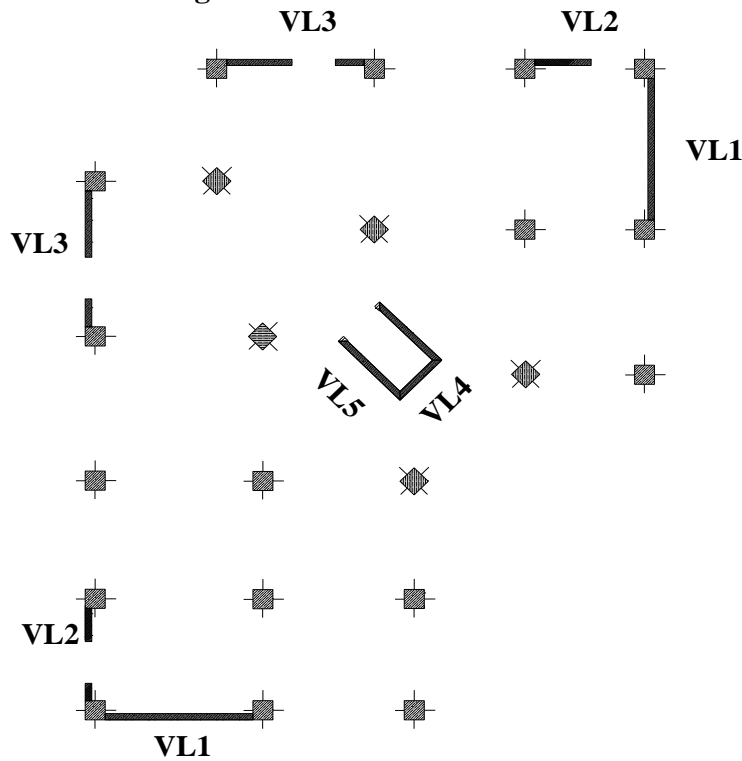


Figure V.15 : numérotation des voiles

a) Les voiles pleins

1) Armatures verticales

- Les valeurs des contraintes dans les voiles, données dans les tableaux ci-après, correspondent à la combinaison de charge 0,8G + E

Voile VL1 : $e = 18 \text{ cm}$.
 $l_m = 0,4 \text{ m}$.
 $L_{voile} = 4.6\text{m}$.

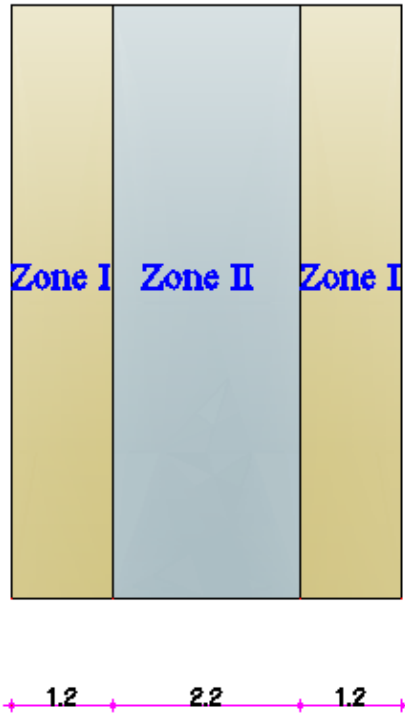


Figure V.16 : différente zone de VL1

Tableau V.23 : Calcul des armatures verticales du voile (VL1) plein

Hauteur (m)	Zone	L_z (m)	$S_{i(\text{maille})}$ (m^2)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_{si} (cm^2)	$A_{s \text{ tot}}$ (cm^2)	$A_{st \text{ min RPA}}$ (cm^2)	$A_{s \text{ adp}}$ (cm^2)	choix	S_t (cm)
]0 ;10.2[I	2.4	0,072	2,16	0,15	3,88	23,32	8.64	27.1	2x12T12	20
	II	2.2	0,072	0,14	0,01	0,25	1,38	7.92	15.7	2x10T10	22
]10.2 ;19.38[I	2.4	0,072	0,34	0,024	0,61	3,67	8.64	18.7	2x12T10	20
	II	2.2	0,072	0,2	0,014	0,36	1,98	7.92	15.7	2x10T10	22
]19.38 ;28.56[I	2.4	0,072	0,21	0,015	0,37	2,26	8.64	18.7	2x12T10	20
	II	2.2	0,072	0,26	0,018	0,46	2,57	7.92	15.7	2x10T10	22

Voile VL4 : $e = 18 \text{ cm}$; $l_m = 0,4 \text{ m}$; $L_{\text{voile}} = 1,6 \text{ m}$.

Tableau V.24 : Calcul des armatures verticales du voile (VL4) plein

Hauteur (m)	Zone	L_z (m)	$S_{i(\text{maille})}$ (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_{s_i} (cm ²)	$A_{s \text{ tot}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ t min}}$ RPA (cm ²)	$A_{s \text{ adp}}$ (cm ²)	choix	S_t (cm)
]0 ;10.2[I	1,6	0,072	1,78	0,128	3.2	12,816	5,76	18.1	2x8T12	20
]10.2 ;19.38[I	1,6	0,072	0,58	0,04	1.04	4,176	5,76	12.6	2x8T10	20
]19.38 ;28.56[I	1,6	0,072	0,16	0,01	0,28	1,152	5,76	12.6	2x8T10	20

Voile VL5 : $e = 18 \text{ cm}$; $l_m = 0,4 \text{ m}$; $L_{\text{voile}} = 2.4 \text{ m}$.

Tableau V.25 : Calcul des armatures verticales du voile (VL5) plein

Hauteur (m)	Zone	L_z (m)	$S_{i(\text{maille})}$ (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_{s_i} (cm ²)	$A_{s \text{ tot}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ t min}}$ RPA (cm ²)	$A_{s \text{ adp}}$ (cm ²)	choix	S_t (cm)
]0 ;4.08[I	1,6	0,072	3,4	0,244	6,12	24,48	5,76	30.8	2x10T14	16
	II	0,8	0,072	1,9	0,136	3,42	6,84	2,88	9.04	2x4T12	20
]4.08 ;10.2[I	1,6	0,072	2,2	0,158	3,96	15,84	5,76	22.62	2x10T12	16
	II	0,8	0,072	1,3	0,092	2,34	4,68	2,88	6.28	2x4T10	20
]10.2 ;19.38[I	1,6	0,072	1,3	0,092	2,34	9,36	5,76	15.7	2x10T10	16
	II	0,8	0,072	0,8	0,056	1,44	2,88	2,88	6.28	2x4T10	20
]19.38 ;28.56[I	1,6	0,072	0,25	0,018	0,45	1,8	5,76	15.7	2x10T10	16
	II	0,8	0,072	0,17	0,012	0,306	0,612	2,88	6.28	2x4T10	20

2) Armatures horizontales

$S_{12} = \tau_u$, désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d valeur lue au milieu de la maille)

Voile VL1 :

