

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université 20 août 1955 SKIKDA

Faculté de Génie Civil

Département de Génie Civil



جامعة 20 أوت 1955 – سكيكدة

كلية التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation
et commercial en béton armée**

Présenté par :

LATRECHE chahrazed

Encadré par:

BOUZIANE Salah

Members de jury:

REZAIGUIA Nouha

Président

REMREM Sabri

Examineur

Promotion : 2023/ 2024

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tous d'abord (Allah), qui nous a donné
la force de faire ce modeste travail.

Aussi nous tenons à exprimer notre gratitude et profonde
reconnaissance à tous ceux et toutes celles qui nous ont
donnés le coup de main à la réalisation de ce mémoire et on
particulier :

Notre encadreur : Mr. BOUZIANE pour sa direction.

Tous les enseignants de l'université de SKIKDA, spécialement
ceux du département de Génie Civil, pour les efforts qui nous
ont donnés durant notre formation et spécialement :

Le chef de département : Mr. BOUABAZE

Toutes les personnes qui nous ont aidés sans exception

Sans oublier nos collègues ; les étudiants de master 2 Civil.

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة مكونة من خمسة طوابق + طابق أرضي المقرر بنائها في ولاية سكيكدة المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط، مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعوارض + جدران مسلحة). وقد تم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر (CBA 93 RPA /V 2003).

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج ETABS 9.7.0. وفي الأخير تمت دراسة البناية التحتية وذلك بحساب الأساسات.

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R + 5) qui devrait être implantée à Skikda qui est classée comme une zone à moyen sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portique + voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RAP 99 Version 2003, CBA93, BAEL91).

L'étude dynamique a été faite sur le logiciel Etabs 9.7.0 Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été fait par le calcul des fondations.

Abstract :

This Work aims the Analysis of a reinforced concrete with five floors and a sanitary void, which Will be implanted in Algiers classed as a high seismic zone. The résistances of the of the building is ensured by a mixed brace system (frame + shells). The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA 99 version 2003, CBA93, BAEL 91). The dynamic analysis has been done by the use of Etabs 9.7.0 Finally, the substructure has been analysed by calculating the foundation.

Liste des tableaux

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments

Tableau III .1 : résultats des vérifications des dimensions.....21

Chapitre IV : Evaluation des charges et descent des charges

Tableau IV.1 : Charge permanente et surcharge du plancher terrasse.....38

Tableau IV.2 : Charges permanente et surcharge du plancher39

Tableau IV.3 : Charges permanente et surcharge du Balcon.....40

Tableau IV.4 : Charge permanente du Mur extérieure.....40

Tableau IV. 5 : Charge permanente du Mur intérieure.....41

Tableau IV.6 : La charge permanente du Voile.....42

Tableau IV.7 Charge permanente de L'acrotère.....43

Tableau IV.8 **Détermination** des charges permanentes pour Poteau central.....47

Tableau IV.9 : Pré dimensionnement des poteaux.....48

Tableau IV.19 Détermination des charges permanentes pour Poteau d'angle...53

Tableau IV.11 : Détermination des charges d'exploitations.....54

Tableau IV.12 : Calcul la Section réduite du poteau obtenue.....56

Tableau IV.13 : Calcule l'effort admissible des poteaux N_u57

Tableau IV.14 : Vérifications de l'effort normal des poteaux $\bar{N}_u \leq N_u$58

IV.4.10 : Vérification de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$58

Tableau IV.16 : Vérifications de l'effort normal des poteaux $\bar{N}_u \leq N_u$58

IV.4.12 : Vérification de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$59

Chapitre V : Eléments secondaires

Tableau V.1 Charge permanente de L'acrotère.....77

Figure V. 3 : Schéma du balcon87

Figure V.4 : Schéma du balcon.....87

Tab V.4 : Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode Caquot des poutrelles types (02) à l'E.L.U.....107

Tab V.5 : Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode Caquot des poutrelles types (03) à l'E.L.U.....110

Tab V.6 : Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode Caquot des poutrelles types (04) à l'E.L.U.....113

Tableau V.7 : Charge permanente et surcharge du palier d'escalier.....122

Tableau V.8 : Charge permanente et surcharge du paillasse d'escalier.....122

Chapitre VI : Étude sismique et dynamique

Tab. VI.2 : Distance entre le centre des masses et des rigidités sens x-x.....155

Tab. VI.3 : Distance entre le centre des masses et des rigidités sens y-y.....156

Tableau. VI.4 : Valeur du coefficient d'amortissement.....161

Tableau. IV.5 : La période fondamentale.....163

Tableau. VI.6 : La période fondamentale.....163

Tableau. IV.7 : Valeurs des pénalités.....166

Tableau. VI.8 : Le poids total de la structure.....167

Tableau. VI.8 : Vérification d'effort normal réduit.....175

Tableau. VI.9 : Sections des poteaux.....	176
Tableau. VI.9 : Centre de masse pour chaque étage	177
Tableau. VI.10 : Centre de torsion pour chaque étage	177
Tableau. VI.11 : Excentricité théorique.....	177
Tableau. VI.11 : Excentricité accidentelle.....	178
Tableau. VI.12 : Excentricité à retenir.....	179
Tableau. VI.13 Test de convergence.....	179

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux :

Tab VII.1 : Les sollicitations maximal pour les poutres principales.....	165
Tab VII.2 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	166
Tab VII.4 : Ferrailage du Poutre Principales (30*40).....	167
Tab VII.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des Poutre Principales.....	168
Tab VII.6 : Les sollicitations maximal pour les poutres principales.....	173
Tab VII.7 : Ferrailage du Poutre Secondaire (30 x 35).....	175
Tab VII.8 : Tableau récapitulatif du ferrailage des Poutre secondaire.....	176
Tab .VII.1 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	185
Tab .VII.2 : Les résultats de sollicitations sur le poteau (45*45).....	189
Tab .VII.3: Excentricité et type de section du poteau (45x45).....	197
Tab .VII.4 Section d'armature calculée du poteau (45*45).....	197
Tab .VII.2 : Les résultats de sollicitations sur le poteau (30*40).....	198
Tab .VII.3: Excentricité et type de section du poteau (30x40).....	198
Tab .VII.4 Section d'armature calculée du poteau (30*40).....	198

Tab .VII.4 : Ferrailage transversal des poteaux.....	205
Tab .VII.4 : La longueur de la zone nodale.....	205
Tab .VII.5 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux.....	205

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

Tab VIII.1: Caractéristiques géométriques du radier.....	233
Tab VIII.2 : Le centre de gravité de radier	234
Tab VIII .3: Le moment d'inertie de radier.....	136
Tab VIII.4: Charges de la nervure à L'ELU sens X.....	250
Tab VIII. 1: Charges de la nervure à L'ELS sens X.....	250
Tab VIII.6: Charges de la nervure à L'ELU sens Y.....	250
Tab VIII.7: Charges de la nervure à L'ELS sens Y.....	250

Liste de figure

Chapitre I : Présentation du projet :

Fig. I.1 : Dalle pleine	4
Fig. I.2 : Plancher en corps creux.....	4
Fig. I.3 : Brique creuse.....	4
Fig. I.4 : Diagramme des déformations limitent de la section à l'ELU.....	19

Chapitre II : Caractéristique des Matériaux

Fig II.1 : Diagramme des Déformations parabole –rectangle rectangulaire.....	16
Fig II .2 : Diagramme <i>Contrainte</i> déformations du béton.....	17
Fig II.3 : Diagramme contrainte déformation d'acier.....	19

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments

Fig III .2: Coupe vertical du Planchers à corps creux.....	29
Figure III.3 : Coupe de type des voiles	33
Figure III.4: Pré - dimensionnement des voiles	33
Fig.III.4 : Coupe de voile en élévation.....	35

Chapitre IV : Evaluation des charges et descent des charges

Figure IV .1: Plancher terrasse inaccessible.....	38
Figure IV .2 : Plancher étages courants + RDC.....	39
Figure IV .3 : Coupe d'un Mur extérieure.....	40
Figure IV.4 : Coupe d'un Mur intérieure.....	41
Figure IV.5 : Schéma de L'acrotère.....	4

Chapitre V : Eléments secondaires

Fig V.1 : Dimensions de l'acrotère.....	76
Figure V.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	86
Figure V. 5 : Schéma de chargement du balcon.....	89
Figure V. 6 : Diagramme de moment (Mu).....	90
Figure V.7 : Schémas de ferrillages du balcon.....	95
Figure V. 8 : Détail du plancher.....	96
Figure V.9 : Plancher à corps creux.....	97
Figure V.10 : Ferrailage de la dalle de compression.....	98
Figure V. 11 : Schéma explicatif.....	101
Figure V. 12 : Schéma explicatif.....	102
Figure V.13 : Coupe schématique de la poutrelle (travée).....	108
Figure V.14 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.....	110
Figure V.14 : Coupe schématique de la poutrelle (travée).....	113
Figure V.15 : Schéma de ferrailage de la poutrelle.....	116
Figure V. 16 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	117
Figure V.17 : Escalier.....	118
Figure V.18 : Schéma statique d'escalier de l'étage courant.....	120
Figure V.19 : Schéma statique d'escaliers.....	123
Fig V.20 : Schémas statique d'escaliers.....	125
Figure V.21 : Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'E.L.U.....	126
Figure V.22 : Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'E.L.U.....	128

Figure V.23 : Schéma de ferrailage des escaliers.....136

Tab V.9 : Résultats de ferrailage de la poutre palière.....140

Figure V.24 : Ferrailage de poutre palie.....146

Chapitre VI : Étude sismique et dynamique

Fig. VI.1 : Limites des décrochements en plan.....156

Figure VI.2 : Spectre de réponse sens x171

Figure VI.3 : Spectre de réponse sens y.....171

Figure VI.4 : Disposition des voiles aux niveaux RDC.....172

Figure VI.5 : Disposition des voiles aux niveaux étage courant.....172

Figure VI.6 : Mode 01 (translation suivant Y) $T = 0,43s$173

Figure VI.7 : Mode 02 (translation suivant X) $T = 0,319s$174

Figure VI.8 : Mode 03 (Rotation) $T = 0,25s$174

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux :

Figure VII.2 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.....181

Figure VII.3 : Ferrailage des poutres secondaires.....182

Figure VII.4 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....182

Figure. VII. 7 : Organigramme de calcul en flexion composée.....190

Figure VII.6 : Crochet de barres horizontales.....205

Figure VII.7 : Ferrailages des poteaux.....212

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure :

Figure VIII. 2: Schéma de ferrailage de la Dalle du radier.....247

Figure VIII.3: Schéma de ferrailage de debtors.....249

Figure VIII.4: La pouter nervure dans infrastructure.....249

Figure VIII.5: Les charges revenant à la nervure sens X.....250

Figure VIII.6: Les charges revenant à la nervure sens Y.....250

Figure VIII. 1: Schéma de ferrailage de la nervure.....260

VIII.7 Etude de longrine :

Figure VIII.8: Schéma de ferrailage de longing.....261

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste de figure

Introduction générale

Ch I : Présentation du projet

Introduction :.....	1
I.2 Présentation de l'ouvrage :.....	1
I.3 Caractéristiques géométrique de la structure :.....	2
I.4 Données du site.....	2
I.5 Conception la structure de l'ouvrage.....	3
I.5.1 Système porteur :.....	3
I.5.2 Plancher :.....	3
I.5.3 Maçonnerie :.....	4
I.5.4 Revêtement :.....	4
I.5.5 Escalier :.....	5
I.5.6 Balcons :.....	5
I.5.7 Acrotère :.....	5
I.5.8 Infrastructure :.....	5
I.6 Sécurité et règlement.....	6
I.6.1 Règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) :.....	6
I.6.2 Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2.2)	6
I.6.3 Indication générale sur le C.B.A 93 (les règles BAEL 91) :.....	7

I.6.3.1 États limites ultimes (ELU) :	7
I.6.3.2 Hypothèses de calcul à ELU (C.B.A 93 A.4.3.2) :	7
I.6.3.3 États limitent de service (ELS) :	8
I.6.3.4 Hypothèses de calcul ELS (Règlement C.B.A 93 A.4.5.1) :	8
I.6.3.5 Réglé des trois pivots :	9
I.7 Action et sollicitations.....	10
I.7.1 Action (Règlement C.B.A 93 A.3.1) :	10
I.7.1.1 Action permanentes G :	10
I.7 Action et sollicitations.....	10
I.7.1 Action (Règlement C.B.A 93 A.3.1) :	10
I.7.1.1 Action permanentes G :	10
I.7.1.2 Action variables Q_i :	10
I.7.1.3 Action accidentelles FA :	10
I.7.2 Sollicitations (Règlement C.B.A 93 A.3.2) :	10
I.7.3 Sollicitations de calcul combinaisons d'actions.....	11
I.7.3.1 Sollicitations de calcul vis à vis des états-limites ultimes de résistance :...	11
I.7.3.2 Combinaison fondamentale (Règlement C.B.A 93 A.3.3.2.1) :	11
I.7.3.3 Combinaison accidentelles (Règlement C.B.A 93 A.3.3.2.2) :	11
I.7.3.4 Sollicitations de calcul vis à vis des états-limites ultimes de service	12
I.7.3.5 Vérification de l'équilibre statique (C.B.A 93 A.3.3.4):.....	12
I.7.3.6 Vérification de la stabilité de forme (C.B.A 93 A.3.3.5 et A.4.4):.....	12

Ch II : Caractéristique des Matériaux

II.1 Introduction	13
II.2 Etude du béton :.....	13
II.2.1 Dosage du béton :.....	14
II.2.2 Les caractéristiques mécaniques :	14
II.2.2.1 Résistance caractéristique du béton à la compression :	14

II.2.2.2 Résistance caractéristique du béton à la traction	14
II.2.3 Les contraintes limites de béton :.....	15
II.2.3.1 La contrainte limite de compression :.....	15
II.2.3.2 La Contrainte limite de Cisaillement :.....	15
II.2.4 Etat limite de service (E.L.S)	16
II.3 Etude des aciers :.....	17
II. 3.1 Définition	17
II.3.2 Caractéristiques mécaniques :	18
II.3.3 Les contraintes limite de l'acier :.....	19
II.3.3.1 Etat limite ultime (E.L.U).....	19
II.3.3.2 Etat limite service (E.L.S)	19
II.3. 4 Les contraintes de calcul de notre projet :	20
II.4 Notion d'état limite et sollicitation de calcul :	21
II.4.1 Etat limite ultime :.....	21
II.4.2 Etat limite de service :.....	22
II.4.3. Sollicitation de calcul :	22
II.4.3.1 Pour les justifications aux états limite ultimes :	22
II.4.3.2 Pour les justifications a l'état limites de service :.....	23

Ch III : Pré-dimensionnement

III.1 Introduction	24
III.2 Pré-dimensionnement	24
III.2.1 Pré-dimensionnement Des Poteaux	24
III.2.2 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	25
III.2.2.a Poutres principales	27
III.2.3 Pré-dimensionnement Des Planchers	28
III .2.3.1 planchers à corps creux	29
III .2.3.2 planchers en Dalle pleine en B A	31
III.2.4 Pré-dimensionnement des voiles	32
Chapitre IV : Evaluation des charges et Descent des charges	
IV.1 Descente des charges :.....	37
IV.2 Le but de la descents des charges:.....	37
IV.3 Charges règlementaires :	37
IV.3.1 Les charge permanentes « G » :.....	37
IV.3.2 Les charges d'exploitations « Q » :.....	38
IV.3.2.1 Plancher terrasse en corps creux (inaccessible) :.....	38
IV.3.2.2 Plancher étages courants + RDC :.....	39
IV.3.2.3 Balcon étage courant :.....	40
IV.3.2.4 Maçonnerie (mur extérieure) :.....	40
IV.3.2.5 Mur intérieurs	40
IV.3.2.6 Voiles :.....	42

IV.4 la descente de charge :.....	43
IV.4.1 Introduction :.....	44
IV.4.2 Descente des charges :.....	45
IV.4.2.1 Pré dimensionnements des poteaux central :.....	45
IV.4.2.2 Pré dimensionnements des poteaux de rive	48
IV.4.2.3 Pré dimensionnements des poteaux d'angle :.....	51
IV.4.3 La dégression des charges : (D.T.R.B.C.2.2 ; A : 6.3).....	54
IV.4.4 Vérification de la section du poteau le plus chargé (poteau centrale) :.....	55
IV.4.5 Calcul de normal admissible l'effort $\overline{N_u}$:.....	56
IV.4.6 Calcul de la longueur de flambement L_f :.....	56
IV.4.7 Calcul la Section réduite du poteau obtenue.....	56
IV.4.8 Calcul la L'élancement géométrique (λ) :	57
IV.4.9 Calcule l'effort admissible des poteaux $\overline{N_u}$:.....	58
IV.4.10 Vérification de la contrainte du béton (Nu/B)	59
IV.4.11 Vérifications de l'effort normal des poteaux	59
IV.4.12 Vérification de la contrainte du béton	59
IV.5 Conclusion :.....	59

Chapitre V : Eléments secondaires (non structuraux)

V.1 Introduction :.....	60
V.2 Etude de L'acrotère.....	60

V.2.1 Définition :.....	60
V.2.2 Le rôle de l'acrotère :.....	61
V.2.3 Calcul de l'acrotère :.....	62
V.2.3.1 Évaluation des charges et surcharge.....	62
V.2.3.2 Calcul les moments et des efforts normaux due à la force sismique :...	63
V.2.3.3 Calcul de l'excentricité :.....	64
V.2.3 Section d'armature :.....	66
V.2.4 : Vérification nécessaires :.....	67
V.2.4.2 Armature de répartition :	68
V.2.4.3 Ecartement des armatures :.....	68
V.2.5 Vérification à L'E.L.S :	68
V.2.5.1 Le centre de pression :.....	68
V.2.5.2 Calcul y :	69
V.2.5.3 Calcul I:.....	69
V.2.5.4 Calcul de coefficient angulaire : « K ».....	70
V.2.5.5 Vérification de contrainte du béton :.....	70
V.2.5.6 Vérification de contrainte de l'acier :.....	70
V.2.6 Vérification de l'effort tranchant :.....	70
V.2.7 Schéma de ferrailage :	71