Tableau V.26 : Calcul des aciers horizontaux du voile (VL1) plein

Hauteur (m)	zone	L(m)	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h adopté (cm ²)	choix	St (mm)
]0 ;10.2[I	1,00	0,4	0,86	7,52	2,7	7,84	2×5T10	20
]10.2 ;19.38	I	1,00	0,24	0,51	5,19	2,7	6.28	2×4T10	25
]19.38 ;28.56[I	1,00	0,3	0,64	5,19	2,7	6.28	2×4T10	25

Voile VL4 :

Tableau V.27 : Calcul des aciers horizontaux du voile (VL4) plein

Hauteur (m)	zone	L(m)	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h adopté (cm ²)	choix	St (mm)
]0 ;10.2[I	1,00	0,23	0,45	7,54	2,7	7,84	2×5T10	20
]10.2 ;19.38	I	1,00	0,17	0,33	5,25	2,7	6.28	2×4T10	25
]19.38 ;28.56[I	1,00	0,1	0,19	5,25	2,7	6.28	2×4T10	25

Voile VL5 :

Tableau V.28 : Calcul des aciers horizontaux du voile (VL5) plein

Hauteur (m)	zone	L(m)	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h adopté (cm ²)	choix	St (mm)
]0 ;4.08[I	1,00	0,157	0,24	12,83	2,7	13.56	2×6T12	17
] 4.08 ;10.2[I	1,00	0.14	0,22	9,42	2,7	11.31	2×5T12	20
]10.2 ;19.38	I	1,00	0,134	0,2	6,54	2,7	7,84	2×5T10	20
]19.38 ;28.56[I	1,00	0,018	0,02	6,54	2,7	7,84	2×5T10	20

a) Voiles avec files d'ouvertures

1) Les trumeaux

➤ armatures verticales

Voile VL2 :

$e = 18 \text{ cm}$;

$l_m = 0,4 \text{ m}$;

$L_{\text{voile}} = 3,18 \text{ m}$.

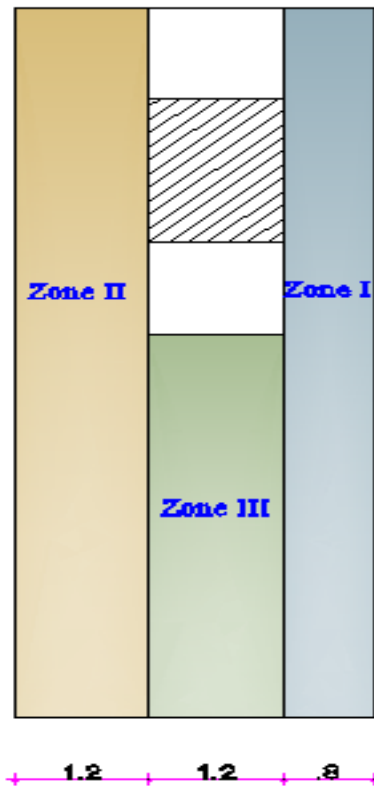


Figure V.17 : différente zone de VL2

Tableau V.29 : Calcul des armatures verticales du voile (VL2) avec ouverture

Hauteur (m)	Zone	L_z (m)	$S_{i(\text{maille})}$ (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_{si} (cm ²)	$A_{s \text{ tot}}$ (cm ²)	$A_{si \text{ min RPA}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ adp}}$ cm ²	choix	S_t (cm)
]0 ;4.08[I	0.8	0.072	2,48	0,178	4,46	8,92	2,88	9.04	2 x 4T12	20
	II	1.2	0.072	2,05	0,14	3,69	11,07	4,32	13.6	2 x 6T12	20
	III	1.2	0.072	1,19	0,085	2,14	6,42	4,32	9.42	2 x 6T10	20
]4.08 ;10.2[I	0.8	0.072	2,48	0,17	4,46	8,92	2,88	9.04	2 x 4T12	20
	II	1.2	0.072	2,05	0,14	3,69	11,07	4,32	13.6	2 x 6T12	20
]10.2 ;19.38[I	0.8	0.072	0,543	0,039	0,97	1,95	2,88	6.28	2 x 4T10	20
	II	1.2	0.072	0,92	0,066	1,65	4,96	4,32	9.42	2 x 6T10	20
]19.38 ;28.56[I	0.8	0.072	0,123	0,008	0,22	0,44	2,88	6.28	2 x 4T10	20
	II	1.2	0.072	0,22	0,015	0,39	1,18	4,32	9.42	2 x 6T10	20

Voile VL3 :

$e = 18 \text{ cm} .$

$l_m = 0,4 \text{ m} .$

$L_{\text{voile}} = 4,3 \text{ m} .$

$A_{s \text{ min}} = 1,08 \text{ cm}^2 .$

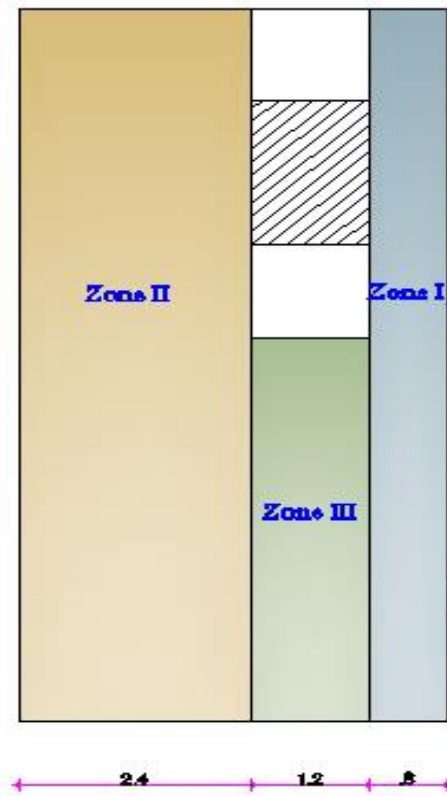


Figure V.18 : différent zone de VL3

Tableau V.30 : Calcul des armatures verticales du voile (VL3) avec ouverture

Hauteur (m)	Zone	L_z (m)	$S_{i(\text{maille})}$ (m^2)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_{si} (cm^2)	$A_{s \text{ tot}}$ (cm^2)	$A_{si \text{ min}}$ RPA (cm^2)	$A_{s \text{ adp}}$ cm^2	choix	S_t (cm)
]0 ;4.08[I	0.8	0.072	1,56	0,11	2,80	5,61	2,88	9.04	2 x 4T12	20
	II	2.3	0.072	1,66	0,119	2,98	17,18	8,28	18.7	2 x 12T10	20
	III	1.2	0.072	0,25	0,018	0,45	1,35	4,32	9.42	2 x 6T10	20
]4.08 ;10.2[I	0.8	0.072	1,56	0,112	2,80	5,61	2,88	9.04	2 x 4T12	20
	II	2.3	0.072	1,66	0,119	2,98	17,18	8,28	18.7	2 x 12T10	20
]10.2 ;19.38[I	0.8	0.072	0,308	0,022	0,55	1,10	2,88	6.28	2 x 4T10	20
	II	2.3	0.072	0,387	0,027	0,69	4,00	8,28	18.7	2 x 12T10	20
]19.38 ;28.56[I	0.8	0.072	0,043	0,003	0,07	0,15	2,88	6.28	2 x 4T10	20
	II	2.3	0.072	0,73	0,052	1,31	7,55	8,28	18.7	2 x 12T10	20

➤ *Armatures horizontales*

Tableau V.31 : Calcul des aciers horizontaux du voile (VL2) avec ouverture

Hauteur (m)	Zone	L(m)	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	$A_{\text{hadopté}}$ (cm ²)	Le choix	l'espacement (cm)
]0 ;4.08[I	1,00	0,53	1,04	7,53	2,7	7.84	2×5T10	20
]4.08 ;10.2[I	1,00	0,53	1,04	7,53	2,7	7.84	2×5T10	20
	II	1,00	0,39	0,76	7,55	2,7	7.84	2×5T10	20
]10.2 ;19.38[I	1,00	0,69	1,35	5,23	2,7	6.28	2×4T10	25
	II	1,00	0,357	0,70	5,23	2,7	6.28	2×4T10	25
]19.38 ;28.56[I	1,00	0,51	1,00	5,23	2,7	6.28	2×4T10	25
	II	1,00	0,51	1,00	5,23	2,7	6.28	2×4T10	25

Tableau V.32 : Calcul des aciers horizontaux du voile (VL3) avec ouverture

Hauteur (m)	Zone	L(m)	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	$A_{\text{hadopté}}$ (cm ²)	Le choix	l'espacement (cm)
]0 ;4.08[I	1,00	0,23	0,45	7,53	2,7	7.84	2×5T10	20
]4.08 ;10.2[I	1,00	0,15	0,29	7,5	2,7	7.84	2×5T10	20
	II	1,00	0,095	0,18	5,42	2,7	7.84	2×5T10	20
]10.2 ;19.38[I	1,00	0,43	0,84	5,23	2,7	6.28	2×4T10	25
	II	1,00	0,08	0,15	5,42	2,7	6.28	2×4T10	25
]19.38 ;28.56[I	1,00	0,58	1,1	5,23	2,7	6.28	2×4T10	25
	II	1,00	0,01	0,019	5,42	2,7	6.28	2×4T10	25

2) Ferrailage des linteaux

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, encastés dans les trumeaux,

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V , les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple,

La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 modifié en 2003**,

Le **RPA99 modifié en 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux et les trumeaux) dans le béton à : $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ déduite du fichier résultats du **SAP**)

Avec:

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ **Premier Cas** $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec: $Z = h - 2d'$

Où:

h : est la hauteur totale du linteau,

d' : est la distance d'enrobage,

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

Aciers transversaux : Deux cas se présentent :

α - Premier sous cas : Linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a : $S \leq \frac{A_t f_e Z}{\overline{V}}$

Où :

S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales,

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales,

$$Z = h - 2 d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau ;

β - Deuxième Sous Cas : Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments

« résistants ultimes » des sections

d'about à droite et à gauche du linteau

de portée l_{ij} (voir figure suivante)

et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$

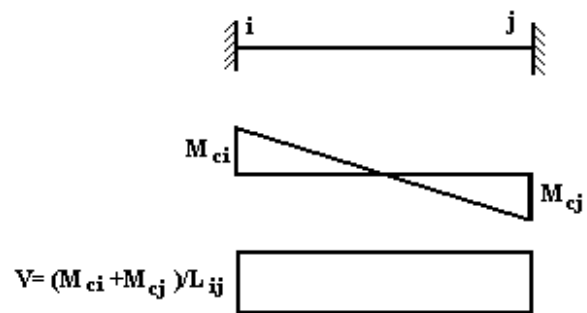


Figure V.19 : moments résistants ultimes

➤ Deuxième Cas $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailrages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

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

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :
$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec :
$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$
 (voir figure)

Et :
$$V = V_u^{cal}$$
 (sans majoration) ($\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12}$)

➤ **Ferraillage minimal :**

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

Armatures longitudinales A_l et A'_l :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%) \quad (\text{Avec } A_l \text{ lit inférieure et } A'_l \text{ lit supérieure})$$

Armatures transversales A_t :

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$
- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,2%

$$\text{C'est à dire : } A_c \geq 0,002bh \quad (\text{en deux nappes})$$

Armatures Diagonales A_D :

- si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

Tableau V.33 : Calcul des contraintes de cisaillement dans les

N=voile	H (m)	Niveau (m)	T (kN)	\bar{T} (kN)	τ_b (MPa)	$0.06 f_{c28}$ (MPa)	$0.0025 f_{c28}$ (MPa)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$
VL2	1.98]6,32-26,52[198,9	265,8	1,37	1.5	0.625	Oui	Non
VL3	0.8]27,75-28,56[15,12	21,28	0,54	1.5	0.625	Oui	Non
VL4	2.02]2,04-4,08[4,69	6,44	0,58	1,5	0,625	Oui	Non
	1.02]6,12-28,56[6,67	9,33	0,44	1,5	0,625	Oui	Non

Tableau V.34 : Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux

N=voile	H (m)	Sec (cm ²)	M (KN.m)	\bar{T} (KN)	A _{min} (cm ²)	A _D (cm ²)	A _D (cm ²)	S (cm)	A _L etA _L ' (cm ²)	A _C (cm ²)
VL2	1,98	18×198	54,55	265,8	5,34	–	–	30	2×4T10=6,28	2×5T10 =7,85
VL3	0,8	18×80	4,63	21,8	2,16	–	–	30	2×4T10=6,28	2×3T10 =4,71
VL4	2,04	18×204	2,84	6,44	5,34	–	–	30	2×4T10=6,28	2×5T10 =7,85
	1,02	18×102	1,8	9,33	2,75	–	–	30	2×4T10=6,28	2×3T10 =4,71

3) Ferrailage des Voiles du Sous-sol

Les voiles du sous-sol travaillent en compression pure. Ils sont soumis à leur propre poids et à l'effort normal revenant de la superstructure. On adopte pour les voiles du sous sol le même ferrailage que ceux du RDC.

CHAPITRE VI

ETUDE DES FONDATIONS

VI. ETUDE DES FONDATIONS

VI.1.INTRODUCTION

Les fondations sont destinées à supporter des charges et surcharges de la superstructure et les transmettre au sol.

Dans notre cas le choix des semelles isolées et des semelles, filantes est à rejeter ; car un calcul préliminaire montre l'impossibilité de ces choix pour différentes raisons :

- L'importance de la charge totale transmise au sol (1 SS+R+8).
- La contrainte admissible du sol 2,0 bars.

Éviter les problèmes des tassements différentiels

VI.1.1. fonctions assurées par les fondations :

Les fondations sont des éléments de structure qui ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale concentrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et l'interaction sol structure.

VI.1.2.classification des fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur ,on réalise les fondations profondes ou semi profondes (puits ou pieux).

VI.2. LE CHOIX DE TYPE DE FONDATION

a) Semelle isolée

On se base pour déterminer la section des semelles isolées sur le rapport

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$S \geq \frac{N^{\max}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : contrainte admissible du sol = 0,2 MPa.