V.3 Etude d'un Balcon

V.3.1 Définition :	71
V.3.2 Evaluation des charges.....	73
V.3.2.1 Calcul des moments	74
V.3.2.2 Combinaison des moments	74
V.3.2.3 Armature principale :	75
V.3.3 Vérification à l'E.L.U :	76
V.3.4 Vérifications à L'E.L.S :	77
V.3.4.1 Détermination de la position de l'axe neutre (y) :	77
V.3.4 .2 détermination de moment d'inertie :	77
V.3.4 .3 Détermination du coefficient angulaire des contraintes	77
V.3.5 Vérification des contraintes :	78
V.3.5.1 Vérification de la contrainte du béton :	78
V.3.5.2 Vérification de la contrainte d'acier :	78
V.3.6 Armatures de réparation :	79
V.3.7 Espacement des armatures :	79
V.3.8 Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1).....	79
V.3.9 Ferrailage des balcons.....	80

V.4 Etude de Plancher :

V.4.1 Introduction.....	81
-------------------------	----

V.4.2 Les différents types de planchers	81
V.4.2.1 Plancher à corps creux	82
V.4.2.2 Plancher Dalle plain :.....	82
V.4.2.3 : Types des poutrelles.....	84
V.4.2.4 : Dimensionnement des poutrelles	84
V.4.3 Méthode de calcul	85
V.4.3.1 Méthode forfaitaire	85
V.4.3.1.1 Domaine d'application	85
V.4.3.1.2 Principe de la méthode	86
V.4.3.2 Méthode de Caquot	86
V.4.3.2.1 Domaine d'application	87
V.4.3.2.2 Condition d'application	87
V.4.3.2.3 Principe de la méthode	87
V.4.4 Calcul des poutrelles	88
V.4.4.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	88
V.4.4.3 Ferrailage de la poutrelle	92
V.4.4.4 Vérifications	92
V.4.4.5 Vérification des contraintes à I.E.L.S.....	95
V.4.4.6 Calcul des moments fléchissant à « L'ELS »	96
V.4.5 Calcul des sollicitations :.....	96
V.4.5.1 Combinaison des charges	96
V.4.5.2 Calcul des moments isostatiques	97

V.4.5.3 Moment sur appuis	79
V.4.5.4 Moment en travée	97
V.4.6 Calcul le ferrailage	98
V.4.6 .1 Condition de non fragilité	99
V.4.6 .2 Les Armatures transversale	100
V.4.6 .3 La contrainte tangentielle	100
V.4.7 Vérification à l'ELS	101
V.4.7 Vérification de la flèche	101
V.4.8 Schéma de ferrailage de la poutrelle.....	101
V.4.9 : Dalle de compression	102
V.4.9.1 Ferrailage de la dalle de compression.....	102
V.5 Etude d'escalier	
V.5.1 définition et terminologie	103
V.5.1.1Caractéristiques dimensionnelles	103
V.5.1.2 Notation utilisées	104
V.5.1.3 Pré dimensionnement	104
V.4.2 Vérification de la relation de BLONDEL	106
V.5.3 Evaluation des charges et des surcharges	107
V.5.4 calcul de Sollicitation	111
V.5.5 Calcul des efforts internes à L'ELU	111
V.5.5 .2 Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant	111

V.5.5 .3 Calcul du moment max	113
V.5.6 Calcul des efforts internes à L'ELS	114
V.5.6 .1 Les réactions d'appuis	114
V.5.6 .2 Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant	114
V.5.6 .3 Calcul du moment max	114
V.5.7 Ferrailage à L'E.L.U	116
V.5.7.1 Armatures principales	116
V.5.7.1.1 En travée	116
V.5.7.1.2 Sur appuis	117
V.5.7.2 Espacement des armatures principales.....	118
V.5.7.2.1 En travée	118
V.5.7.3 Espacement des armatures de répartition	118
V.5.7.3.1 En travée	119
V.5.8 Vérification de l'effort tranchant	119
V.5.9 vérification à L'E .L.S	119
V.5.10 Vérification de la flèche	120
V.5.11 Schéma de ferrailages des escaliers.....	121
V.5.12 Etude de la poutre palière	122
V.5.12 .1 Pré dimensionnement	122
V.5.12 .2 évaluation des charges	123
V.5.12 .3 Calcul de la poutre palière	123
V.5.13 Sollicitation de la poutre palier	123
V.5.14 Calcul de ferrailage	124
V.5.15 Vérification de l'effort tranchant	126

V.5.16 vérification à L'E .L.S	127
V.5.17 Vérification de la flèche	127
V.5.18 Calcul de la poutre palière à la torsion	128
V.5.19 Schéma de ferrillages de poutre palier	130

Chapitre VI : Étude sismique et dynamique

VI.1 Introduction	131
VI.2 Objectifs de l'étude dynamique	132
VI.3 Méthodes de calcul	132
VI.4 : Choix de la méthode de calcul	132
VI.4 .1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente	132
VI.4.2 Conditions d'application des méthodes d'analyse dynamiques	133
VI.5 Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003	134
VI.5.2 Classification des ouvrages selon son importance	134
VI.5.3 Classification des sites	135
VI.5.4 Classification des systèmes de contreventement	135
VI.5.5 Classification des ouvrages selon leur configuration	136
VI.5 Méthode statique équivalente (A 4.2 RPA99/2003).....	140
VI.5.1 principe de la méthode	141
VI.5.2 Calcul de la force sismique (A 4.2.3 RPA99/2003)	142
VI.5.2.1 Coefficient d'accélération	142
VI.5.2.3 Périodes caractéristiques associées au site	143

VI.5.2.4 Estimation de la période fondamentale de la structure	143
IV.5.2.5 Vérification de la période fondamentale de la structure	144
VI.5.2.6 Coefficient de comportement R	145
VI.5.2.7 Facteur de qualité Q (tableau 4.4 RPA99/2003).....	145
VI.5.2.8 Poids total de la structure	147
VI.6 Méthode d'analyse modale spectrale	148
VI.6.1 Principe	148
VI.6.2 Modélisation (A.4.3.2 alinéa' RPA99/2003)	148
VI.6.3 Logiciel utilisé pour la modélisation	148
VI.6.3.1 Modélisation de la structure étudiée	149
VI.6.3.2 Description du logiciel ETABS	150
VI.6.4 Hypothèses de calcul	151
VI.6.5 Spectre de réponse de calcul	151
VI.6.6 Vérification de comportement des trois premiers modes	152
IV.6.7 : Vérifications réglementaires	153
IV.6.7.1 : Période fondamentale théorique	153
VI.6.7 COMBINAISONS D' ACTIONS (A.5.2 RPA99/2003)	156
VI.6.8 Vérification spécifiques (A.7.4.3 RPA99/2003)	156
VI.6.8.1 Sollicitations normales (A.7.4.3.1 RPA99/2003)	156
VI.6.8.2 Sollicitations tangentes (A.7.4.3.2 RPA99/2003).....	156
VI.7.1 Centre de gravité des masses	157

VI.7.2 Centre de torsion	158
VI.7.3 Excentricité théorique	158
VI.7.4 Excentricité accidentelle (A 4.2.7 RPA99/2003)	159
VI.7.5 Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 RPA99/2003)	159
VI.7.6 Excentricité retenue.....	160
VI.7.7 Test de convergence.....	160

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

VII. Introduction :.....	161
VII.2 Etude du ferrailage des poutres :	161
VII.2.1 rôle des poutres en béton armé :.....	162
VII.2.2 les combinaisons de calcul :	162
VII.2.2.1 Coefficients des poissons.....	163
VII.2.2.2 Spécification pour le ferrailage	163
VII.2.3 Armatures longitudinal :.....	164
VII.2.4 Armatures transversal :.....	164
VII.2.5.1 Étude des poutres principales P.P (30x40) cm ² :.....	166
VII.2.5.2 Armatures longitudinales :.....	166
VII.2.6 Vérification :.....	168
VII.2.6.1 Condition de non fragilité	168
VII.2.6.2 Section minimal des aciers RPA99/2003 (A.7.5.2.1)	168
VII.2.6.3 pourcentage maximal des aciers longitudinal	169
VII.2.6.4 Diamètre des armatures transversales	169
VII.2.6.5 Calcul de l'espacement des armatures transversales	169
VII.2.6.7 Calcul de la section minimale des aciers transversaux	170
VII.2.6.8 Longueur de recouvrement	170
VII.2.6.9 Longueur de la nodale	171

VII.2.7 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :.....	171
VII.2.8 Vérification à l'état limite de service	171
VII.2.9 Vérification de la flèche BAEL 91(ART : B.6.5.1).....	173
VII.3 Ferrailage des poutres secondaire (30x35) cm ²	174
VII.3.1 Armatures longitudinales.....	174
VII.3.2 Vérification	175
VII.3.2.1 Condition de non fragilité	176
VII.3.2.2 Section minimal des aciers RPA99/2003.....	176
VII.3.2.3 pourcentage maximal des aciers longitudinal.....	176
VII. 3.2.4 Diamètre des armatures transversales	177
VII.3.2.5 Calcul de l'espacement des armatures transversales	177
VII.3.2.6 Calcul de la section minimale des aciers transversaux	178
VII.3.2.7 Longueur de recouvrement	178
VII.3.3 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1)	178
VII.3.4 Vérification à l'état limite de service	179
VII.3.5 Vérification de la flèche BAEL 91(ART : B.6.5.1).....	181
VII.3.6 Schéma de ferrailage.....	183
VII.4 Calcul des poteaux	183
VII.4.1 Introduction	183
VII.4.2 Rôles des poteaux en béton armé.....	183
VII.4.3 Combinaison des charges	183
VII.4.4 Sollicitations à considérer	184
VII.4.5 Ferrailage des poteaux	185
VII.4.5.1 Recommandation du RPA99/version 2003	185

VII.4.5.2 BAEL 91	186
VII.4.6 Calcul du Sollicitation dans les poteaux	187
VII.4.6.1 Etape de calcul	188
VII.4.6.2 Calcul le ferrailage longitudinal	191
VII.4.7 Vérifications	197
VII.2.7.1 Condition de non fragilité	198
VII.4.7.2 Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux	199
VII.4.8 Ferrailage transversal.....	201
VII.4.8.1 L'espace des armatures transversales	202
VII.4.8.2 La section minimale des armatures transversales	203
VII.4.8.3 Ferrailage transversal en zone courante	203
VII.4.8.4 Ferrailage transversal en zone nodale.....	203
VII.4.8.6 Ferrailage transversal en zone nodale	204
VII.4.8.7 La section minimale des armatures transversale Selon BAEL 91.....	204
VII.5.8 Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant	206
VII.5.8.1 Vérification de la contrainte de cisaillement	206
VII.5.8.2 Vérification de la contrainte à l'ELS.....	213
VII.6 Etude du ferrailage des voiles.....	213
VII.6.1 Introduction	213
VII.6.2 Comportement d'un voile	213
VII.6.3 Principes de dimensionnement des voiles.....	213
VII.6.4 Recommandation du RPA99/2003.....	213
VII.6.4.1 Prescription pour les aciers verticaux	214
VII.6.4.2 Les combinaisons des actions	214
VII.6.5 Etude des sections en flexion composée.....	214

VII.6.5.1 : Section partiellement tendue (comprimée)	216
VII.6.5.2 : Section partiellement Comprimée	216
VII.6.5.3 Section entièrement comprimée (SEC)	217
VII.6.5.4 : Section entièrement tendue (SET)	217
VII.7 : L'effort de traction	218
VII.7.1 Ferrailage	218
VII.8 Calcul les voiles plein V1 et V2	219
VII.8.1 Caractéristiques géométriques du voile	219
VII.8.2 Vérification de la résistance du voile sous la combinaison.....	220
VII.8.3 Section réduit	220
VII.8.4 Section minimal d'aciers	220
VII.8.5 Calcul des contraintes	220
VII.8.8 Largeur de la bande verticale d	223
VII.8.9 Calcule de σ_2' :.....	224
VII.8.10 L'excentricité:.....	224
VII.8.11 Calcul les armatures :.....	224
VII.8.12 Armatures minimales d'après le RPA 99 V 2003.....	225

Ch VIII : Étude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :.....	226
VIII.2 Les type de fondation :.....	226
VIII.2 1 Fondations superficielles	226
VIII.2 2 Fondations profondes	226
VIII .3 Etude géotechnique du sol :.....	226

VIII .4 Choix du type de fondation :.....	227
VIII.5 Choix de fondation	227
VIII. 5.1 Vérification de la semelle isolée	227
VIII.6 Calcul du radier général nervuré :.....	228
VII.6.1 Pré dimensionnement du radier :.....	228
VII.6.1.1 Selon la condition d'épaisseur minimale	228
VII.6.1.2 Selon la condition forfaitaire	228
VIII.6.3 Etude de radier général :.....	230
VIII.6.3.1 Pré dimensionnement de radier	230
VIII.6.3.2 Les caractéristiques géométriques du radier.....	233
VIII.6.3.3 Détermination des charges et des surcharges.....	236
VIII.6.3.4 Les vérifications	237
VIII.6.3.4.1 Vérification de poinçonnement :.....	237
VIII.6.3.4.2 Vérification de stabilité au renversement :.....	238
VIII.6.3.4.3 Vérification des contraintes dans le sol :.....	238
VIII.6.3.4.4 Vérification de l'effet de sous pression :.....	139
VIII.6.3.5 Calcul le poids Total	240
VIII.6.3.6 Vérification au cisaillement	240
VIII.6.4 Calcul le ferrailage :.....	241
VIII.6.4 Calcul les sollicitations :.....	241
VIII.6.5 Calcul les moments isostatiques :.....	241
VIII.6.6 Calcul les sollicitations sur appuis et travée :	242
VIII.6.7 Calcul les sections d'armatures :.....	344
VIII.6.7 Vérification à ELS.....	244

VIII.6.8 Calcul le débord :.....	248
VIII.6.9 : Etude des nervure.....	249
VIII.6.9.1 Définition.....	249
VIII.6.9.2 Evaluation des charges	250
VIII.6.9.3 Calcul des sollicitations :	
VIII.6.9.4 Calcul l'effort Tranchant :	
VIII.6.9.4 Calcul le ferrailage :	
VIII.6.9.6 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1)	
VIII.6.9.7 Vérification à ELS	
VIII.7 Etude de longrine	260
VIII.7 .1 Définition	260
VIII.7 .2 Rôle des longrines :.....	260
VIII.7 .3 Calcul des longrines	260
VIII.7.4 Calcul de la section d'armature :.....	261
VIII.7.5 : Les Armatures transversal :.....	261
VIII.7.6 L'espacement :.....	261

:Commenté [UW1]

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone.

β : Coefficient de pondération.

A_s : Section d'armature.

A_t : Section d'armature transversale.

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanente.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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.

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

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

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

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

N_u : Effort normal aux états limite ultime.

N_{ser} : Effort normal aux états limite service.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite 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 isostatique ».

T_u : Effort tranchant.

E.L.U : Etats limite ultime.

E.L.S : Etats limite service.

T : Période.

S_t : Espacement des armatures transversales.

F : Force concertée.

Δf : Flèche.

$\bar{\Delta f}$: Flèche admissible.

L : Longueur ou Portée.

L_f : Longueur de flambement.

d : Hauteur utile.

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.

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée.

E_{iv} : Module d'élasticité différées.

E_s : Module de YOUNG de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours.

y : Position de l'axe neutre.

i : Rayon de giration d'une section.

U : Périmètre d'une section.

φ : Diamètre des armatures.

e : Excentricité de l'effort normal, Épaisseur d'une dalle.

e_1 : excentricité dite du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

e_2 : excentricité liés à la déformation de la structure.

B_r : Section réduite.

B : Aire d'une section de béton.

h_e : Hauteur libre d'étage.

n : Nombre de contre marche sur la volée / coefficient d'équivalence Acier-Béton.

R : Coefficient de comportement global.

W : Poids de la structure.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

S : Section, surface

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

η : Facteur d'amortissement

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

CONSTRUCTION

INTRODUCTION

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

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

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, Le travail est subdivisé en en six chapitres :

Le premier chapitre entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux.

Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

Le troisième chapitre a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et dalle pleine).

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

Les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) seront calculés dans le cinquième chapitre.

En fin l'étude de l'infrastructure a été entamée dans le dernier chapitre

Chapitre : I

Présentation du projet

I.1 Introduction :

L'élaboration du projet de fin d'étude est une étape cruciale dans le cursus de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques et pratique acquise à la cour de ses cinq années

L'étude d'un projet architectural s'élabore en tenant compte les aspects fonctionnels, Structuraux et formel, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil à tenir compte des paramètres suivant :

- L'usage
- La résistance
- Les exigences esthétiques
- La condition économique

L'étude de ce projet comprendra la partie conception des éléments tels que, fondation, poteau, poutre, voiles, et le calcul des éléments secondaires (escalier, plancher, acrotère, balcon...) ainsi que l'étude dynamiques de la structures afin d'évaluer son comportement lors d'un séisme. la calcul sera fait conformément au règle parasismique algériennes. (RPA99/Version 2003) et aux règles de béton armé aux états limite (BAEL91 modifié 99).

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et Commercial. Cet ouvrage sera implanté dans la Willaya de Skikda qui est considérée par le règlement parasismique algérien (RPA 99) version 2003, comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

Le bâtiment est contreventé par un système de contreventement mixte qui est assuré par des voiles et des portiques

I.3 Caractéristiques géométrique de la structure :

La structure de notre bâtiment est contreventée par un système mixte (voile +portique) Longitudinaux et transversaux formées de poteaux et poutre, ce système va pouvoir reprendre :

En plan :

- ❖ Longueur totale :.....26,00 m
- ❖ Largeur totale :..... 17,20 m

En élévation :

- ❖ Hauteur totale :.....19,75 m
- ❖ Hauteur de R D C :.....3,15m
- ❖ Hauteur d'étage courant :..... 3,70m
- ❖ Hauteur de l'acrotère :.....0,70m

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, il nous a été confié l'étude d'un bâtiment (R+5) d'un bloc barre à usage d'habitations cette construction consiste de :

- 1- Un rez-de-chaussée (RDC) + (5 étages) a l'usage d'habitation

Elle est implantée dans la ville de Skikda, classé selon le RPA99 (version 2003) comme zone de moyenne séismicité (zone IIa).