N^{\max} : Effort normal appliqué sur la fondation la plus sollicitée

$$N = N_1 + N_2$$

N_1 : Charge de la superstructure calculée.

N_2 : Charge du sous-sol.

S : surface de la semelle.

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$\max \begin{cases} G + Q + E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

Donc $S = B \times B \geq \frac{N_{Max}}{\sigma_{Sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{Max}}{\sigma_{Sol}}}$

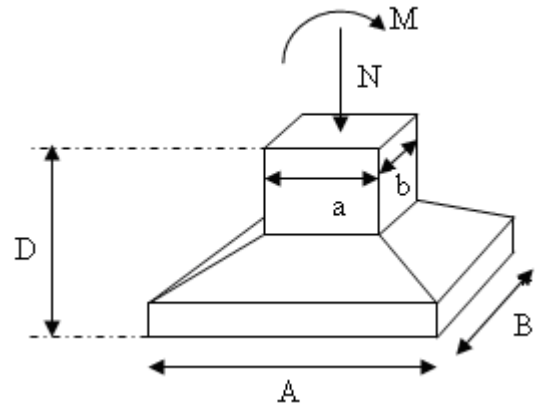


Figure VI.1: Dimensions de la semelle isolée

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées.

N_1 (kN)	(superstructure)	N_2 (kN)	(sous-sol)	$N=(N_1+ N_2)$ (kN)	S (m^2)	$B=S^{1/2}$ (m)	B Choisi (m)
2219.12		351.1		2570,22	12,85	3,58	4

Conclusion :

D'après le tableau on remarque qu'il y a un problème d'interférence des semelles isolées, on opte en deuxième lieu pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

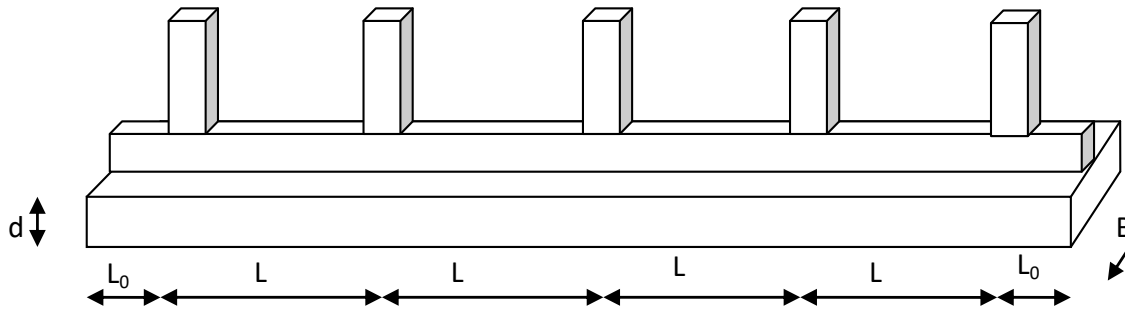


Figure VI.2: Dimensions de la semelle filante

On trouve les résultats des dimensions des semelles filantes les plus sollicitées dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Section des semelles filantes.

Langueur de la semelle	N_1 (superstructure) (kN)	N_2 (sous-sol) (kN)	$N=(N_1+ N_2)$ (kN)	S (m^2)	$B=S^{1/2}$ (m)	B Choisi (m)
15,06	4706.88	554.49	5261,37	26,30	2.4	2,5
10,37	5485.38	994.67	6480,05	32,40	3,12	3,5
6,58	3132.8	406.12	3538,92	17,69	2,68	3

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on adopte Alor un radier général.

VI.3.RADIER GENERAL**VI.3.1.introduction**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince, mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux

VI.3.2.surface nécessaire

$$S_{nec} \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{nec} \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}} = \frac{31753,9}{200} = 158,76 \text{ m}^2$$

Tableau VI.3 : Effort normal maximal appliqué sur le radier

N_1 (superstructure) (kN)	N_2 (sous-sol) (kN)	$N=(N_1+ N_2)$ (kN)
27940.67	3813.24	31753,9

D' où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

La surface occupée par l'ouvrage = 230,41 m² > S_{nec}.

Débord de 50 cm pour chaque coté.

La section totale du radier est de : 265,45 m²

La pression sous le radier :

$$P_u = \frac{N_u}{S} = \frac{43791,7}{265,45} = 164,98 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_{r2} \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_{r2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h_r \geq \max(h_{r1}; h_{r2}) = 26.45 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_r = 40 \text{ cm}$$

VI.3.4. Pré dimensionnement des nervures

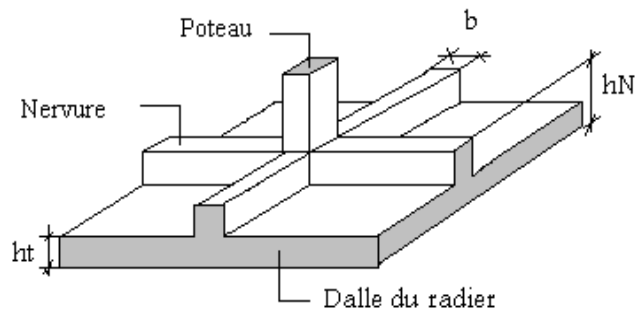


Figure VI.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{529}{10} = 52,9 \text{ cm} \Rightarrow b = 60 \text{ cm}$$

b) hauteur des nervures

1) Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_{N1} < \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{On a : } L_{\max} = 5,29 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 39,1 \text{ cm} < h_{N1} < 52,9 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_{N1} = 50 \text{ cm}$$

2) Condition de non-poinçonnement

Il faut vérifier :

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_c \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

N_u : Effort normal ultime à la base du poteau du sous-sol, $N_u = 3548.56$ kN.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$$U_c = 4[a + h]$$

a,b : les dimensions du poteau du sous-sol (50 × 50).

D'après l'équation (1) on a :

$$h_{N2} \geq 83,74 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_{N2} = 90 \text{ cm.}$$

3) Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

L'expression de la longueur élastique est donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \dots\dots\dots (*)$$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (en prend $E = 32164.19$ MPa).

b : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b = 1m$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ Pour un très mauvais sol.
- ✓ $K = 4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ Pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ Pour un très bon sol.

AN:

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de h :

$$\text{On aura: } h_{N3} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_{N3} \geq 78.3 \text{ cm} \Rightarrow h_{N3} = 80 \text{ cm}$$

Donc : $h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}; h_{N3}) = 90 \text{ cm}$

On prend : $h_N = 90 \text{ cm}$

VI.3.5. caractéristiques géométriques du radier

a) Position du centre de gravité

Après le calcul on trouve :

$$X_g = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} X_G = 8,38m \\ Y_G = 6,67m \end{cases}$$

$$Y_g = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

b) L'inertie longitudinale

$$I_{xx} = \sum [I_{ix} + S_i (d_y)^2] \text{ m}^4 \quad \Rightarrow \quad I_{xx} = 5222,69 \text{ m}^4$$

c) L'inertie transversale

$$I_{YY} = \sum [I_{iy} + S_i (d_x)^2] \text{ m}^4 \quad \Rightarrow \quad I_{YY} = 8500,75 \text{ m}^4$$

VI.3.6. vérification de la stabilité du radier

La radier est sollicité par un effort normal venant des charges et surcharges de la structure et par un moment de renversement qui résulte de l'action sismique, donc on doit vérifier les contraintes à la surface du radier.

Il faut vérifier la condition suivante : $\frac{M_s}{M_{ren}} > 1,5$

M_s : Moment stabilisateur

M_{ren} : Moment de renversement du aux forces sismiques.

Moment stabilisateur M_s

La seule action qui stabilise le bâtiment contre le renversement est celle qui est due au poids de l'ouvrage

Moment de renversement M_{rev}

Le moment de renversement résulte de l'action sismique

$$M_{ren} = M_0 + V_0 \cdot h$$

Avec :

- M_0 : moment à la base de la structure
- V_0 : effort tranchant à la base de la structure
- h : profondeur de l'ancrage de la structure
- M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier SAP2000.

a) sens longitudinal

$$M_s = P_T \cdot Y_g$$

Avec :

P_T : poids de la structure y compris le poids du radier.

$$P_T = P_S + P_R = 25036 + (265,45 \times 0,4 \times 25 + 530,06) = 28220,56 \text{ kN}$$

Y_g : la position du centre de gravité.

AN:

$$M_s = 28220,56 \times 8,38 = 236488,31 \text{ kN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 24631,2 \text{ kN.m} \\ V_0 = 8205,61 \text{ kN} \\ h = 3,96 \text{ (profondeur de l'ancrage)} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{rev} = 55074,01 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{rev}} = 4,29 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ C'est vérifié.}$$

b) sens transversal

$$M_s = P_T \cdot Y_g$$

Avec :

P_T : poids de la structure y compris le poids du radier.

$$P_T = P_S + P_R = 25036 + (265,45 \times 0,4 \times 25 + 530,06) = 28220,56 \text{ kN}$$

Y_g : la position du centre de gravité.

AN:

$$M_s = 28220,56 \times 6,67 = 188231,13 \text{ kN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 26390,48 \text{ kN.m} \\ V_0 = 6589,61 \text{ kN} \\ h = 3,96 \text{ (profondeur de l'ancrage)} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{rev} = 50837,93 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{rev}} = 3,7 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ C'est vérifié.}$$

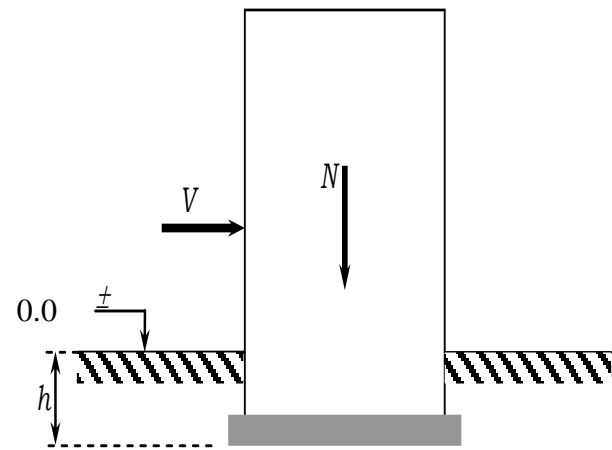


Figure VI.5 : Schéma statique du bâtiment

La stabilité est assurée dans les deux sens

VI.3.7.vérifications des contraintes dans le sol

On doit vérifier la contrainte du sol : $\sigma_{sol} = 200 \text{ kPa}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{31753,9}{265,45} = 1,19bar < 2,0bar$$

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol}

$$\left(\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \right).$$

Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

Tableau VI.4 : Contraintes maximale et minimale du sol.

Sens x-x						
X_G (m)	I_{yy} (m ⁴)	M_{rev} (kN.m)	N_{ser} (kN)	S (m ²)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)
8.38	8500.75	55074	31753.9	265.45	173.91	65.32
Sens y-y						
Y_G (m)	I_{xx} (m ⁴)	M_{rev} (kN.m)	N_{ser} (kN)	S (m ²)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)
6.67	5222.69	50837.93	31753.9	265.45	184.54	54.69

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_m (kN/m ²)
Sens x-x	184,57	114,08	166,95
Sens y-y	184,57	114,08	166,95
Vérification	< σ_{sol}	> 0	< σ_{sol}

VI.3.8. ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a) Ferrailage de la dalle du radier

1) Détermination des efforts

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$

$$M_{ty}=0,85M_y$$

Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$$
 (autre appui)

Panneau intermédiaire :

Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$

$$M_{ty}=0,75M_y$$

Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

On choisi le panneau plus grand ($L_x= 3.8$ m et $L_y = 5.29$ m) et trouver les résultats des efforts dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif des moments maximums de la dalle

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.8}{5.29} = 0,72$ ($1 > 0,72 > 0,40$) \Rightarrow La dalle travaille dans les deux sens. $\rho = 0,72 \Rightarrow \mu_x = 0,0658$ et $\mu_y = 0,4624$						
ELU						
P_U (kN/ml)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{a1x} = M_{a1y} (kN.m)	M_{arx} = M_{ary} (kN.m)
164,98	156.75	72.48	133.23	61.61	78.37	47.02
ELS						
P_s (kN/ml)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{a1x} = M_{a1y} (kN.m)	M_{arx} = M_{ary} (kN.m)
119,62	113.65	52.55	96.6	44.66	56.82	34.1

2) Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voir annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25$ MPa ; $f_{t28}=2,1$ MPa ; $\sigma_{bc}=14,17$ MPa ; $f_e=400$ MPa ; $\sigma_s=348$ MPa ; $b=100$ cm ;
 $h= 40$ cm ; $d= 0,9h =36$ cm

Tableau VI.7 : Choix des armatures

		M (kN.m)	A _s (cal) (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	Choix/ml	A _s (adopté) (cm ²)	S _t (cm)
Sens (x-x)	En travée	133.23	16,08	3,61	8T16	16,08	12,5
	Sur appui	78.37	9,23	3,61	6T14	9,23	16,7
Sens (y-y)	En travée	61.61	7,69	3,2	5T14	7,69	20
	En appui	78.37	9,23	3,2	6T14	9,23	16,7

3) Vérifications nécessaires

➤ vérification de l'espacement :

- Suivant L_x : esp ≤ min (3h et 33 cm)

esp ≤ 33 cmc'est vérifié.

- Suivant L_y : esp ≤ min (4h et 45 cm)

esp ≤ 45 cmc'est vérifié.