Le projet a été proposé par **RHP**, étudié et réalisé par une entreprise chinoise Z.C.I.G.C D'absorber tous les points de la structure et toute les charge pour les transmettre en définitive au sol par 'intermédiaire de la fondation.

I.4 Données du site

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne Sismicité zone IIa.
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S2).
- La contrainte admissible du sol est estimée $\bar{\sigma} = 1,30\text{bars}$.
- La profondeur superficielles $D = 2,00\text{m}$.

I.5 Conception la structure de l'ouvrage

I.5.1 Système porteur :

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage,

etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement

aux phénomènes d'instabilité (flambement ou déversement).

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicité par :

- Notre bâtiment dépasse quatre (04) niveaux ou quatorze (14 mètres) et est situé en (zone IIa).

- Le contreventement par portique est donc écarté (Art.3.4.A.1.b du RPA99/version 2003), donc le choix va se porter sur des voiles porteurs (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

-Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 des sollicitations dues aux charges verticales.

-Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 de l'effort tranchant d'étage.

1.5.2 Plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux dits « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages. Il existe deux types de dalles dans notre structure :
 - ✓ Dalle pleine en béton armé : elle est prévue là où on ne peut pas réaliser des planchers en corps creux (les balcons, dalle de la chambre et le shechoir et les escaliers).
 - ✓ Dalle en corps creux : tous les planchers du RDC et les 5 étages sont réalisés en dalle en corps creux sauf une petite partie.



Fig. 1.2 : Dalle pleine

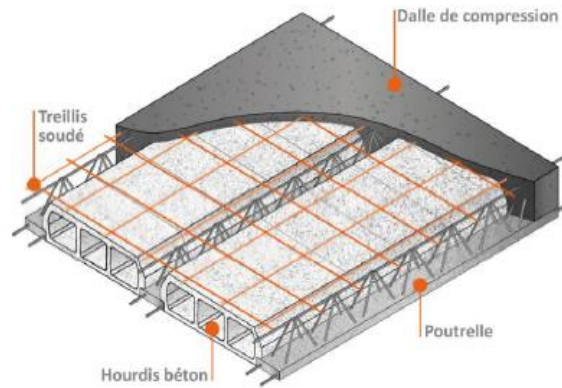


Fig. 1.3 : Plancher en corps creux

I.5.3 Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGÉRIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux Types de murs :

- **Murs extérieurs** : Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de (15+10) d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

- **Murs intérieurs** : Cloison de séparation de 10 cm.

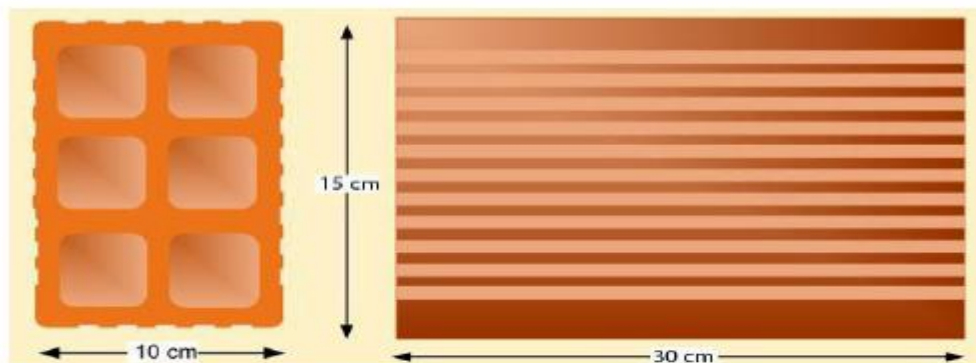


Fig. 1.3 : Brique creuse

I.5.4 Revêtement :

Les revêtements sont réalisés en :

- Céramique pour les salles d'eau et cuisines.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour les façades extérieures.

I.5.5 Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier inter étage. Le bâtiment présente un seul type d'escalier, escalier droit en béton armé coulé sur place.

I.5.6 Balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalles pleines.

I.5.7 Acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

Le rôle de l'acrotère : permettre de faire remonter verticalement sur sa face interne les isolants et revêtements d'étanchéité des toits terrasses (relevé d'étanchéité).

- d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales.

I.5.8 Infrastructure :

L'infrastructure constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .Le système de fondation doit être homogène.

L'infrastructure est réalisée en béton armé en assurant :

- La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.

Le rapport de sol qui a été donné par le bureau d'étude chargé de l'étude de ce projet indique l'aspect ferme du site qui est classé selon le RPA99 version 2003 comme « site ferme S2 » et sa contrainte admissible est :

$\bar{\sigma} = 1.30$ bars, et d'ancrage a une profondeur $D = 2,00$ m

Les fondations : le choix de type de fondation dépend essentiellement de deux facteurs qui sont :

- La nature du sol d'implantation.
- L'importance de l'ouvrage.

I.6 Sécurité et règlement

La stabilité et la durabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux

(poteaux, poutres, voiles ...) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du types des matériaux utilisés et de leur dimensions et caractéristiques.

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes CBA 93 (équivalent BAEL 91) et satisfaire aux exigences et recommandations du règlement parasismique algérien RPA99. la structure de notre bâtiment est conçue avec du béton arme, qui est construit de béton et d'acier

I.6.1 Règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) :

Le RPA 99/2003 est un document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zone sismique (article 1.1 RPA 99/2003).

Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistant à doter la structure :

D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.

D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme major, plus rare (article 1.2 RPA 99/2003).

I.6.2 Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2.2) « Charges permanentes et charges d'exploitation » :

Le présent document traite des "charges permanentes" et "charges d'exploitation" des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

I.6.3 Indication générale sur le C.B.A 93 (les règles BAEL 91) :

On se base dans le calcul sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. Au-delà d'un état limite la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est à dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions auxquelles elle a été conçue. On distingue deux (02) catégories d'états limites :

I.6.3.1 États limites ultimes (ELU) :

Correspondant à la limite :

Soit de l'équilibre statique de construction (pas de renversement ou le basculement).

- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme (la ruine d'un élément de la structure par perte de stabilité avant d'atteindre la résistance).

I.6.3.2 Hypothèses de calcul à ELU (C.B.A 93 A.4.3.2) :

- La résistance du béton tendu (à la traction) est négligée.
- Les sections droites restent planes après déformations (hypothèse de Navier).
- L'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.
- Le diagramme contrainte-déformations du béton et de l'acier est linéaire.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à 3.5‰ en flexion et 2‰ en compression simple. L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrés en leur centre de gravité, est limité à 10‰.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots).
- **On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 ‰**

I.6.3.3 États limitent de service (ELS) :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées,

Son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il y a trois états limites :

-État limite de service vis à vis la compression du béton : Cette limite permet d'éviter le problème fissuration du béton qui sous charge cyclique risque de se rompre ou de se fatiguer

État limite d'ouverture de fissure : dans cet état on limite la contrainte de traction des aciers, on distingue

trois (03) types de fissuration : peu préjudiciable, préjudiciable et très préjudiciable.

-État limite de déformation : tout élément soumis à des sollicitations se déforme, il est donc indispensable

de limiter toute déformations sous tout type de sollicitations dans la structure.

I.7.3.6 Vérification de la stabilité de forme (C.B.A 93 A.3.3.5 et A.4.4).6.3.4

Hypothèses de calcul ELS (Règlement C.B.A 93 A.4.5.1) :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et les armatures en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre béton et acier.
- Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton ou coefficient d'équivalence à pour valeur 15.
- Conformément aux errements habituels, on ne déduit pas dans les calculs aires des aciers de l'air du béton comprimé, on peut en outre supposer concentrée en son centre de gravité l'air d'acier de la section transversale d'un groupe de plusieurs armatures, pourvu que l'erreur ainsi commise ne dépasse pas 15%.

I.6.3.5 Réglé des trois pivots :

La façon la plus simple pour caractériser le comportement du béton armé est de raisonner par les déformations, suite à la linéarité de ces derniers et à leurs mesurabilités.

Le pivot est défini comme étant un point de déformation limite fixé, à partir duquel on déterminera les déformations possibles dans la section pour toutes sollicitations.

D'après l'analyse du comportement des matériaux béton-aciers, on peut définir trois pivots :

1. Pivot A : l'état limite est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
2. Pivot B : l'état limite est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3.5‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
3. Pivot C : l'état limite est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2‰ à distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur total h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci-dessous : celles-ci est entièrement comprimée est soumise à la flexion composée ou à la compression simple).

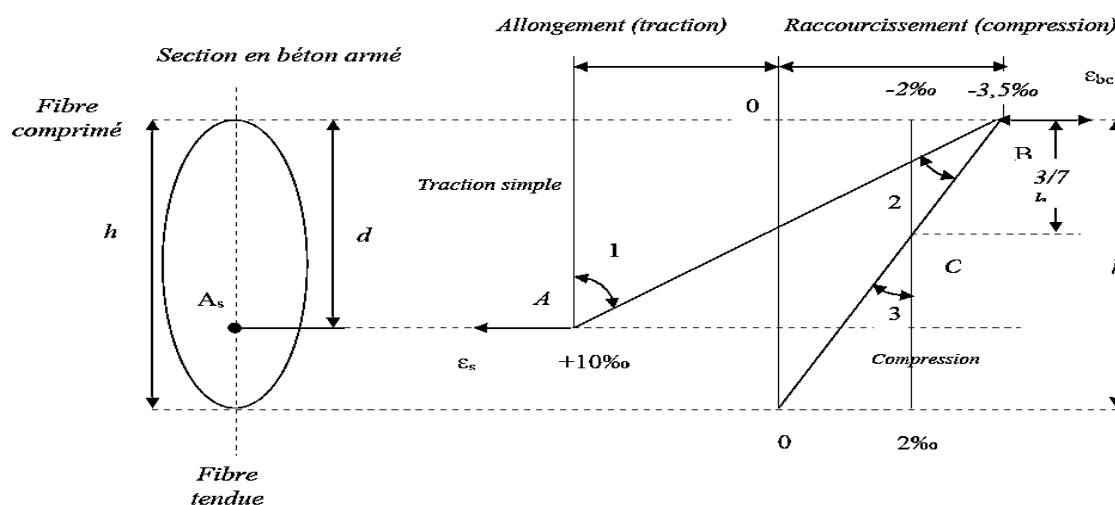


Fig. 1.4 : Diagramme des déformations limitées de la section à l'ELU

I.7 Action et sollicitations

I.7.1 Action (Règlement C.B.A 93 A.3.1) :

Les actions des forces et couples dues aux charges appliquées à la structure (permanentes, climatiques, d'exploitation, sismiques, etc.). Et aux déformations imposées (retrait, variation de température, tassement des appuis, etc).

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

I.7.1.1 Action permanentes G :

Dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Les efforts dus à des terres ou à des liquides dont les niveaux varient peu.
- Les charges des équipements fixes.
- Les efforts dus aux déformations permanentes imposées à la structure (retrait, fluage, tassement...).

I.7.1.2 Action variables Qi :

Dont l'intensité est varié fréquemment et d'une façon importante dans le temps, on distingue :

- Les surcharges d'exploitations (DTR B.C.2.2) .
- Les actions climatiques (DTR C.2.47 RNV99).
- Les actions dues à la température.

I.7.1.3 Action accidentelles FA :

Ces sont des actions provenant de phénomène rare (séismes, chocs, explosions...etc), avec une très faible durée d'application

I.7.2 Sollicitations (Règlement C.B.A 93 A.3.2) :

Les sollicitations sont des efforts (effort normal, effort tranchant), des moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées. Les calculs sont conduits suivants des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

I.7.3 Sollicitations de calcul combinaisons d'actions (Règlement C.B.A 93 A.3.3) :

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

On désigne par :

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes favorables

Q_i : l'action variable dit de base.

Q_i : ($i > 1$) les autres actions variables dites d'accompagnements

γ_{QI} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement

$\gamma_{QI} = 1,5$ Dans le cas général;

$\gamma_{QI} = 1,35$ Pour le température, les bâtiments agricoles à faible

Densité D'occupation, les charges routières étroitement bornées.

Coefficients définies en (Règlement C.B.A 93 A.3.1.3.1)

1.7.3.1 Sollicitations de calcul vis à vis des états-limites ultimes de résistance :

1.7.3.2 Combinaison fondamentale (Règlement C.B.A 93 A.3.3.2.1) :

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu considérer :

$$1,35 G_{max} + G_{min} + \gamma_{QI} Q_I + \sum 1,3 \Psi_{Qi} Q_i$$

Avec

$\gamma_{QI} = 1,5$ dans le cas général.

$Q_I = 1,35$ dans les cas particuliers (températures, bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractère particulier).

1.7.3.3 Combinaison accidentelles (Règlement C.B.A 93 A.3.3.2.2) :

$$G_{max} + G_{min} + FA + \Psi_{1i} Q_I + \sum \Psi_{21} Q_i$$

Avec :

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_i$: valeur fréquence d'une action variable

$\Psi_{21} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

I.7.3.4 Sollicitations de calcul vis à vis des états-limites ultimes de service (C.B.A 93 A.3.3.3) :

Elles résultent de la combinaison d'action ci-après dites combinaison rares :

$$\mathbf{G \max + G \min + Q_I + \sum \Psi_{Q_i} Q_i}$$

I.7.3.5 Vérification de l'équilibre statique (C.B.A 93 A.3.3.4) :

On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

I.7.3.6 Vérification de la stabilité de forme (C.B.A 93 A.3.3.5 et A.4.4) :

La justification de la stabilité de forme consiste à démontrer qu'il existe un état de contraintes qui équilibre les sollicitations de calcul, y compris celles de second ordre, et qui soit compatible avec la déformabilité et la résistance de calcul des matériaux.

Chapitre : II

Caractéristique des Matériaux

II.1 Introduction :

Les caractéristique des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le Règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement Parasismique Algérien RPA 99/2003.

II.2 Etude du béton :

On appelle « **Béton** » le matériau artificiel constitué par le mélange des proportions convenables des ciments, de granulats (**sable + gravier**) et d'eau.

Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans un béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Nous allons étudier successivement chacun des constitutions du béton armé (**Béton + acier**).

Le béton destiné au béton armé se différencie du béton ordinaire par son dosage et par la grosseur des granulats utilisés dont le diamètre est supérieur à **5 mm (gravillon, cailloux)**

Dans la construction de cet ouvrage, le béton armé utilisé se conforme bien aux règles des conceptions, et de calcul des ouvrages au béton armé

(**B.A.E.L 91 modifié 99**), ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie (**RPA99modifié 2003**).

Le béton se prépare soit sur chantier, soit en centrale à béton

II.2.1 Dosage du béton :

Il est d'un dosage 350 kg /m^3 de ciment portland composé (CPJ) de classe 32,5MPa, la constitution par **01 m³** de béton sera la suivant :

Composante	Gravier 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume/quantité	800l	400 l	350 kg	175l

II.2.2 Les caractéristiques mécaniques :

A. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Sachant que la résistance à la traction du béton est très faible ce matériau sera principalement défini par sa résistance en compression

C'est la résistance notée (f_{c28}), mesurée par l'écrasement jusqu'à rupture d'éprouvette cylindrique de hauteur égale à 2 fois le diamètre (diamètre généralement pris égale à 16cm

$$\text{Pour : } j \leq 28j \implies f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad [1] ; f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad [2] ; f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Pour : $j \geq 28j$

- pour la vérification de la résistance des sections :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

- Pour la vérification de déformation :

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa (le béton ne soit traité thermiquement)}$$

Si non : on prend la formule [1] pour : $28 \leq j < 60$

Ou $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ pour : $j \geq 60$

B. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction f_{tj} est définie conventionnellement par rapport à la résistance de la compression f_{cj} elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

On peut aussi la déterminer généralement ‘après 03 types d’essais :

- Traction directe
- Traction par fluage
- Traction par flexion (essais 3 ou 4 pts)

C. Déformation longitudinale du béton :

A. Déformation instantanée (E_{ij}) : (B.A.E.L 91 modifié 99)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané (E_{ij}) de béton

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

B. Déformation différée (E_{vj}) : (B.A.E.L.91 modifié 99)

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation, A défaut des mesures on admet que sous les contraintes de longue durée d'application les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au mêmes âge.

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

C. Coefficient de POISSON : (B.A.E.L.91 modifié 99)

Le coefficient de POISSON est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est donné par la formule suivante :

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0}$$

Les règles de BAEL 91 modifié 99 donnent pour les valeurs de coefficient de poisson :

- Pour le calcul des sollicitations : $v = 0$.
- Pour le calcul des déformations : $v = 0,2$.

II.2.3 Les contraintes limites de béton :

a) Etat limite ultime (E.L.U) :

On distingue deux types de contrainte :

a.1) La contrainte limite de compression :

$$f_{bc} = 0.85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$$

- Diagramme déformations –contraintes de béton :

On distingue :

- ✓ Le diagramme [parabole - rectangle]
- ✓ Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en

raison de :

- Sa simplicité d'emploi,
- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme [parabole - rectangle]

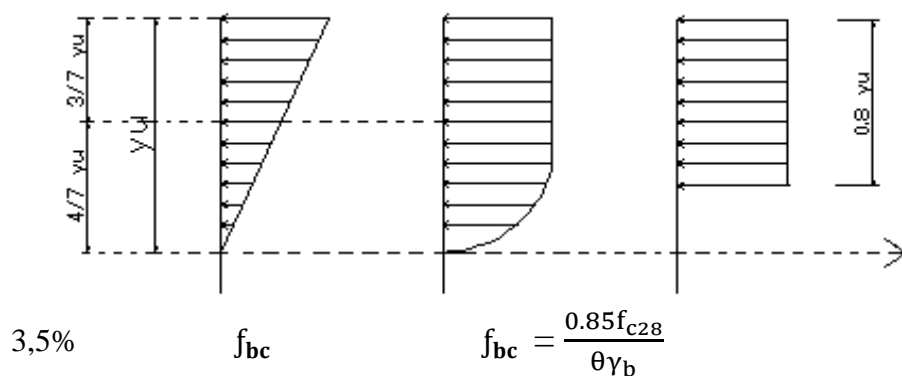


Fig II.1 : Diagramme des Déformations parabolé-rectangle rectangulaire

Avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours :

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5.