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34cm^2 < 7,69cm^2$$

➤ Vérification des contraintes :

- Contraintes tangentielles :

Pour la vérification de la contrainte de cisaillement du béton, on utilise les formules suivantes:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \tau_{adm} = \min (0,1f_{c28}, 3 \text{ MPa})$$

$$V_x = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x + L_y} = 289,40 \text{ kN} \longrightarrow \tau_u = 0,80 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_y = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 239,37 \text{ kN} \longrightarrow \tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$$

- Contraintes à l'ELS

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

Acier: $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa}$

Les résultats sont mentionnés dans les tableaux suivants:

Tableau VI.8 : Vérifications des contraintes

		M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Suivant x	En travée	133.23	12.06	7,34	15	172,25	201.6	OK
	Sur appui	78.37	7.69	5,38	15	171,59	201.6	OK
Suivant y	En travée	61.61	7.69	4,56	15	160,69	201.6	OK
	Sur appui	78.37	7.69	5,38	15	171,59	201.6	OK

Les contraintes dans les aciers sont vérifiées

b) ferrailage du débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

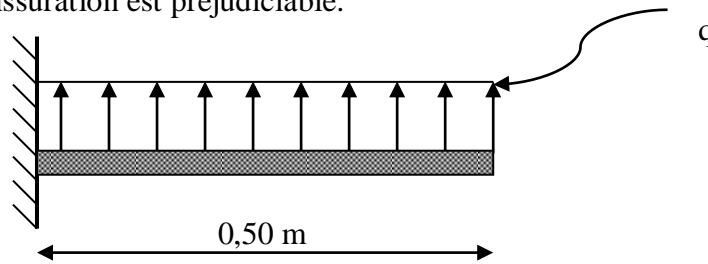


Figure VI.6 : Schéma statique du débord

1) Évaluation des charges et surcharges

E.L.U : $q_u = 164,98$ kN/ml \longrightarrow Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 119,62$ kN/ml \longrightarrow Pour une bande de 1m.

2) Calcul des efforts

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

E.L.U :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 20,62 \text{ kN.m}$$

$$T_u = - q_u \cdot L = - 82,49 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 14,95 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = - q_{ser} \cdot L = -59,81 \text{ kN}$$

3) Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe I).

Avec : b = 100 cm, h = 40 cm

d = 36 cm

Les résultats du ferrailage sont mentionnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.9: Ferrailage du débord

M _u (kN.m)	μ	A _s '(cm ²)	α	σ _s (MPa)	A _s (cm ²)
20,62	0,011	0	0,015	201,6	1,65

4) Vérifications nécessaires

➤ **Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 36 \cdot 2,1 / 400 = 4,35 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend A_s = A_{s min} = 4,35 cm²

Armatures longitudinales : A_s^{choisit} = 5T12 = 5,65 cm², esp = 20 cm

Armatures transversales : A_r = $\frac{A_s}{4}$ = 1,54 cm² ⇒ A_r = 4T8 = 2,01 cm²,

esp = 25 cm

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

• **Contrainte tangentielle**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = \min (0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPa})$$

τ_u = 0,22 MPa < τ_{adm} = 2,5 MPac'est vérifié.

Donc il n'est pas nécessaire de disposer des armatures transversales sauf les armatures de construction

• **Contrainte normale**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
14,95	0,74	15	81,00	201,6	OK

➤ **Vérification de la flèche :**

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e}$$

M_t : moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

A_s : section d'armature.

L : portée de la poutre.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} = 0,8 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{h}{L} = 0,8 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0,10 \\ \frac{A_s}{b \times d} = 0,00156 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiés.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la flèche.

Remarque :

Pour des raisons pratiques et pour faciliter l'exécution, on optera le même ferrailage de la dalle du radier.

c) Ferrailage des nervures

1) Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

(BAEL91 modifier 99 [1]) On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

avec $L_{max} = 5.29$ m

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

2) Calcul des armatures :

$f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,17$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ; $\sigma_s = 348$ MPa ; $b = 60$ cm ;

$h = 90$ cm ; $d = 0,9h = 81$ cm ; $L = 5.29$ m ; $P = 164,98$ kN/ml

Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures

	M_u (kNm)	μ	α	A_{scal} (cm ²)	Choix	A_{sadm} (cm ²)
Travée	490,53	0,087	0,115	18,24	8T20	25,13
Appuis	288,55	0,051	0,067	10,52	8T16	16,08

3) Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non-fragilité :**

$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,23cm^2 < 16,08cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	355,65	25,13	6,25	15	130,57	201,6	OK
Appuis	209,21	16,08	4,33	15	117,64	201,6	OK

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{164,98 \times 5,29}{2} = 436,37kN$$

$$\tau_u = \frac{436,37 \cdot 10^3}{600 \times 810} = 0,9MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contre flèche :**

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps : [10]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{90}{529} = 0,17 > 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{25,13}{60 \times 81} = 0,0051 < 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,17 > 0,085 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

- L : la portée entre nus d'appuis.
- h : la hauteur totale de la section.
- M₀ : le moment isostatique.
- M_t : le moment maximal en travée.
- A_s : la section de l'armature tendue correspondante
- f_e : la limite d'élasticité de l'acier

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la contre flèche.

4) Armatures transversales

BAEL 91 modifié 99:

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right) = 0,45MPa$$

RPA99 version 2003:

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19.2\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.6\text{cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=0.9 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $b=60\text{cm}$; $d=81 \text{ cm}$

On trouve :

$S_t=15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$

$A_t \geq 2,7 \text{ cm}^2$ On prend : $4T10=3,14 \text{ cm}^2$.

d) Calcul des armatures de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau

dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l’absence de ces armatures d’avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a $3 \text{ cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 0,9 = 2,7 \text{ cm}^2$$

On opte $2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$

VI.4. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VI.4.1. introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s’élève du niveau de fondation jusqu’au niveau du plancher de RDC.

Il constitue un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VII.4.2. Prédimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifié en 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous

Épaisseur $e \geq 15$ cm

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerre de renforcement dans les angles.

Avec : B Section du voile.

On adopte une épaisseur $e = 18$ cm.

VII.4.3. évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m} ; L_y = 4,6 \text{ m.}$$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m se situent à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec :

Q = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ = Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 21 \text{ kN/m}^3$).

H = Hauteur du voile (H=2,66).

$$\varphi = 35^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,27$$

$$\text{Donc } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 15,08 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 20,36 \text{ kN/ml}$$