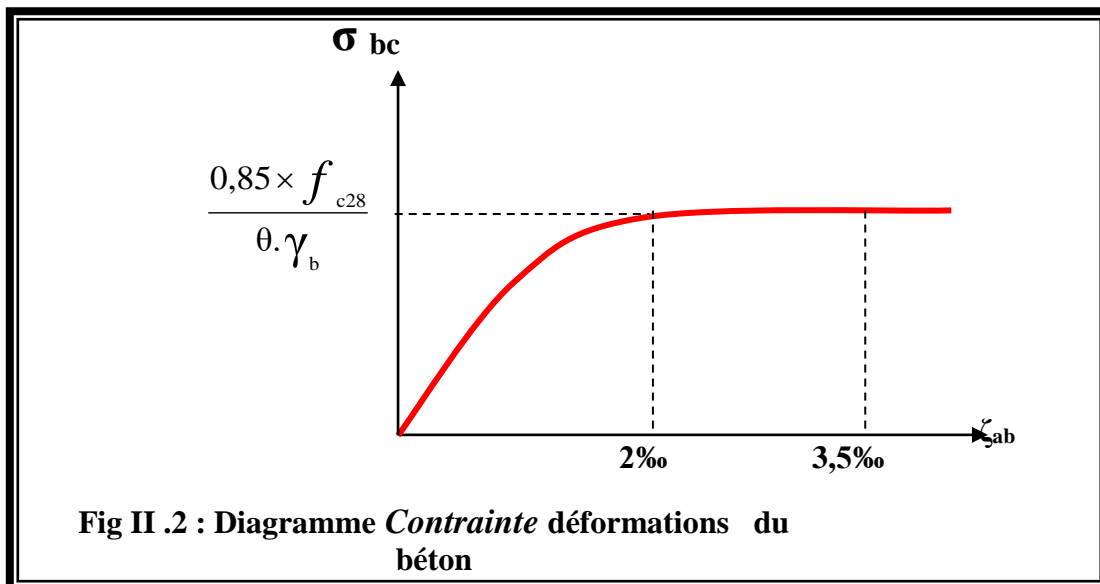
f_{bc} : Contrainte de calcul

θ : Le coefficient θ prend les valeurs :

$\theta = 1$ Pour une durée d'application > 24 h.

$\theta = 0,9$ Pour $1 \leq \text{durée} \leq 24$ h.

$\theta = 0,85$ Si durée < 1 h.



a.2) La Contrainte limite de Cisaillement :

On distingue deux contraintes de cisaillement :

- La contrainte de cisaillement ultime
- La contrainte limite ultime admissible

$$\tau_u = T_u / b_0 d$$

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\tau_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

b) Etat limite de service (E.L.S) :

La contrainte admissible de service en compression est : $\overline{\sigma_s} = 0.6 f_{c28}$

II.3 Etude des aciers :

II. 3.1 Définition :

Les aciers sont des alliages fer + carbone, en faible pourcentage et les aciers utilisé pour le béton armé sont ceux de :

- nuance douce (0.15 à 0.25) % de carbone.
- nuance mi – dure et dur (0.25 à 0.4) % de carbone.
- les aciers utilisés pour constituer les armatures en béton de notre construction sont :
- ronds de lisses.
- acier hautes adhérence (haute. teneur de carbone)
- treillis soudés.

II.3.2 Caractéristiques mécaniques :

Parmi les caractéristiques mécanique les plus importantes est la limite d'élasticité (c'est le f_e), car en fonction de celle –ci quand détermine l'effort maximal que peut supporter une barre, ces valeurs de sont tirés à partir du diagramme (contrainte – déformation)

Le module d'élasticité longitudinale d'acier nié (E_s) est pris égale à 2.10^5 MPA

Les valeurs de fer des différentiels types d'acier sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	Fe - Mpa
Ronds lisses (B.L)	FeE 215	215
	FeE 235	235
HA	FeE 400	400
	FeE 500	500
Treillis soudés	TL 505 ($\emptyset > 6$)	505
	TL 505 ($\emptyset > 6$)	520

II.3.3 Les contraintes limite de l'acier :

a. Etat limite ultime (E.L.U) :

Le diagramme contrainte déformation de calcul (simplifié) pour les aciers est le suivant :

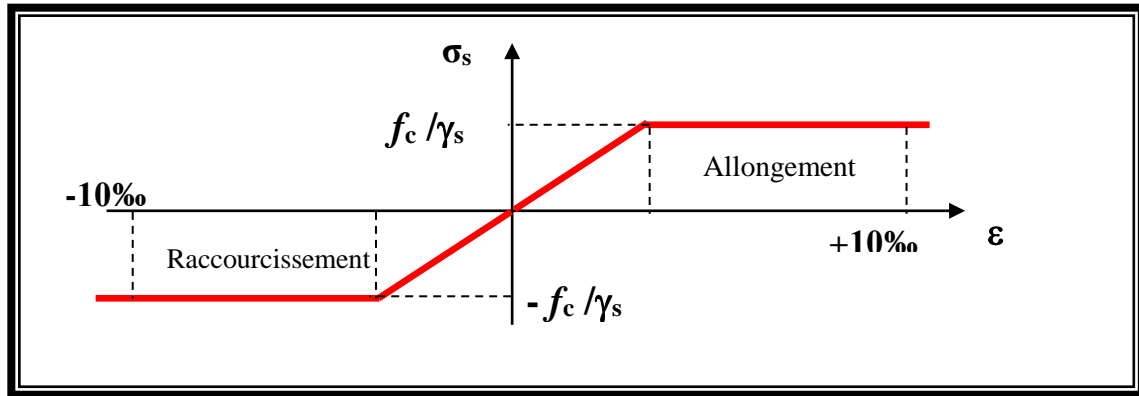


Fig II .3 : Diagramme contrainte déformation d'acier

σ_s = contrainte de l'acier

$\epsilon_s = \Delta L / L$ allongement unitaire

$\epsilon_{es} = f_e / E_s \cdot \gamma_s$

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ cas courant

$\gamma_s = 1 \rightarrow$ cas accidentelle

f_e : La contrainte correspondant à la limite d'élasticité

$\epsilon_s < \epsilon_{es} \rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$ (Loi de Hooke)

$\epsilon_s > \epsilon_{es} \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s$

b. Etat limite service (E.L.S) :

La contrainte admissible de l'acier à l'E.L.S (état limite d'ouverture des fissures) est donnée en fonction de la fissuration considérée

➤ **Fissuration peu préjudiciable :** (B.A.E.L.91 modifié 99)

- Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos non soumis à des condensations.

- les parements susceptible d'être fissurée ne sont pas visible ou ne font pas l'objet de condition spécifique concernent l'ouverture des fissures

Donc il n'y a aucune vérification

- **Fissuration préjudiciable** : (B.A.E.L.91 modifié 99)

Les éléments en cause sont exposés aux intempéries à des condensations ;

Ou peuvent être alternativement émergés ou noyés ou non mouillés.

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right\}$$

- **- Fissuration très préjudiciable** : (B.A.E.L.91 modifié 99)

Les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif (eau de mer), on doit assurer une étanchéité.

$$\overline{\sigma_s} = 0.8 \zeta$$

n : coefficient de fissuration, il vaut :

n = 1.6 : pour les barres au fils H.A de diamètre au moins égales à 6 mm et 1.3 pour les fils des diamètres inférieure à 6 mm

n = 1 : pour les barres et fils rond lisse.

II.3. 4 Les contraintes de calcul de notre projet :

A. Le béton :

$$f_{t28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.5 \text{ MPa}$$

- Ciment C.P.A 325 doses à 350 kg /m³

- Sable : 0/5

- gravillon : 15/25 : D max 25 mm

- **Cas normal :**

$$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.15 \implies f_e = 400 \text{ MPa} \implies f_e / (\gamma_b) = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

B. Les aciers :

- On utilise l'acier FeE 400 pour les barres H .A
- On utilise l'acier FeE 235 pour les cadres épingle et étriers

II.4 Notion d'état limite et sollicitation de calcul :

Un état limite dans lequel se trouve un structure ou un élément de structure est tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus à la fonction pour les quelles il est conçu, on distingue deux catégorie d'état limite :

- **Les états limites E .L.U**
- **Les états limitent de services E.L.S**

A. Etat limite ultime :

C'est un état le dépassement esquivant a la ruine de la structure on distingue :

- Etat limite d'équilibre statique qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance qui concerne le nom rupture de l'ouvrage c'est-à-dire que l'ouvrage ne doit pas de rompre sous les effets des efforts qui lui sont appliqués, ceci conduira à déterminer par exemple les qualités d'armatures en acier à placer dans le volume de béton.
- Etats limite de stabilité de forme concerne les pièces élancées soumises à un effort de compression axiale ces pièces doivent résister aux risque de flambement.

B. Etat limite de service :

C'est un état qui correspond à des critères dont le nom respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaites, on distingue :

- **Etat limite de service vis-à-vis la compression du béton :** des désordres graves peuvent apparaître dans les éléments
- **Etat limite d'ouverture des fissures :** concerne la corrosion des armatures insuffisamment protégés, des fonctions d'étanchéité.

- **Etat limite de service de déformation :** des déformations très importante de l'ouvrage peuvent créés des désordres fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchi.

C. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations sont les effets provoqué en chaque points et sur chaque section de la structure, pour les actions qui exercent sur elles, les sollicitations sont les moments fléchissant, les efforts tranchants, les efforts normaux, et les moments de torsion.

Les sollicitations sont déterminées a partir de la combinaison d'action qui suite :

C.1 Pour les justifications aux états limite ultimes :

C.1.1 Situation durable et transitoire :

$$1,35 G \max + G \min + \gamma_{QI} Q_I + \sum 1,3 \Psi_{Qi} Q_i$$

Avec :

G max : l'ensemble des actions permanentes défavorables

G min : l'ensemble des actions permanentes favorables

Q_i : l'action variable dit de base.

Q_i : (i) les autres actions variables dites d'accompagnements

γ_{QI} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement

$\gamma_{QI} = 1,5$ Dans le cas général;

$\gamma_{QI} = 1,35$ Pour le température, les batiments agricoles à faible

Densité D'occupation, les charges routières étroitement bornées.

C.1.2 Situations accidentelles :

$$G \max + G \min + FA + \Psi_{1i} Q_I + \sum \Psi_{21} Q_i$$

Avec :

FA : valeur minimale de l'action accidentelle

$\Psi_{1i} Q_i$: valeur fréquence d'une action variable

$\Psi_{21} Q_i$: valeur quasi – fréquemment d'une action variable.

C.2 Pour les justifications a l'état limites de service :

La combinaison d'action à considérer est dite combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_I + \sum \Psi_{Qi} Q_i$$

Chapitre : III

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1 Introduction :

Avant tout calcul, il convient d'adopter, à priori, des dimensions définissant la section de béton pour les éléments principaux (poteaux et poutres) et des éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère...ect). Nous donnons ci-après quelques règles pratiques permettant de déterminer approximativement ces dimensions.

III.2 Pré-dimensionnement :

Le Pré-dimensionnement des éléments nous permet d'avoir et de déterminer l'ordre de grandeur au niveau du coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage. Pour cela nous utiliserons le règlement parasismique Algérien "RPA99/V 2003 et CBA 91, on vérifie les conditions de résistance et de flèche.

III.2.1 Pré-dimensionnement Des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui sont parmi les éléments les plus essentiels de la structure car ils supportent le poids de l'ossature.

D'après le R.P.A les dimensions transversale des poteaux, doivent satisfaire les conditions suivantes :

Selon RPA 99/V2003 (art 7.4 / page 65) :	Selon CBA 93 (art B.8.4 / page 102) :
$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \quad \text{en zone II} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \text{ cm} \end{array} \right.$	<p>La condition de non flambement dit :</p> $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$ $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad h \geq b$ <p>Avec : L_f : longueur de flambement \Rightarrow cas de bâtiment $L_f = 0,7.h_e$ i : rayon de giration I : moment d'inertie du poteau h_e : la plus grande hauteur.</p>

♦ Vérification :

a) Type 1: (30x40): $h_e = 295\text{cm}$

➤ Nivea: 3^{ème} étage , 4^{ème} étage et 5^{ème} étage

Selon RPA 99/V2003 (art 7.4 / page 65) :	Selon CBA 93 (art B.8.4 / page 102) :
- $\text{Min}(30, 40) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{c.v}$ - $\text{Min}(30, 40) = 30 \geq \frac{295}{20} = 14,75\text{cm} \dots\dots\dots\text{c.v}$ $\frac{1}{4} < \frac{30}{40} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,75 < 4 \dots\dots\dots\text{c.v}$	$l_f = 0.7 \times 295 = 206,50 \text{ cm}$ $i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{40}{\sqrt{12}} = 11,54 \text{ cm}$ $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{206,5}{11,54} = 17,89 \Rightarrow \lambda < 50 \dots\dots\dots\text{c.v}$

b) Type (30x45): Nivea RDC et 1^{ère} étage, 2^{ème} étage

• Au Niveau RDC:

- Pour Loco: $h_e = 350\text{cm}$

- Pour Habitation : $h_e = 295\text{cm}$

Selon RPA 99/V2003 (art 7.4 / page 65) :	Selon CBA 93 (art B.8.4 / page 102) :
❖ Pour Loco: $h_e = 350\text{cm}$ - $\text{Min}(30, 45) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{c.v}$ - $\text{Min}(30, 45) = 30 \geq \frac{350}{20} = 17,50\text{cm} \dots\dots\dots\text{c.v}$ $\frac{1}{4} < \frac{30}{45} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,66 < 4 \dots\dots\dots\text{c.v}$	$l_f = 0.7 \times 350 = 245 \text{ cm}$ $i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{45}{\sqrt{12}} = 12,99 \text{ cm}$ $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{245}{12,99} = 18,85 \Rightarrow \lambda < 50 \dots\dots\dots\text{c.v}$
❖ Pour Loco: $h_e = 350\text{cm}$ - $\text{Min}(30, 45) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{c.v}$ - $\text{Min}(30, 45) = 30 \geq \frac{350}{20} = 17,50\text{cm} \dots\dots\dots\text{c.v}$ $\frac{1}{4} < \frac{30}{45} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,66 < 4 \dots\dots\dots\text{c.v}$	$l_f = 0.7 \times 350 = 245 \text{ cm}$ $i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{45}{\sqrt{12}} = 12,99 \text{ cm}$ $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{245}{12,99} = 18,85 \Rightarrow \lambda < 50 \dots\dots\dots\text{c.v}$

<p>❖ Pour habitation : $h_e = 295\text{cm}$</p> <p>- $\text{Min}(30, 45) \geq 25\text{ cm} \dots\dots\dots\text{c.v}$</p> <p>- $\text{Min}(30, 45) = 30 \geq \frac{295}{20} = 14,75\text{cm} \dots\dots\dots\text{c.v}$</p> <p>$\frac{1}{4} < \frac{30}{45} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,66 < 4 \dots\dots\dots\text{c.v}$</p>	<p>$l_f = 0.7 \times 295 = 206,50\text{ cm}$</p> <p>$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{45}{\sqrt{12}} = 12,99\text{ cm}$</p> <p>$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{206.5}{11.54} = 17, \Rightarrow \lambda < 50 \dots\dots\dots\text{c.v}$</p>
--	---

D’après le BAEL il n’y a pas un risque de flambement, alors toutes les conditions sont remplies alors :

Types	section
Types(1)	(30 x 40)
Type(2)	(30 x 45)

III.2.2 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments horizontaux, leur rôle de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges ramenées par les planchers,

a- Condition de la flèche : Selon les Règles de BAEL91

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots(1)$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,8h \dots\dots\dots(2)$$

Avec

L : portée de la poutre entre Axe.

h : Hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

b- Les dimensions des poutres doivent respecter l’article 7.5.1 de RPA 99/version 2003 suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{ cm} \\ h \geq 30\text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Zone : lia}$$

D’une manière on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. On a deux types de poutres :

III.2.2.a Poutres principales :

On a : $L_{\max} = 4,20\text{m}$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42$$

On adopte : $h = 40\text{cm}$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 32$$

On adopte : $b = 30\text{cm}$

Vérification selon le RPA99 version 2003

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA99 version 2003 suivant :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h / b = 40/30 = 1,33 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les conditions du **RPA /2003** sont vérifiées.

Donc on adopte des poutres principales de section **(30x40) cm**

III .2.2.b poutres secondaire (chaînage) :

On a : $L_{\max} = 4,00\text{m}$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,66 \leq h \leq 40$$

On adopte : $h = 35\text{cm}$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 32$$

On adopte : $b = 30\text{cm}$

Vérification selon le RPA99 version 2003

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA99 version 2003 suivant :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

$$h / b = 35/30 = 1,16 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les conditions du **RPA /2003** sont vérifiées.

Donc on adopte des poutres secondaires de section **(30x35) cm**

Tableau récapitulatif :

Les sections des poutres principales et secondaires sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Les poutres	portée	h	h	b	(Bxh)
Poutre principale	4.20	$28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$	40	$16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$	(30x40)
Poutre secondaire	4.00	$26,66 \leq h \leq 40$	35	$16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$	(30x35)

- Ces dimensions doivent respecter L'article : **7.5.1de RPA 99 version 2003** qui se présente comme suit :

Tableau III.1 : résultats des vérifications des dimensions

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	CV
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	CV
$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$	1,33	1,16	CV

III.2.3 Pré-dimensionnement Des Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions, qui reposent sur 2,3 ou 4 appuis, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol, dans les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation : acoustique et thermique des différents étages.

Dans notre structure on a deux types de planchers : dalle pleine et corps creux

- ✓ Les planchers en corps creux à usage multiples.
- ✓ Les planchers dalle plaines (balcon).

III .2.3.1 planchers à corps creux :

Les nombreux types existants sont généralement constitués de deux éléments préfabriqués, le système porteur formé par des poutrelles et le remplissage constitué par des corps creux

Vu que la plus grande portée des trames est de 4.1 m, il nous est possible d'adopter des planchers en corps creux. Ces derniers sont constitués d'hourdis, d'une dalle de compression

ferraillée par treillis soudés et de poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée.

Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

- L : la portée maximale de poutrelle entre nus d'appuis.
- h_t : hauteur totale du plancher.
- $L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$
- $h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{370}{22.5} = 16,44 \text{ cm}$
- Donc : $h_t = 20 \text{ cm}$ (4cm de la dalle de compression de 16 cm de corps creux).

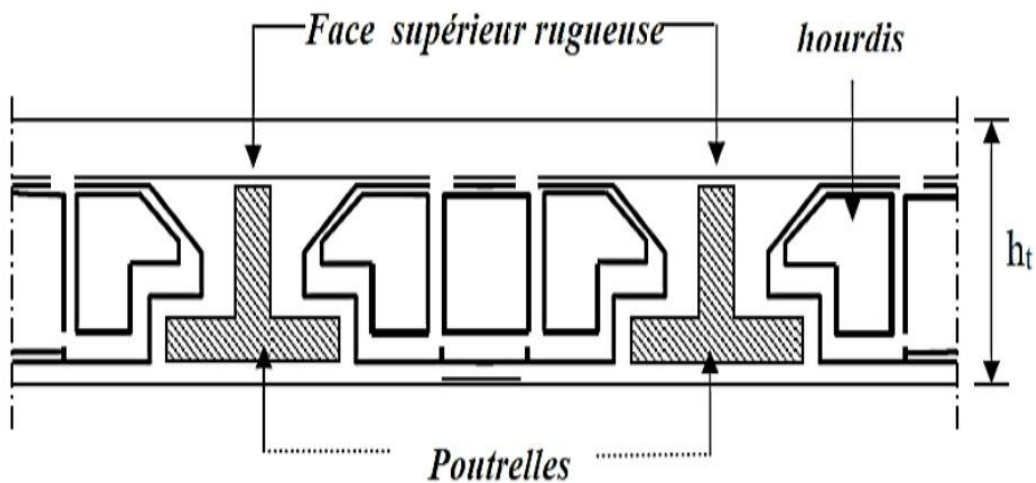
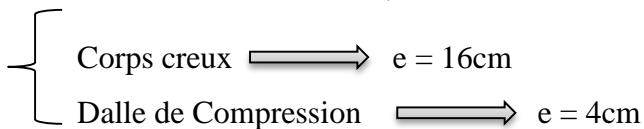


Figure III.1: Coupe verticale du Planchers à corps creux.

➤ **Isolation phonique :**

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

On limite donc notre épaisseur à : $e = 16 \text{ (cm)}$

$$h_t = \max \{ 18 ; 20 ; 16 \} \text{ (cm)}$$

$$h_t = (16+4) \text{ cm donc } h_t = 20 \text{ cm.}$$

a)- Dimensions des poutrelles (les nervures) :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères

- Son disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 2b_1 + b_0 \\ b_1 = \min \left(\frac{L}{2}; \frac{L \max}{10} \right) \\ L = b - b_0 \end{array} \right.$$

$$b_0 \geq [0,3 ; 0,5] h_t \Rightarrow \frac{h_t}{3} \leq b_0 \leq \frac{h_t}{2}$$

$$\Rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \Rightarrow 6,66 \leq b_0 \leq 10$$

On prend $b_0 = 10 \text{ cm}$

L'entre axe entre nervure est de : 65cm

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 = \min \left(\frac{55}{2}; \frac{400}{10} \right) \Rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm} \\ b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 27,5 \times 2 + 10 = 65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Caractéristiques géométriques	Valeur (cm)
Epaisseur de la dalle compression	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur des nervures	10cm
Distance L_0 entre deux nervures	65cm

b) Plancher en dalle pleine

Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur deux côtés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $e \geq (L_x / 20) + 7$

Avec :

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable).

Pour notre bâtiment la dalle pleine (balcon) est reposit sur trois côtés et $L_x = 1,80$ m.

$$e \geq \frac{L_x}{20} + 7 \Rightarrow e \geq \frac{180}{20} + 7 = 16\text{cm}$$

Donc On prend : $e = 16$ cm.

Pour les dalles on définit les portées mesurées entre nus d'appuis :

L_x et L_y avec : $L_x < L_y$ et le rapport des portées : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

$L_x = 155$ cm, $L_y = 370$ cm.

Si : $\alpha \leq 0,4$ La dalle travail dans un seul sens.

$0,4 \leq \alpha \leq 1$ La dalle travail dans les deux sens.

Donc : $\alpha = \frac{155}{370} = 0.4$ La dalle travail dans un seul sens.

On choisir l'épaisseur d'après les conditions suivantes :

- ✓ Condition de résistance.
- ✓ Condition de flèche.
- ✓ Condition de sécurité.
- ✓ Condition de résistance au feu.

a. Condition de résistance :

L'épaisseur de la dalle doit vérifier la condition suivant : $h \geq \frac{L_x}{K}$

Avec : L_x : La plus grande portée dans le sens X

K : Coefficient varie suivant le type de dalle.

$K = 20$ Pour une dalle simplement appuyée et travaillent dans un seul sens.

$K = 30$ à 40 Pour une dalle continue.

$K = 40$ à 45 Pour une dalle continue travaille dans les deux sens.

b. Condition de flèche : (Conception et calcul des structures en béton armé)

$$\frac{L_x}{20} \geq h_0 \geq \frac{L_x}{30}$$

C. Condition de sécurité :

$$h_0 \geq h_{0 \min}$$

D'après RPA99 : $h_{0 \min} = 5 \implies h_0 = 5 \text{ cm}$

d. Condition de résistance au feu :

Pour avoir une isolation phonique et une résistance au feu d'une durée de deux heures et pour permettre l'évacuation des personnes : $h_0 \geq 11 \text{ cm}$.

*D'après ces conditions

Condition de résistance	$h \geq 8 \text{ cm}$
Condition de flèche	$16 \geq h_0 \geq 10.66 \text{ cm}$
Condition de sécurité	$h_0 \geq 5 \text{ cm}$
Condition de résistance au feu	$h_0 \geq 11 \text{ cm}$

III.2.4 Pré-dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99.

Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant tous les efforts ou un certain pourcentage des efforts horizontaux (séisme ou vent). Ils servent, aussi, à reprendre les efforts verticaux ou une partie de ces efforts qu'ils transmettent aux fondations :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou de vent.

D'après le règlement parasismique algérien « article 7.7.1 » : les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles avec « L » c'est la longueur du voile et « e » c'est son épaisseur. De plus, cet article précise que l'épaisseur minimale du voile doit être de 15 cm. La valeur de l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué par les figures (1) et (2)

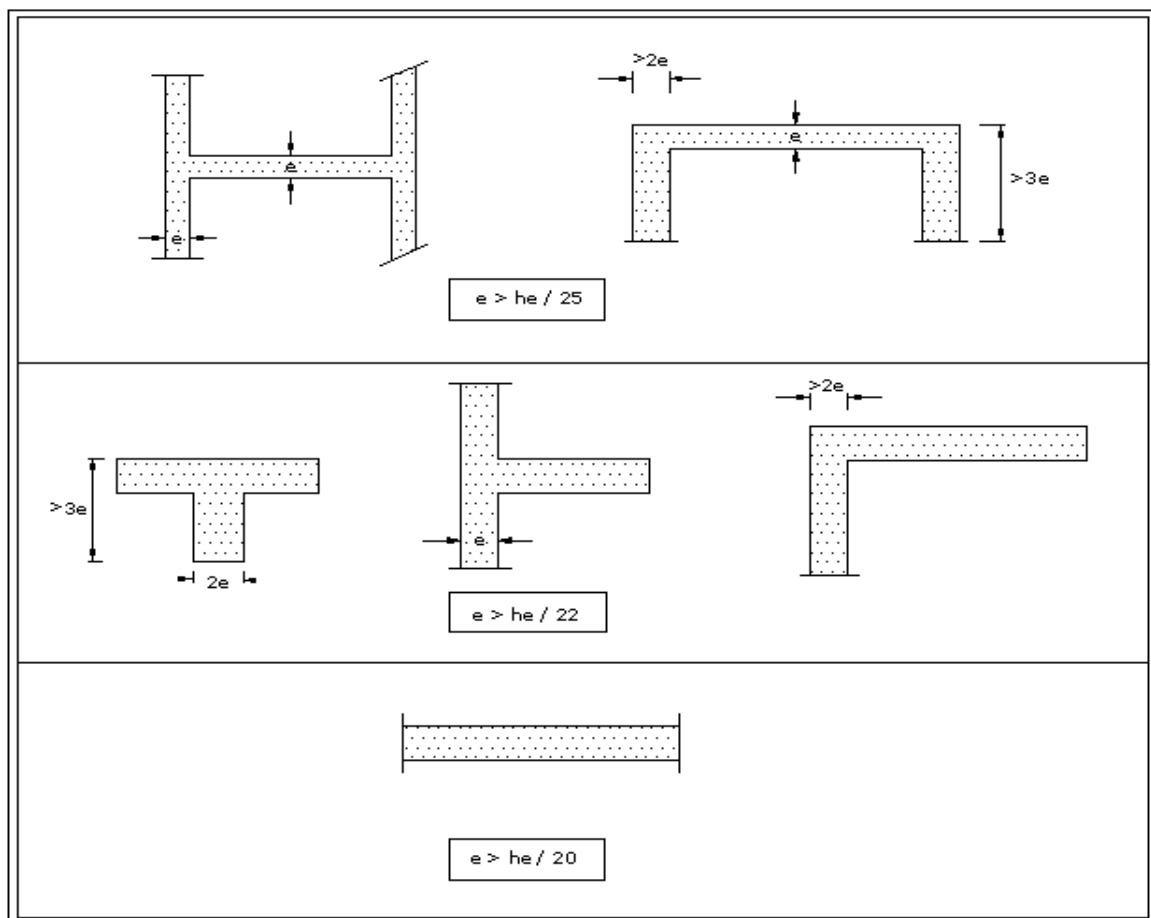


Fig III.2 : Coupe de type du voile

- L'épaisseur minimal égale à : $a \geq 15\text{cm}$
- L'épaisseur en fonction de la longueur: $L \geq 4a$
- L'épaisseur est en fonction de la hauteur libre d'étage:

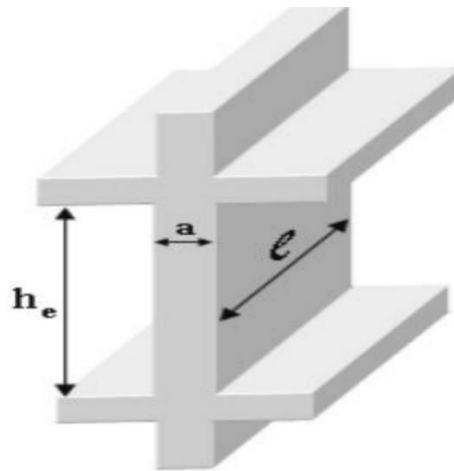


Figure III.3: Pré - dimensionnement des voiles

• **Vérification:**

Voile de RDC (Loco)	Voile de RDC (Logement)	Voile des étage courant
$h_e = 370 - 20 = 350\text{cm}$	$h_e = 315 - 20 = 295\text{cm}$	$h_e = 315 - 20 = 295\text{cm}$
$a \text{ min } \geq 15\text{cm}$	$a \text{ min } \geq 15\text{cm}$	$a \text{ min } \geq 15\text{cm}$
$a \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}; 15 \right)$	$a \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}; 15 \right)$	$a \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}; 15 \right)$
$a \geq \text{Max} \left(\frac{350}{25}; \frac{350}{22}; \frac{350}{20}; 15 \right)$	$a \geq \text{Max} \left(\frac{295}{25}; \frac{295}{22}; \frac{295}{20}; 15 \right)$	$a \geq \text{Max} \left(\frac{350}{25}; \frac{350}{22}; \frac{350}{20}; 15 \right)$
$a \geq \text{Max}(14; 15,90; 17,50;$ $15)$	$a \geq \text{Max}(11,80; 13,40;$ $14,75;15)$	$a \geq \text{Max}(11,80; 13,40;$ $14,75;15)$
$a \geq 20\text{cm}$	$\text{Max}(11,80; 13.40; 14,75;15)$	$\text{Max}(11,80; 13.40; 14,75;15)$
donc: $a = 20 \text{ cm}$	$a \geq 15,00 \text{ cm}$ donc: $a = 20 \text{ cm}$	$a \geq 15,00 \text{ cm}$ donc: $a = 20 \text{ cm}$

Alors on adopte pour tous les niveaux des voiles d'épaisseur de 20cm.

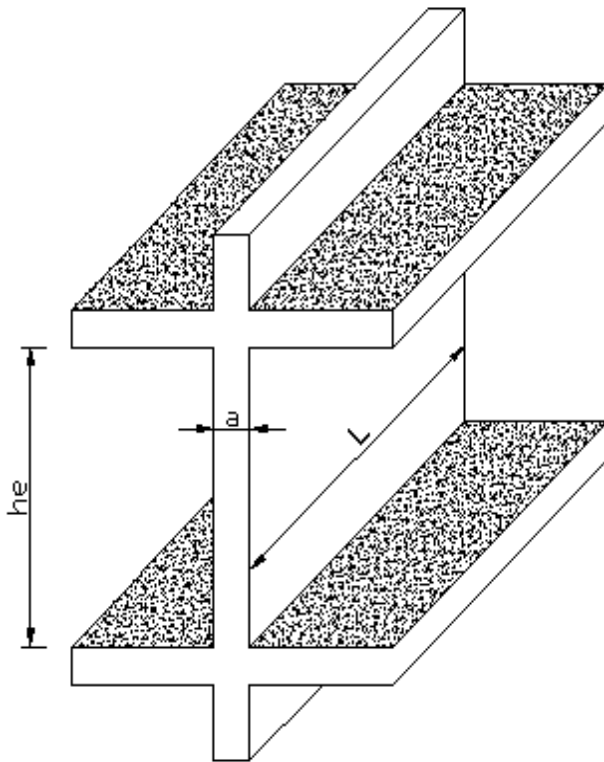


Fig.III.4 : Coupe de voile en élévation

Conclusion :

Les dimensions des éléments principaux de la structure sont représentées dans le tableau suivant :

Les elements	Dimensions
Poteau:	
- Type (1):	(30 x 40)cm ²
- Type (2):	(30 x 45)cm ²
Pouters Principe	(30 x 40)cm ²
Pouters secondaire	(30 x 35)cm ²
Planchers à corps creux	(16 +4)cm
Poutrelle	(65; 20; 10)cm
Dalle pleine	e = 15 cm
Voile	e = 20 cm

Chapitre : IV

Evaluation des charges et descent des charges

IV.1 Descente des charges :

La descente de charge est le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

IV.2 Le but de la descents des charges:

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge statique revenant à chaque élément porteur statique (portique).

Chaque élément doit reprendre :

- Son poids propre
- Une partie des planchers qui lui revient et qui obtenus à partir de la théorie des lignes de rupture des dalles.
- Les parts d'élément (escalier, acrotère, Murs, Poteaux)

IV.3 Charges règlementaires : Les charges règlementaires sont en général :

IV.3.1 Les charge permanentes « G » :

On les appelle ainsi car ce sont des charges fixes qui imposent en permanence des efforts sur la construction.

Ces charge sont définies par la masse volumique des matériaux, au les poids surfacique ou ponctuelle de l'équipement.

Exemple : Béton armé courant 25 KN/m

IV.3.2 Les charges d'exploitations « Q » :

Elles sont caractérisées suivant l'utilisation et l'exploitation spécifique du bâtiment, cela prend en compte :

- Usage normal des occupants,
- Le mobilizer,
- Les vehicle

Exemple : salles de restaurants, cafés, cantines (Nombre de places assises < 100)
2,5 kN/m³

IV.3.2.1 Plancher terrasse en corps creux (inaccessible) :

Tableau IV.1 : Charge permanente et surcharge du plancher terrasse

N °	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ²)	Charges (Kn/m ²)
1	Couche de gravier	5	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Béton en forme de pente	10	20	2.00
4	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
5	Dalle en corps creux	(16.+4)	-	2.80
6	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanent (G) :				6,28 KN/m²
Charge exploitation :(Q) :				1,00 KN/m²

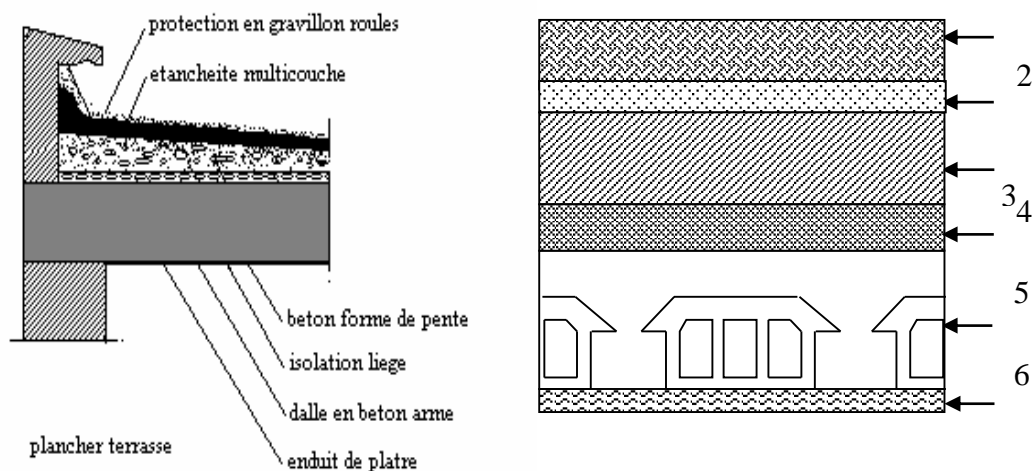


Figure IV .1: Plancher terrasse inaccessible

IV.3.2.2 Plancher étages courants + RDC :

Tableau IV.2 : Charges permanente et surcharge du plancher étages courants :

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ²)	Charges (Kn/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Enduit platre	2	100	0.20
5	Cloisons légers	10	10	1.00
6	Dalle en corps creux	(16+4)	-	2.80
Charge permanent (G) :				5,40 KN/m²
Charge exploitation :(Q) :				1,50KN/m²

La charge d'exploitation (chambres) Q = 1,50KN/m²

La charge d'exploitation (hall de circulation) Q = 2,50 KN/m²

La charge d'exploitation (balcon) Q = 3,50 KN/m²

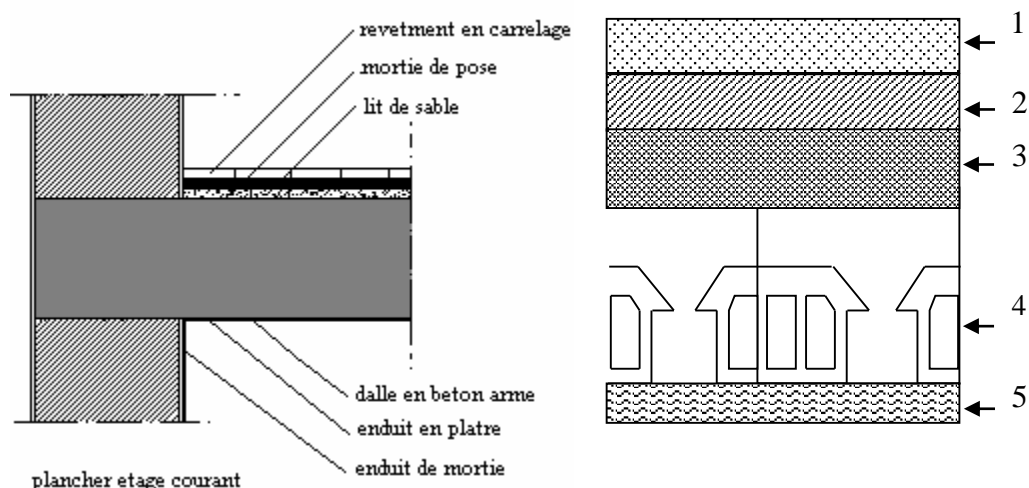


Figure IV .2 : Plancher étages courants + RDC

IV.3.2.3 Balcon étage courant :

Tableau IV.3 : Charges permanente et surcharge du Balcon

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ²)	Charges (Kn/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Enduit plâtre	2	100	0.20
5	Dalle pleine	16	25	4,00
Charge permanent (G):				5,40 KN/m²
Charge exploitation :(Q) :				3,50KN/m²

IV.3.2.4 Maçonnerie (mur extérieure) : Notre choix s’est porté sur une maçonnerie en brique en double parois avec 30% d’ouverture.