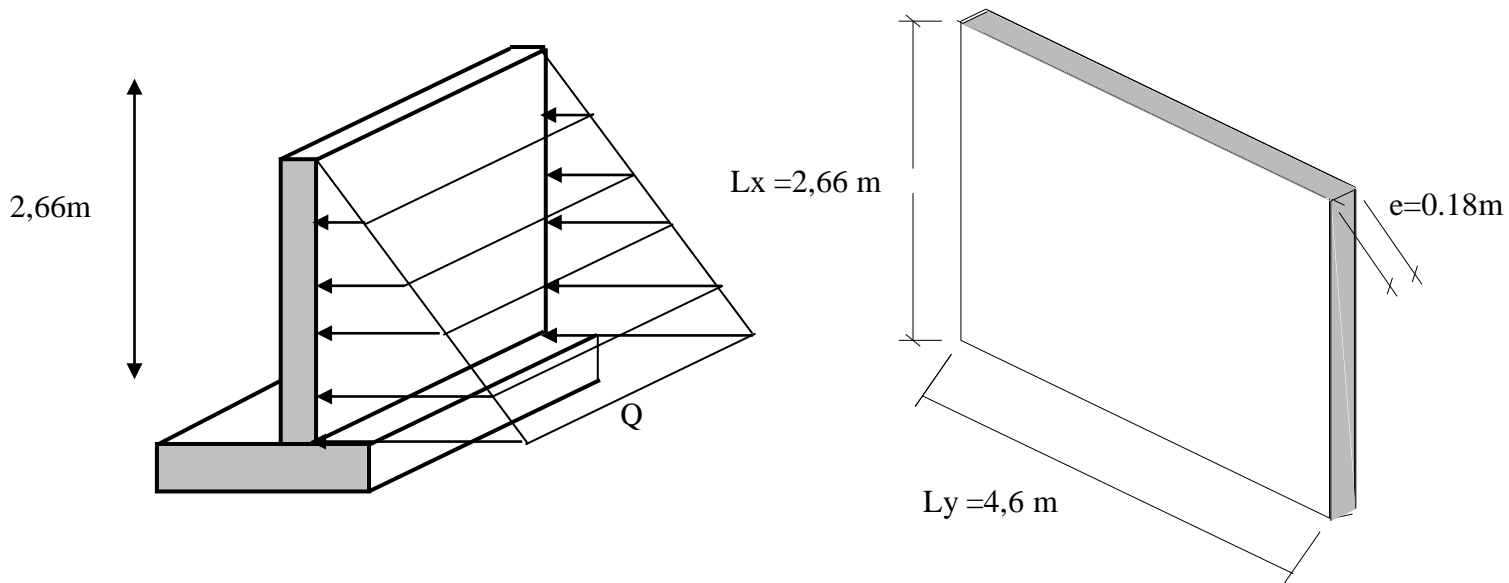


Figure VI.7 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.4.4.effort dans la dalle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,66}{4,6} = 0,57 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{et } \begin{cases} \mu_x = 0,0865 \\ \mu_y = 0,2582 \end{cases}$$

Tableau VI.13 : calculs des moments du voile périphérique

Q _U (kN/ml)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _{tx} (kN.m)	M _{ty} (kN.m)	M _{ax} = M _{ay} (kN.m)
20.36	12.46	3.21	10.59	2.72	6.23

VI.4.5.calcul du ferrailage

b = 100 cm ; h = 18 cm ; d = 16,2 cm ; σ_{bc} = 14,2 MPa ;

Tableau VI.14 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M _u (kNm)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	10,46	0	1,91	6T10	4,71	15
	y-y	2,72	0	0,49	4T10	3,14	25
Appuis	x-x	6,23	0	1,13	6T10	4,71	15
	y-y						

VI.4.6.vérifications nécessaires

a) Condition de non-fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30 cm

(12 ≤ e ≤ 30) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

ρ₀ = 0,0008 pour les barres de FeE400

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{2,66}{4,6} \right) \frac{100.18}{2} = 1,74 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

b) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 25,11 \text{ kN} \quad \text{et} \quad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 18,05 \text{ kN} \Rightarrow T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 25,11 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{25,11.10^3}{1000 \times 162} = 0,155 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c) Vérification à l'ELS

Évaluations des sollicitations à l'ELS

$$\begin{aligned} \mu_x &= 0,0910 \\ \mu_y &= 0,4357 \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 9,70 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 4,23 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$Q_{ser} = 15,08 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Moment en travée} \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 8,24 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85M_y = 3,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

Moment sur appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 4,85 \text{ kN.m}$

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau VI.15 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	8,24	4,71	4,1	2,7	15	119,6	201,6	OK
	y-y	3,6	3,14	3,4	1,4	15	77,2	201,6	OK
Appuis	x-x	4,85	4,71	4,1	1,6	15	70,4	201,6	OK
	y-y								

d) Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,067 \geq 0,0425 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,067 \geq 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 2,9 \cdot 10^{-3} \leq 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CONCLUSION

CONCLUSION

Dans ce projet, on s'est assujéti à l'établissement d'une note de calcul technique complète disciple aux règles en vigueur " le CBA 93 et le RPA 99 version 2003 ".

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques appropriées pendant notre formation universitaire.

Pour la structure calculée, une Portiques contreventés par des voiles a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette Portiques, soumise aux charges statiques et dynamiques, montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations produites sont reprises en toute sécurité, en respectant les règles de bonne construction.

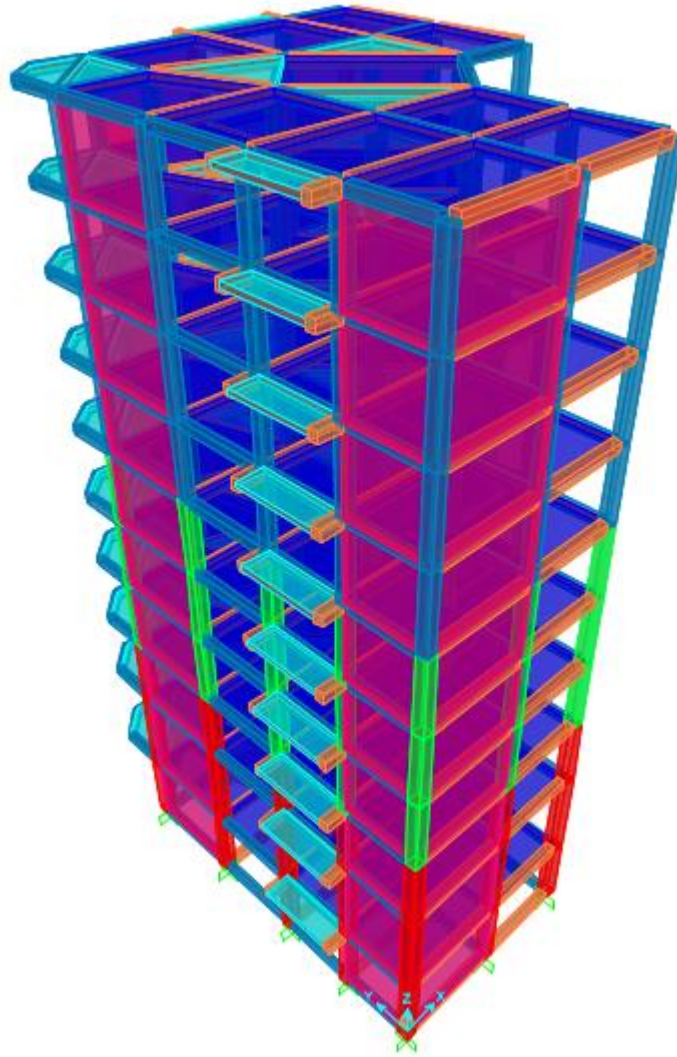
RÉFÉRENCES

- 1/ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
- 2/BAEL 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin ,deuxième Edition eyrolles 2000
- 3/ Le COVEC J : « calcul selon B.A.E.L.83 »Eyrolles.1984
- 4 Calcul des ouvrages en béton armé M.Belazougui
- 5/DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- 6 /Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- 7/Cours de béton armé IUP GCI3 Option OS Année 2004/05 OLIVIER GAGLIARDINI
- 8/Conception et calcul des structures de bâtiment ; Henry Thnier (tome1 ; tome2).
- 9/Conception et Calcul des Structures de Bâtiment, par Henry Thonier, Tome 3
- 10/Formulaire du Béton Armé: Volume 2;'Constructions', par Victor Davidovici, Moniteur, 1995.