Tableau IV.4 : Charge permanente du Mur extérieure

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ²)	Charges (Kn/m ²)
1	Enduit extérieur	2	20	0,36
2	Brique creuse	15	9	1,35
3	Brique creuse	10	9	0,90
4	Enduit intérieur	2	20	0,36
Charge permanent (G)				3,05 KN/m²

Avec 30% d’ouverture : $3,05 \times 0,7 = 2,14\text{KN/m}^2$

G = 2,14KN/m².

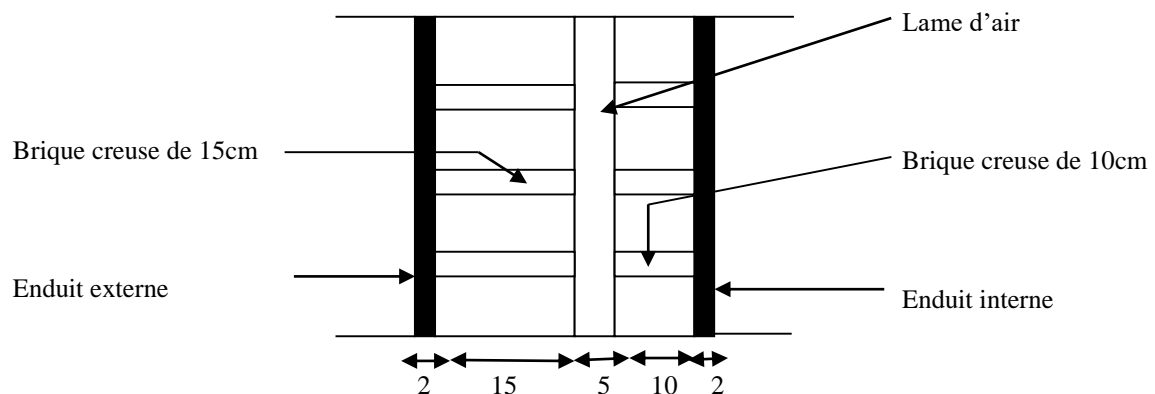


Figure IV .3 : Coupe d'un Mur extérieure

IV.3.2.5 Mur intérieurs

Tableau IV. 5 : Charge permanente du Mur intérieure

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ²)	Charges (Kn/m ²)
1	Maçonnerie brique creuse	10	9	0,90
2	Enduit de ciment intérieur	2	20	0,40
3	Enduit de ciment extérieur	2	20	0,40
Charge permanent (G)				1,70 KN/m²

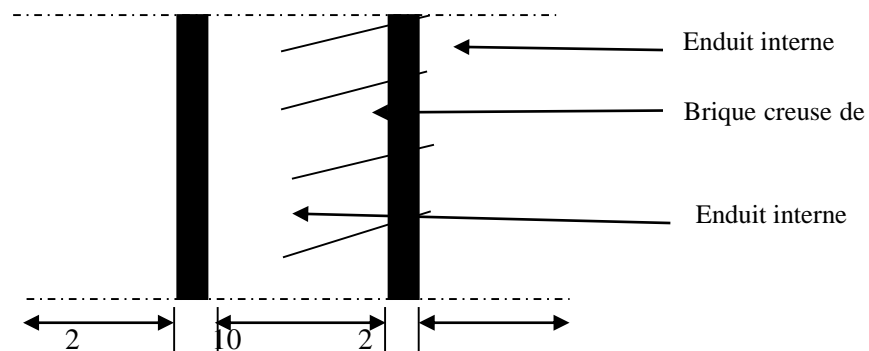


Figure IV.4 : Coupe d'un Mur intérieure

Remarque :

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

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

IV.3.2.6 Voiles :

Tableau IV.6 : La charge permanente du Voile

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ²)	Charges (Kn/m ²)
1	Poids propre du voile	0,20	25	5
2	Enduit de ciment intérieur	2	20	0,40
3	Enduit de ciment extérieur	2	20	0,40
Charge permanent (G) TOTAL :				5,80 KN/m²

IV.3.2.7 Acrotère :

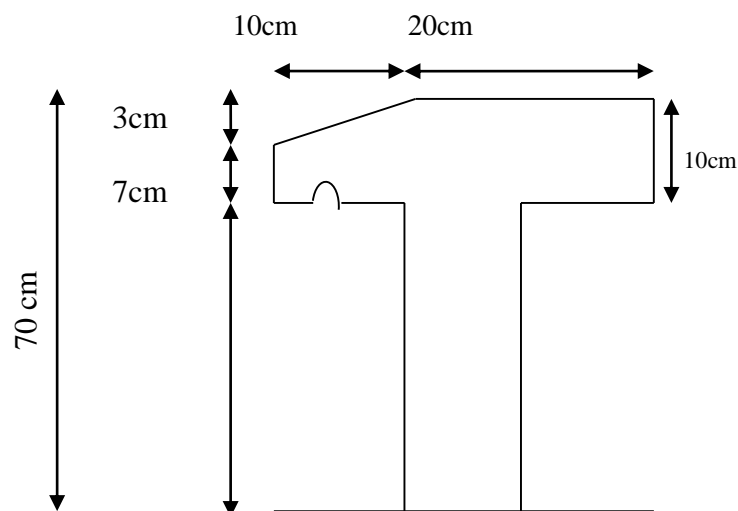


Figure IV.5 : Schéma de L'acrotère

Section transversale :

$$S = [(0,7 \times 0,10) + (0,1 \times 0,10) + (0,10 \times 0,07) + (0,10 \times 0,03)]/2$$

$$S = 0,07 + 0,01 + 0,007 + 0,0015 = \mathbf{0,088 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{G = G1 + G2}$$

$$G1 : \text{Poids } \mathbf{G_L} = \gamma_b \times S = (25 \times 0,088) \times 1 = \mathbf{2,20 \text{ KN/m}^2}$$

G2 : Poids pour l'enduit extérieur de L'acrotère

Tableau IV.7 Charge permanente de L'acrotère

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ²)	L (m)	Poids surfacique KN/m ²
1	Enduit en ciment extérieur	2	20	0,78	0,312
2	Enduit en ciment intérieur	2	20	0,50	0,20
G2					0,512 KN/m²
G = G1 +G2 = 0,512 +2,20					2,72 KN/m²

Tableau récapitulatif :

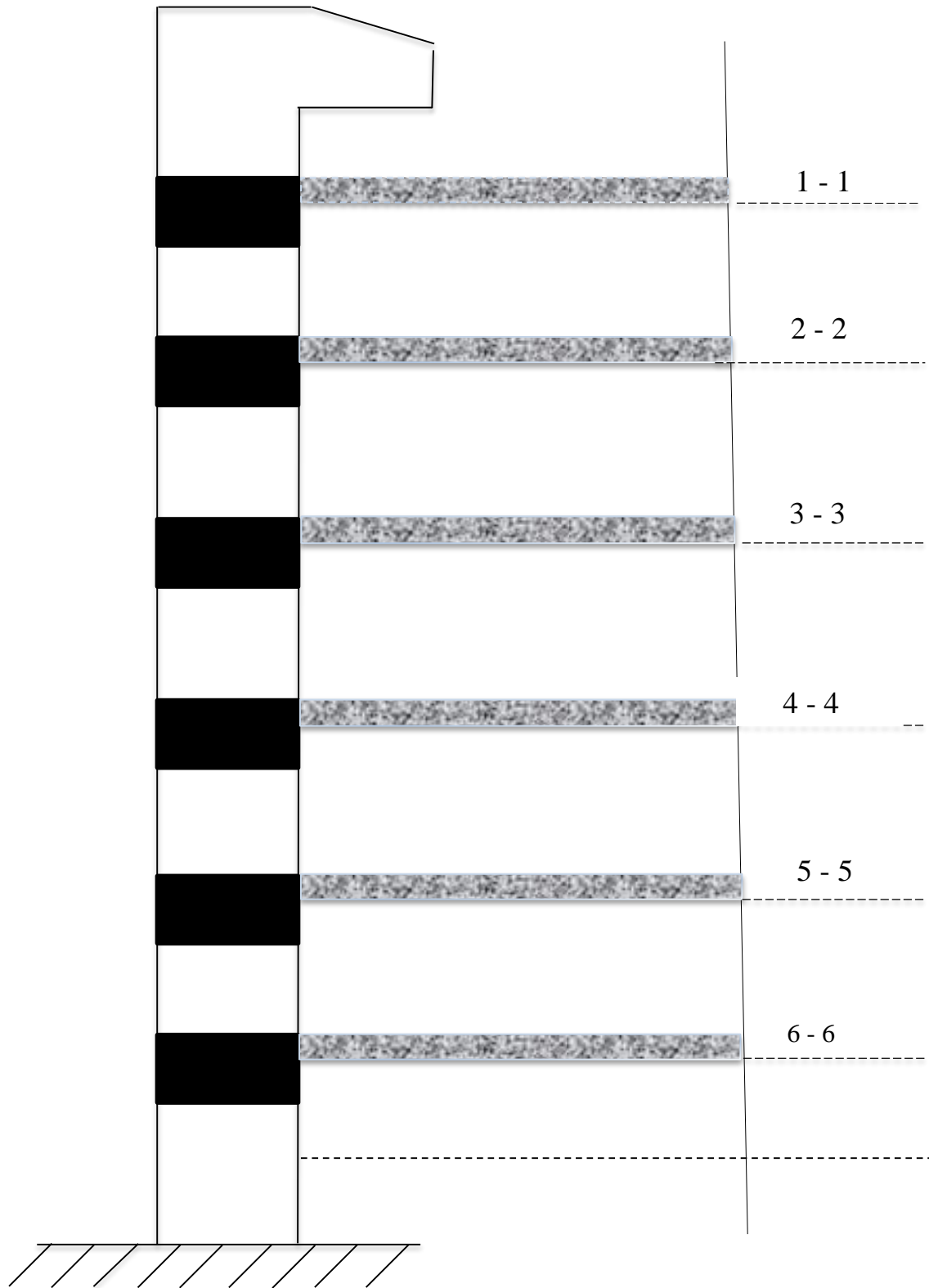
Elément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse (corps creux)	6,39	1,00
Plancher courant (corps creux)	5,44	1,5
Mur extérieur	2,13	-
Mur intérieur	1,70	-
Balcon et séchoir	5,40	3,5
Acrotère (KN/ml)	2,72	-
Escalier (paillasse)	7.26	2,5
Escalier (palier)	4.69	2.5
voile	5,80	-

IV.4 la descente de charge :

IV.4.1 Introduction :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises par les étages supérieurs jusqu'aux fondations.

Le but de la descente des charges est de trouver le poteau le plus sollicité. L'opération consiste à calculer tous les éléments porteurs



IV.4.2 Descente des charges :

IV.4.2.1 Pré dimensionnements des poteaux central :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003 : $\min (a,b) \geq 25$ cm en zone IIa.

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau « C-3 ».

a. Niveau : RDC, 1^{ère} étage et 2^{ème} étage → Les Poteau : (30 x 45)

La surface afférente :

$$S (P) = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$= (1,50 \times 1,95) + 1,85 \times 1,595 + (1,50 \times 1,95) + (1,85 \times 1,95)$$

$$= 2,93 + 3,61 + 2,93 + 3,61 = \mathbf{13,07 \text{ m}^2}$$

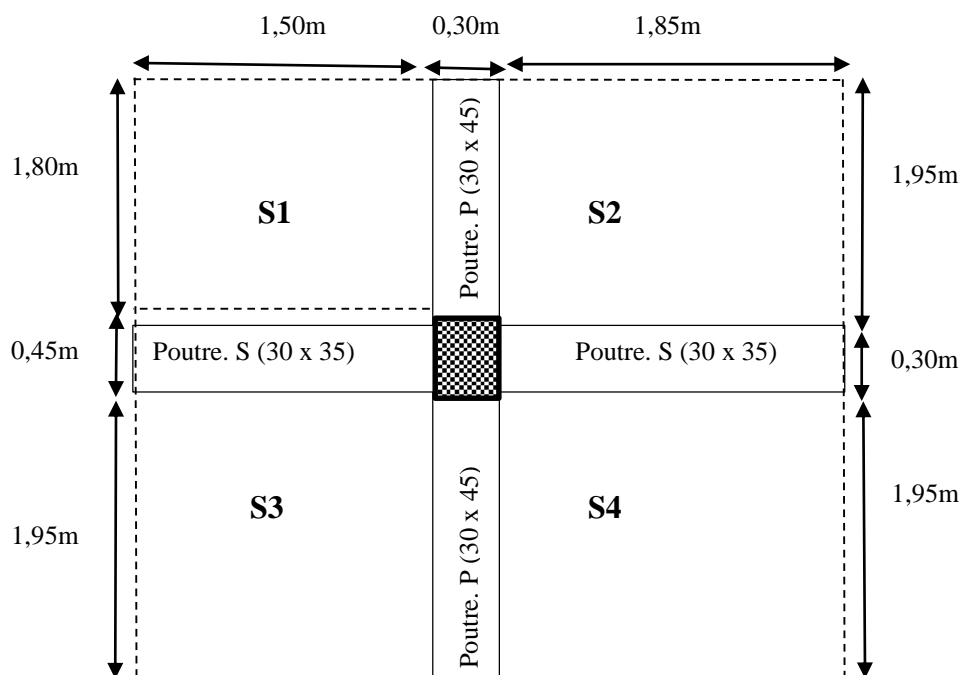


Fig. IV.6 : Représentation du poteau central le plus sollicité Dim (30 x 45) cm

$$L (Pp) : 1,8 + 1,95 = 3,75\text{m}$$

$$L (Ps) : 1,5 + 1,85 = 3,35\text{m}$$

$$H (\text{poteau}) : 3,15\text{m pour étage} \quad 3,70\text{m pour RDC}$$

$$H (\text{Voile}) : (3,15 - 0,35) = 2,80\text{m au niveau d'étage}$$

$$(3.7 - 0,35) = 3,35\text{m au niveau de RDC}$$

b. Niveau : 3^{ème} étage, 4^{ème} étage et 5^{ème} étage → Les Poteau : (30 x 40)

La surface afférente :

$$S_{\text{total 2}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$= (1,50 \times 1,95) + (1,85 \times 1,95) + (1,50 \times 1,95) + (1,85 \times 1,95)$$

$$= 2,93 + 3,61 + 2,93 + 2,93 = 13,07 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{total 2}} = 13,07 \text{ m}^2$$

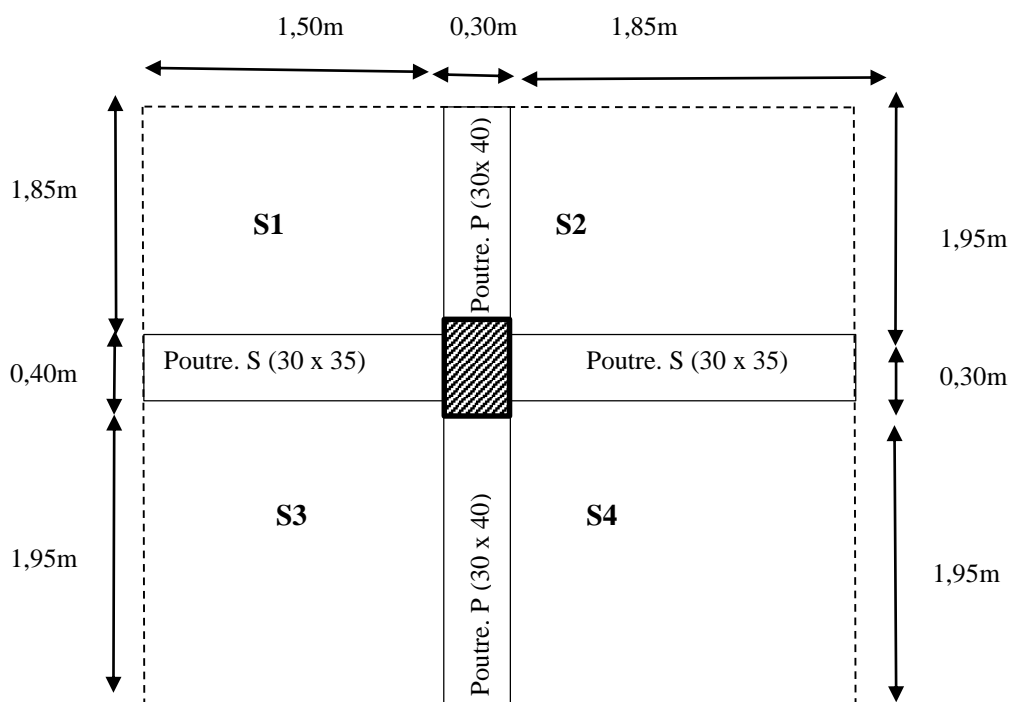


Fig. IV.7 : Représentation du poteau central le plus sollicité Dim (30x 40) cm.