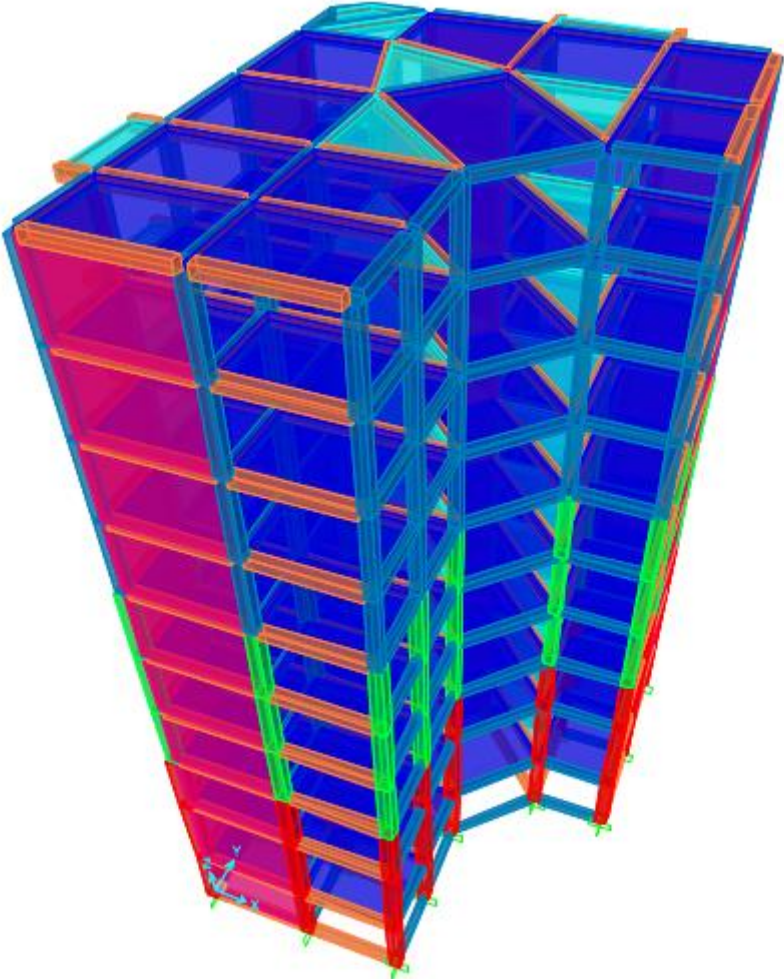
Logiciels

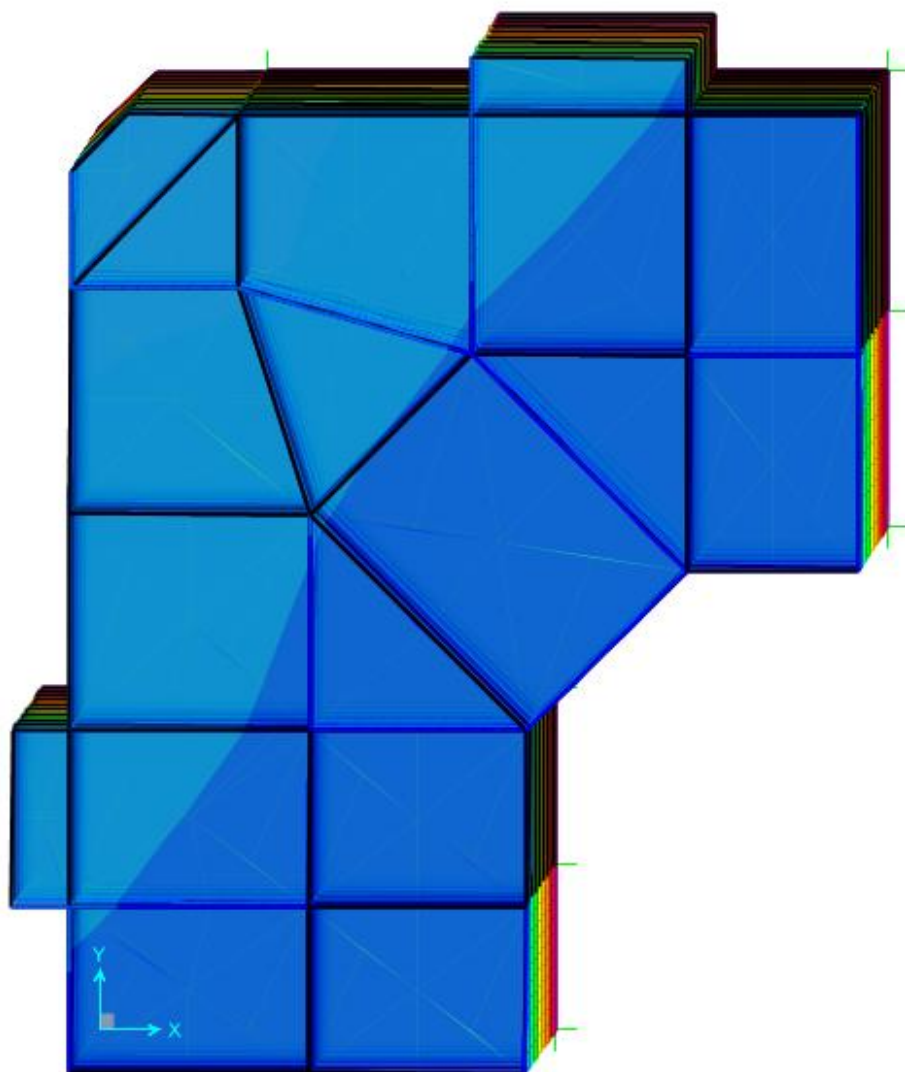
Sap2000 Ver11.
Auto CAD 2008.
Applications SOCOTEC

La structure en 3D par logiciel SAP2000



La structure en 3D par logiciel SAP2000





Summary

This project presents a detailed study of a multi-use L-shaped building consisting of basements, a ground floor + 8 floor located in the wilaya of Tlemcen. This study consists of five parts.

-The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building elements, then the resizing of the structure and finally the lowering of the loads.

- The second part is the pre-sizing of the structural elements

- The third part was devoted to the secondary elements (the staircase with beams, solid slabs and the acroterion).

- The dynamic study of the structure was started in the fourth part by SAP2000 in order to determine the different stresses due to the loads (permanent, operating and seismic loads).

-The last part includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, posts, beams).

Taking into account the recommendations of BAEL91, modified99 and the Algerian earthquake-resistant regulations RPA 99/2003.

This project allowed us on the one hand to assimilate the various techniques and calculation software as well as the regulations governing the principles of design and calculation of works in the building field.

We used the SAP software to interpret the results which allowed us to reinforce the various construction elements.

From the study we did, it should be emphasized that for the earthquake-resistant design, it is very important that the civil engineer and the architect work closely together from the start of the project to avoid any insufficient designs. and to achieve seismic security achieved without significant additional cost.