$$L (Pp) : 1,85 + 1,95 = 3,80\text{m}$$

$$L (Ps) : 1,5 + 1,85 = 3,35\text{m}$$

$$H (\text{poteau}) : 3,15\text{m pour étage}$$

$$H (\text{Voile}) : (3.15 - 0,35) = 2,80\text{m au niveau d'étage}$$

➤ **Charges permanentes et l'effort normal «Nu»**

Tableau IV.8 Détermination des charges permanentes pour Poteau central

Section	Désignation des éléments	h(m)	b(m)	S(m ²)	L(m)	H(m)	Poids propre des éléments	G (KN)	
1-1	Plancher terrasse Inaccessible	/	/	13,07	/	/	6,39	83,517	
	Poutre. P	0,4	0,3	/	3,8	/	25	11,400	
	Poutre. S	0,35	0,3	/	3,35	/	25	8,794	
	G_{Total 1-1}								103,711
2-2	Venant 1-1								103,711
	Poteau	0,4	0,3	/	/	3,15	25	9,450	
	Voile	/			1,5	2,8	5,8	24,360	
	Poutre.P	0,4	0,3	/	3,8	/	25	11,400	
	Poutre.S	0,35	0,3	/	3,35	/	25	8,794	
	Plancher	/	/	13,07	/	/	5,2	67,964	
	G_{Total 2-2}								225,679
3-3	Venant 2-2								225,679
	Poteau	0,4	0,3	/	/	3,15	25	9,450	
	Voile	/			1,5	2,8	5,8	24,360	
	Poutre.P	0,4	0,3	/	3,8	/	25	11,400	
	Poutre.S	0,35	0,3	/	3,35	/	25	8,794	
	Plancher	/	/	13,07	/	/	5,2	67,964	
	G_{Total 3-3}								347,647
4-4	Venant 3-3								347,647
	Poteau	0,45	0,3	/	/	3,15	25	10,631	
	Voile	/			1,5	2,8	5,8	24,360	
	Poutre.P	0,4	0,3	/	3,75	/	25	11,250	
	Poutre.S	0,35	0,3	/	3,35	/	25	8,794	
	Plancher	/	/	13,07	/	/	5,2	67,964	
	G_{Total 4-4}								470,646
5-5	Venant 4-4								470,646
	Poteau	0,45	0,3	/	/	3,15	25	10,631	
	Voile	/			1,5	2,8	5,8	24,360	
	Poutre.P	0,4	0,3	/	3,75	/	25	11,250	
	Poutre.S	0,35	0,3	/	3,35	/	25	8,794	
	Plancher	/	/	13,07	/	/	5,2	67,964	
	G_{Total 5-5}								593,645
6-6	Venant 5-5								593,645
	Poteau	0,45	0,3	/	/	3,7	25	12,488	
	Voile	/			1,5	3,35	5,8	29,145	
	Total								635,277

$$N_G = 635,277 \text{ KN}$$

IV.4.2.2 Pré dimensionnements des poteaux de rive

Tableau IV.9 : Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{ère}	RDC
Section du Poteau	a (cm)	30	30	30	30	30	30
	b (cm)	40	40	40	45	45	45

2. Choix du poteau le plus sollicité : (poteau de rive)

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau « G - 1 ».

a. Niveau : RDC, 1^{ère} étage et 2^{ème} étage → Les Poteau : (30 x 45)

La surface afférente :

$$S = S_1 + S_2 = (2,40 \times 1,95) + (2,40 \times 1,95) = 4,68 + 4,68 = 9,36 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{total 1}} = 9,36 \text{ m}^2$$

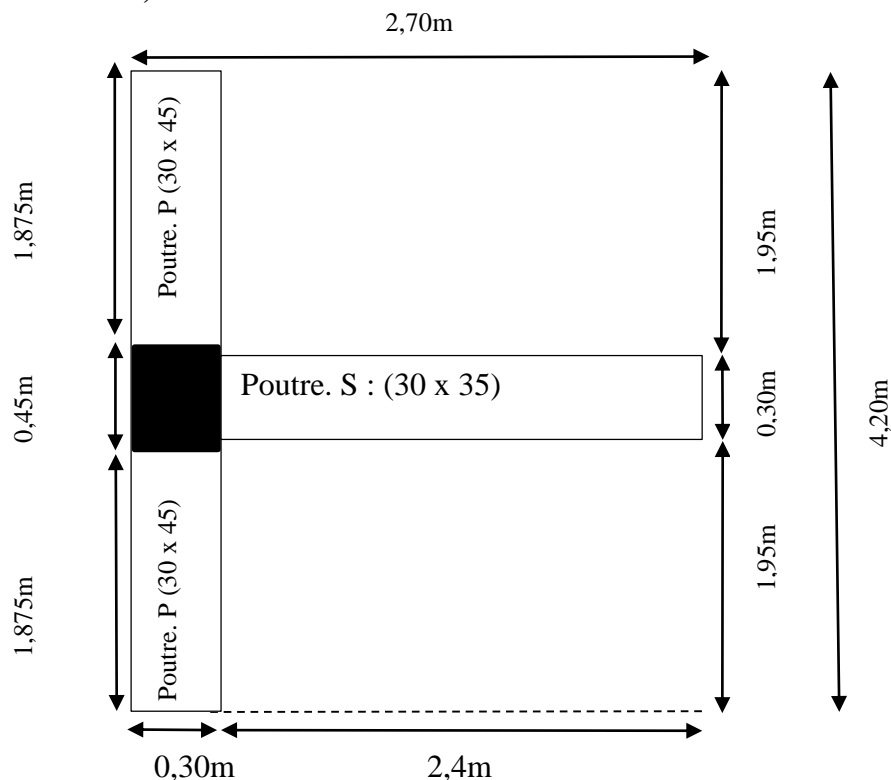


Fig. IV.8: Représentation du poteau rive le plus sollicité Dim (30x 45) cm.

$$L (P_p) = 1,875 + 1,875 = 3,75\text{m}$$

$$L (P_s) = 2,40\text{m}$$

$$H (\text{poteau}) = 3,15\text{m pour étage}$$

$$3,70\text{m pour RDC}$$

$$L (\text{Voile}) = 1,875\text{m}$$

H (Voile) = $(3,15 - 0,40) = 2,75\text{m}$ au niveau d'étage

$(3,7 - 0,40) = 3,30\text{ m}$ au niveau de RDC

L (Acrotère) = $(4,20 + 2,70) = 6,90\text{m}$

L (Murs extérieur) : $1,875\text{m}$

b. Niveau : 3^{ème} étage, 4^{ème} étage et 5^{ème} étage ———> Les Poteau : (30 x 40)

La surface afférente :

$S = S1 + S2 = (2,40 \times 1,95) + (2,40 \times 1,95) = 4,68 + 4,68 = 9,36\text{ m}^2$

S_{total 2} = 9,36 m²

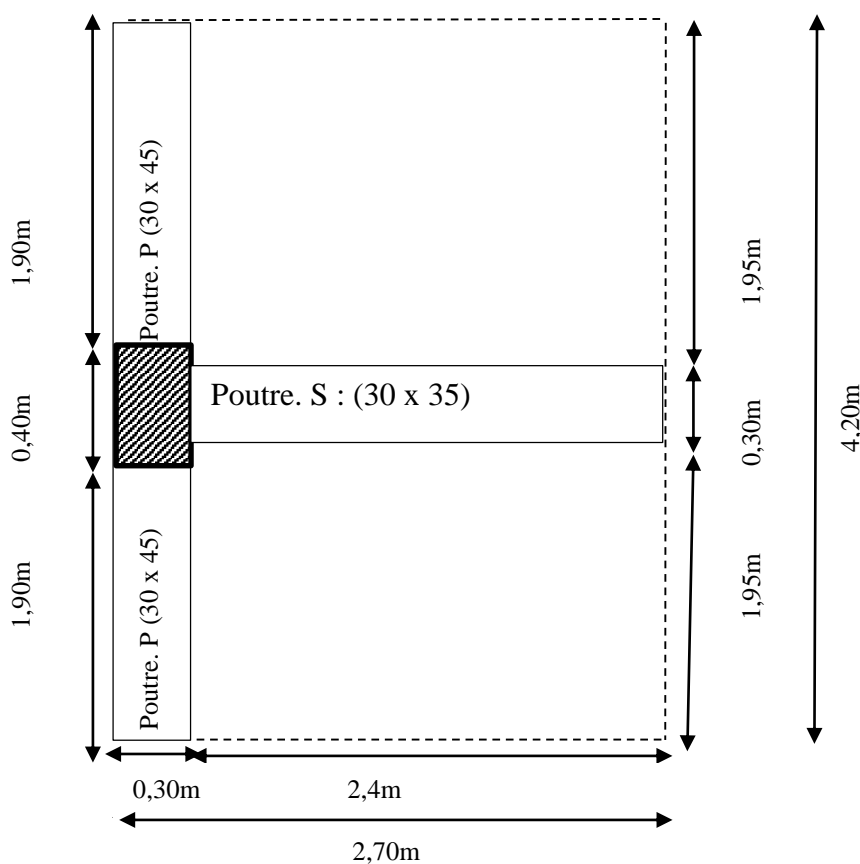


Fig. IV.9 : Représentation du poteau rive le plus sollicité Dim (30x 40) cm.

L (Pp) = $1,90 + 1,90 = 3,80\text{m}$

L (Ps) = $2,40\text{m}$

H (poteau) = $3,15\text{m}$ pour étage

$3,70\text{m}$ pour RDC

L (Voile) = $1,90\text{m}$

H (Voile) = $(3,15 - 0,40) = 2,75\text{m}$

au niveau d'étage $(3,7 - 0,40) = 3,30\text{ m}$ au niveau de RDC

L (Acrotère) = (4,20 + 2,70) = 6,90m

L (Murs extérieur) : (1,90 m

Section	Désignation des éléments	h(m)	b(m)	S(m ²)	L(m)	H(m)	Poids propre des éléments	G (KN)	
1-1	L'acrotère	/	/		6,90		2,72	18,768	
	Plancher terrasse Inaccessible	/	/	9,36	/	/	6,39	59,810	
	Poutre. P	0,4	0,3	/	3,8	/	25	11,400	
	Poutre. S	0,35	0,3	/	2,4	/	25	6,300	
	G Total 1-1								96,278
2-2	Venant 1-1								96,278
	Poteau	0,4	0,3	/	/	3,15	25	9,450	
	Voile	/			1,9	2,75	5,8	30,305	
	Mure extérieur	/			1,9	2,75	2,14	11,18	
	Poutre. P	0,4	0,3	/	3,8	/	25	11,400	
	Poutre. S	0,35	0,3	/	2,4	/	25	6,300	
	Plancher étage courant	/	/	9,36	/	/	5,2	48,672	
	G Total 2-2								213,587
3-3	Venant 2-2								213,587
	Poteau	0,4	0,3	/	/	3,15	25	9,450	
	Voile	/			1,9	2,75	5,8	30,305	
	Mure extérieur	/			1,9	2,75	2,14	11,18	
	Poutre.P	0,4	0,3	/	3,8	/	25	11,400	
	Poutre.S	0,35	0,3	/	2,4	/	25	6,300	
	Plancher	/	/	9,36	/	/	5,2	48,672	
	G Total 3-3								330,895
4-4	Venant 3-3								330,895
	Poteau	0,45	0,3	/	/	3,15	25	10,631	
	Voile	/			1,875	2,7	5,8	29,363	
	Mure extérieur	/			1,875	2,75	2,14	11,03	
	Poutre.P	0,4	0,3	/	3,75	/	25	11,250	
	Poutre.S	0,35	0,3	/	2,4	/	25	6,300	
	Plancher	/	/	9,36	/	/	5,2	48,672	
	G Total 4-4								448,146
5-5	Venant 4-4								448,146
	Poteau	0,45	0,3	/	/	3,15	25	10,631	
	Voile	/			1,875	2,7	5,8	29,363	
	Mure extérieur	/			1,875	2,75	2,14	11,03	
	Poutre.P	0,4	0,3	/	3,75	/	25	11,250	
	Poutre.S	0,35	0,3	/	2,4	/	25	6,300	
	Plancher	/	/	9,36	/	/	5,2	48,672	
	G Total 5-5								565,396
6-6	Venant 5-5								565,396
	Poteau	0,45	0,3	/	/	3,7	25	12,488	
	Voile	/			1,875	3,35	5,8	36,431	
	Mure extérieur	/			1,875	3,25	2,14	13,04	
	Total								627,355

$N_G = 627,355 \text{ KN}$

IV.4.2.3 Pré dimensionnements des poteaux d'angle :

- Choix du poteau le plus sollicité : (poteau d'angle)

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau « **K-2** ».

a. Niveau : RDC, 1^{ère} étage et 2^{ème} étage → Les Poteau : (30 x 45)

La surface afférente :

$$S = (1,50 \times 2,00) = 3,00\text{m}^2$$

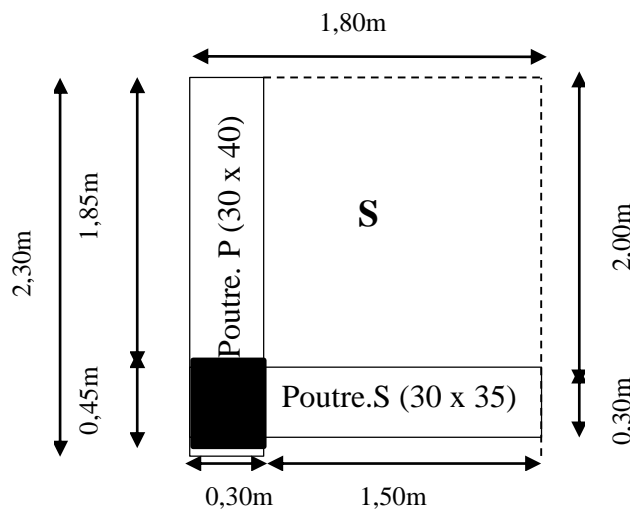


Fig. IV.10 : Représentation du poteau d'angle le plus sollicité Dim (30x 40) cm

$$L (Pp) = 1,85\text{m}$$

$$L (Ps) : 1,50\text{m}$$

$$H (\text{poteau}) : 3,15\text{m pour étage}$$

$$3,70\text{m pour RDC}$$

$$L (\text{Acrotère}) : (2,30 + 1,80) = 4,10\text{m}$$

$$L (\text{Murs extérieur}) = (1,50 + 1,85) = 3,35\text{m}$$

b. Niveau : 3^{ème} étage, 4^{ème} étage et 5^{ème} étage → Les Poteau : (30 x 40)

La surface afférente :

$$S = (1,50 \times 2,00) = 3,00\text{m}^2$$

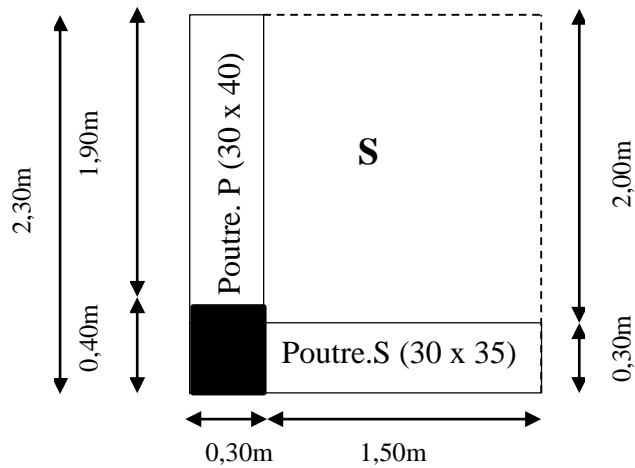


Fig. IV.11 : Représentation du poteau rive Dim (30x 40) cm.

$$L (Pp) = 1,90\text{m}$$

$$L (Ps) : 1,50\text{m}$$

$$H (\text{poteau}) : 3,15\text{m pour étage}$$

$$3,70\text{m pour RDC}$$

$$L (\text{Acrotère}) : (2,30 + 1,80) = 4,10\text{m}$$

$$L (\text{Murs extérieur}) : 1,50 + 1,90 = 3,40\text{mm}$$

Tableau IV.19 Détermination des charges permanentes pour Poteau d'angle.

Section	Désignation des éléments	h(m)	b(m)	S(m ²)	L(m)	H(m)	Poids propre des éléments	G (KN)	
1-1	L'acrotère	/	/		4,10		2,72	11,152	
	Plancher terrasse Inaccessible	/	/	3	/	/	6,39	19,170	
	Poutre. P	0,4	0,3	/	1,9	/	25	5,700	
	Poutre. S	0,35	0,3	/	1,5	/	25	3,938	
	G Total 1-1								39,960
2-2	Venant 1-1								39,960
	Poteau	0,4	0,3	/	/	3,15	25	9,450	
	Mure extérieur	/			3,4	2,8	2,14	20,373	
	Poutre.P	0,4	0,3	/	1,9	/	25	5,700	
	Poutre.S	0,35	0,3	/	1,5	/	25	3,938	
	Plancher	/	/	3	/	/	5,2	15,600	
	G Total 2-2								95,020
3-3	Venant 2-2								95,020
	Poteau	0,4	0,3	/	/	3,15	25	9,450	
	Mure extérieur	/			3,4	2,8	2,14	20,373	
	Poutre.P	0,4	0,3	/	1,9	/	25	5,700	
	Poutre.S	0,35	0,3	/	1,5	/	25	3,938	
	Plancher	/	/	3	/	/	5,2	15,600	
	G Total 3-3								150,080
4-4	Venant 3-3								150,080
	Poteau	0,45	0,3	/	/	3,15	25	10,631	
	Mure extérieur	/			3,4	2,8	2,14	20,373	
	Poutre.P	0,4	0,3	/	1,85	/	25	5,550	
	Poutre.S	0,35	0,3	/	1,5	/	25	3,938	
	Plancher	/	/	3	/	/	5,2	15,600	
	G Total 4-4								206,172
5-5	Venant 4-4								206,172
	Poteau	0,45	0,3	/	/	3,15	25	10,631	
	Mure extérieur	/			3,4	2,8	2,14	20,373	
	Poutre.P	0,4	0,3	/	1,85	/	25	5,550	
	Poutre.S	0,35	0,3	/	1,5	/	25	3,938	
	Plancher	/	/	3	/	/	5,2	15,600	
	G Total 5-5								262,263
6-6	Venant 5-5								262,263
	Poteau	0,45	0,3	/	/	3,7	25	12,488	
	Mure extérieur	/			3,4	3,35	2,14	24,375	
	Total								299,125

$N_G = 299,125 \text{ KN.}$

IV.4.3 La dégression des charges : (D.T.R.B.C.2.2 ; A : 6.3)

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou l'occupation des divers niveaux peut être considérée comme indépendante.

On adoptera pour le calcul :

- Sous toit ou terrasse Q_0
- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous quatrième étage $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous le cinquième étage est les suivants $Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

N : nombre d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supportée par le poteau le plus chargé.

Tableau IV.11 : Détermination des charges d'exploitations

Niveaux	q (KN/m ²)	S (m ²)	Q = q x S (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (KN)
terrasse	1	13,07	Q0	13,07	$\frac{(3+6)}{12} = 0,75$	13,07
5 ^{ème} étage	1,5	13,07	Q1	19,605		19,605
4^{ème} étage	1,5	13,07	Q2	19,605		19,605
3^{ème} étage	1,5	13,07	Q3	19,605		19,605
2^{ème} étage	1,5	13,07	Q4	19,605		19,605
1^{ère} étage	1,5	13,07	Q5	19,605		19,605
RDC	1,5	13,07	Q6	19,605		19,605
$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_n = 13.07 + 0,75 \times 117,63 = 127,432$						

Avec :

- Le coefficient $\frac{3+n}{2n} = \frac{3+6}{12} = 0,75$
- Donc la charge d'exploitation supportée par le poteau le plus sollicité (poteau centrale) est : 127,43 KN

N_G = 635,277 KN

IV.4.4 Vérification de la section du poteau le plus chargé (poteau centrale) :

➤ **La combinaison des charges :**

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 635,277 + 1,5 \times 127,43 = 1048,77 \text{ KN}$$

IV.4.5 Calcul de normal admissible l'effort \bar{N}_u :

L'effort normal admissible est :

$$\bar{N}_u = \alpha \cdot \left(\frac{\beta_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie en (cm²).

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm²).

\bar{N}_u : L'effort normal ultime : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$.

α : coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

f_{c28} = 25 MPa et f_e = 400 MPa : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\left\{ \begin{array}{l} = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier tel que : $\left\{ \begin{array}{l} = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$

λ : L'élanement géométrique = $\frac{l_f}{i}$

i : Rayon de giration = $\frac{a}{\sqrt{12}}$

l_f : Longueur de flambement

a : plus petit Dimension du poteaux.

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

- Niveau **Etage courant (3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème})** : $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,06}{0,30} \times \sqrt{12} = 23,79$

- Niveau **RDC, 1^{ère} étage et 2^{ème} étage** : $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,45}{0,30} \times \sqrt{12} = 28,29$

IV.4.6 Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement L_f comme suit :

$L_f = 0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation.

Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

L_0 : Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

- Niveau **Etage courant (3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème})** : $L_f = 0,7 \times 2,95 = 2,06$ m

- Niveau **RDC, 1^{ère} étage et 2^{ème} étage** : $L_f = 0,7 \times 3,50 = 2,45$ cm

IV.4.7 Calcul la Section réduite du poteau obtenue

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Tableau IV.12: Calcul la Section réduite du poteau obtenue

Niveaux	Dimension (cm ²)	(a - 2)	(b - 2)	B_r (cm ²)
5^{ème} étage	30 X 40	38	28	1064
4^{ème} étage	30 X 40	38	28	1064
3^{ème} étage	30 X 40	38	28	1064
2^{ème} étage	30 X 45	43	28	1204
1^{ère} étage	30 X 45	43	28	1204
RDC	30 X 45	43	28	1204

IV.4.8 Calcul la L'élancement géométrique (λ) :

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

Section de Poteau	λ	α
30 x 40	23,79	0,778
30 x 45	28,29	0,751

$$A_{\min} = \text{Max} (4U ; 0,2\%B)$$

Ou :

$\left\{ \begin{array}{l} U : \text{périmètre de la section.} \\ B : \text{la section du poteau.} \end{array} \right.$

Dim (cm ²)	a(m)	b(m)	B = (a x b)	U= (a+b) x 2	4U	0,2B%	Max (4U ; 0,2%B)	A _{min} (cm ²)
30 x 40	0,4	0,3	0,12	1,4	5,6	0,00024	Max (5,6 ; 0,00024)	5,6 m ²
30 x 45	0,45	0,3	0,135	1,5	6	0,00027	Max (6 ; 0,00027)	6,00m ²

IV.4.9 Calcule l'effort admissible des poteaux Nu :

Tableau IV.13: Calcule l'effort admissible des poteaux Nu .

Niveaux	Dimension (cm ²)	Br (cm ²)	Lf (m)	λ	α	As (cm ²)	$\bar{N}u$ (KN)
5 ^{ème} étage	30 X 40	1064	2,06	23,786	0,778	5,6	1683,59
4 ^{ème} étage	30 X 40	1064	2,06	23,786	0,778	5,6	1683,59
3 ^{ème} étage	30 X 40	1064	2,06	23,786	0,778	5,6	1683,59
2 ^{ème} étage	30 X 45	1204	2,06	23,786	0,778	6	1831,157
1 ^{ère} étage	30 X 45	1204	2,06	23,786	0,778	6	1831,157
RDC	30 X 45	1204	2,45	28,29	0,751	6	1831,157

➤ Vérifications de l'effort normal des poteaux $Nu \leq Nu$:

$$Nu = 1,35NG + 1,5NQ$$

$$\bar{N}u = \alpha \cdot \left(\frac{\beta_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tableau IV.14 : Vérifications de l'effort normal des poteaux $Nu \leq \bar{N}u$

Niveaux	G (KN)	Gcum (KN)	Qcum (KN)	Nu	$\bar{N}u$	$Nu \leq \bar{N}u$
5 ^{ème} étage	103,711	103,711	13,07	159,615	1683,59	Oui
4 ^{ème} étage	121,968	225,679	32,675	353,679	1683,59	Oui
3 ^{ème} étage	121,968	347,647	51,299	546,272	1683,59	Oui
2 ^{ème} étage	122,999	470,646	68,944	738,788	1831,157	Oui
1 ^{ère} étage	122,999	593,645	85,608	929,833	1831,157	Oui
RDC	41,633	635,277	101,292	1009,562	1831,157	Oui

IV.4.10 Vérification de la contrainte du béton $(Nu/B) \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau IV.15 : vérification de la contrainte du béton $(Nu/B) \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ des poteaux.

Niveaux	B (cm ²)	Nu (KN)	Nu /B (MPA)	$\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPA)	$(Nu/B) \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
5 ^{ème} étage	1200	159,62	1,33	14,17	Oui
4 ^{ème} étage	1200	353,68	2,95	14,17	Oui
3 ^{ème} étage	1200	546,27	4,55	14,17	Oui
2 ^{ème} étage	1350	738,79	5,47	14,17	Oui
1 ^{ère} étage	1350	929,83	6,89	14,17	Oui
RDC	1350	1009,56	7,48	14,17	Oui

❖ Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :

IV.4.11 Vérifications de l'effort normal des poteaux $Nu \leq \bar{N}u$:

$$Nu = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

$$\bar{N}u = \alpha \cdot \left(\frac{\beta_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tableau IV.16 : Vérifications de l'effort normal des poteaux $Nu \leq \bar{N}u$

Niveaux	G (KN)	Gcum (KN)	Qcum (KN)	Nu	$\bar{N}u$	$Nu \leq \bar{N}u$
5 ^{ème} étage	103,711	103,711	13,07	159,615	1683,59	Oui
4 ^{ème} étage	121,968	225,679	32,675	353,679	1683,59	Oui
3 ^{ème} étage	121,968	347,647	51,299	546,272	1683,59	Oui
2 ^{ème} étage	122,999	470,646	68,944	738,788	1831,157	Oui
1 ^{ère} étage	122,999	593,645	85,608	929,833	1831,157	Oui
RDC	41,633	635,277	101,292	1009,562	1831,157	Oui

IV.4.12 Vérification de la contrainte du béton $(Nu/B) \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau IV.17: vérification de la contrainte du béton $(Nu/B) \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ des poteaux.

Niveaux	B (cm ²)	Nu (KN)	Nu /B (MPA)	$\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPA)	$(Nu/B) \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
5 ^{ème} étage	1200	159,62	1,33	14,17	Oui
4 ^{ème} étage	1200	353,68	2,95	14,17	Oui
3 ^{ème} étage	1200	546,27	4,55	14,17	Oui
2 ^{ème} étage	1350	738,79	5,47	14,17	Oui
1 ^{ère} étage	1350	929,83	6,89	14,17	Oui
RDC	1350	1009,56	7,48	14,17	Oui

Donc, les deux sections du poteau (30 x 40) cm² et (30x 45) cm² supporter la charge appliquée

IV.5 Conclusion :

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments et avoir procédé à faire les vérifications nécessaires.

On a adopté l'élément la section suivante :

1. Les Poutres :

- Poutres principales : (b x h) = (30x40) cm²
- Poutres secondaires : (b x h) = (30x35) cm²

2. Les poteaux :

- Niveau : 3^{ème} étage, 4^{ème} étage et 5^{ème} étage : (b x h) = (30 x 340) cm²
- Niveau : RDC, 1^{ère} étage et 2^{ème} étage : (b x h) = (30 x 45) cm²

Chapitre : V

Eléments secondaires (non structuraux)

V.1 Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement
- Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie les cloisons.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et de la surcharge d'exploitation.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux sont les éléments suivants :

- Les balcons
- Les planchers
- L'acrotère
- Les escaliers

V.2 Etude de L'acrotère:

V.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément secondaire dans une construction considéré comme une console encastré au niveau du plancher terrasse coulé sur place utilisé pour

Le rôle de garde-corps et de protection de la ligne de jonction entre lui - même est la forme de pente pour éviter l'infiltration des eaux pluviale en raison des fissures qui se produisent suivant cette ligne provoquée par le phénomène de retrait et dilatation de la toiture.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$$F = \text{Max} (F_P; F_Q).$$

Avec :

$$F_P = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_P$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : Facteur de force horizontale.

F_Q: La poussée horizontale. F_Q= 1KN

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

V.2.2 Le rôle de l'acrotère :

- Protection de l'étanchéité
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades

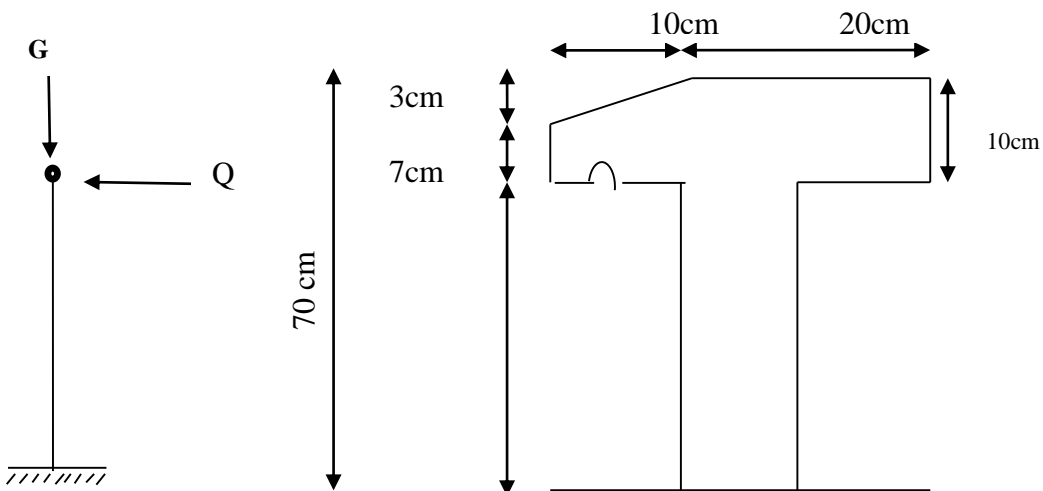


Fig V.1 : Dimensions de l'acrotère

V.2.3 Calcul de l'acrotère :

V.2.3.1 Évaluation des charges et surcharge :

On fait le calcul de l'acrotère comme une console encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible soumis à la flexion composé

A- Charge permanente :

Poids propre :

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b: 25 \text{ kn/m}^3 \\ S: \text{l'air de la section transversal} \end{array} \right.$$

❖ La surface :

$$S = [(0,7 \times 0,10) + (0,1 \times 0,10) + (0,10 \times 0,07) + (0,10 \times 0,03)/2]$$

$$S = 0,07 + 0,01 + 0,007 + 0,0015 = 0,088 \text{ m}^2$$

Le Calcul s'effectue pour une bande de 1 m:

❖ Poids :

$$G = G1 + G2$$

$$G1 : \text{Poids } G_L = \gamma_b \times S = (25 \times 0,088) \times 1 = 2,20 \text{ KN/ml}$$

G2 : Poids pour l'enduit extérieur de L'acrotère

Tableau V.1 Charge permanente de L'acrotère

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ²)	L (m)	Poids surfacique KN/m ²
1	Enduit en ciment extérieur	2	20	0,78	0,312
2	Enduit en ciment intérieur	2	20	0,50	0,20
	G2				0,512 KN/m²

$$G = G1 + G2 = 0,512 + 2,20 = 2,72 \text{ KN/m}^2$$

Donc, la charge permanent de l'acrotère est : G = 2,72 KN/ml

➤ **La surcharge :**

La surcharge d'exploitation : $Q = \text{Max} (F_P; F_Q)$.

Avec :

$F_Q = 1 \text{ KN/ml}$: poussée de la main courante.

$F_P = 4 A.C_P.W_P$: La force sismique.

A : coefficient d'accélération de zone.

C_P : Facteur de force horizontale.

F_Q : La poussée horizontale. $F_Q = 1 \text{ KN}$

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

Groupe usage 2 : Zone II_a :

$A = 0,15$.

$C_P = 0,8$ (RPA 99 page 43)

$F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,72 \Rightarrow F_P = 1,30 \text{ KN}$.

$Q = \text{Max} (1 ; 1,30) \Rightarrow Q = \mathbf{1,30 \text{ KN}}$

Le moment est calculé par rapport au point d'intersection entre la base de l'acrotère et passant par le CDG de celle-ci :

V.2.3.2 Calcul les moments et des efforts normaux due à la force sismique :

Le moment du a la charge permanente est nul $M_G = 0$

Le moment du à l'effort horizontal (surcharge d'exploitation) $M_Q = F_P \times h$

$M_Q = 1,3 \times 0,70 = 0,91 \text{ KN.m}$

➤ **Combinaison d'action :**

A. ELU :

$$\begin{aligned} N_u &= N_G + N_Q & \text{Avec : } & (N_Q = 0) \\ &= N_G = W_P = \mathbf{2,72 \text{ KN/ml}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_G + M_Q & \text{Avec : } & (M_G = 0) \\ &= M_Q = F_P \times h = 1,30 \times 0,7 = 0,91 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

B. ELS :

$$N_{Ser} = N_G = W_p = 2,72 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_G + M_Q = M_Q = F_p \times h = 1,30 \times 0,7 = 0,91 \text{ KN.m}$$

Comb	N (KN/m)	M(KN.m)
E.L.U	2,72	0,91
E.L.S	2,72	0,91

V.2.3.3 Calcul de l'excentricité :

Comme l'acrotère est un élément qui est soumise a un effort de compression il apparaît un risque de flambement ce qui impose de majorer l'excentricité réelle

De l'effort normal appliqué :

$$M_u = e_T \times N_u$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

e_T : L'excentricité totale du calcul.

e_1 : l'excentricité de la résultante

e_2 : l'excentricité due effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

e_a : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

L'excentricité du premier ordre (e_1)	L'excentricité additionnelle (e_a)	L'excentricité due effets de second ordre (e_2)	L'excentricité totale du calcul (e_T)
$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,91}{2,72} = 0,33\text{m}$ $e_1 = 33\text{cm}$	$e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{l}{250})$ $e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{70}{250})$ $e_a = \max(2\text{cm} ; 0,28\text{cm})$ $= 2\text{cm} = \mathbf{0,02m}$	$e_2 = (\frac{3Lf^2}{10000h}) \times (2 + \alpha + \varphi)$ $\alpha = \mathbf{10} \frac{1 - M_u}{MG + 1,5 M_{ser}}$ $\varphi = \mathbf{2} \quad \alpha = 3,33$ $L_f = 2L_0 = 2 \times 0,7 = 1,4\text{m}$ $e_2 = (\frac{3 \times 1,4^2}{10^4 \times 0,10}) \times (2 + 3,33 \times 2)$ $= 0,05096\text{m.}$	$e_T = e_1 + e_a + e_2$ $0,33 + 0,02 + 0,05096$ $= 0,41\text{m}$ $e_T = 41\text{cm.}$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,91}{2,72} = 0,33\text{m}$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right) \quad e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{70}{250} \right) = 2\text{cm} = 0,02\text{m}$$

$$e_2 = \left(\frac{3Lf^2}{10000h} \right) \times (2 + \alpha + \varphi)$$

Avec :

$$\alpha = 10 \frac{1 - Mu}{MG + 1,5 Mser}$$

Φ : Le rapport du au fluage à la déformation instantanée sous les charge

α : le rapport du moment de premier ordre, du aux chinages permanentes et quasi permanents au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

h : hauteur totale de la section égale = 10 cm.

l_f : logeur de flambement de la pièce

$$l_f = 2L \quad (\text{encastre libre})$$

$$L_f = 2 \times 700 = 1400\text{cm} = 1,4\text{m} \quad \text{D'après le B.A.E.L91}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_T = 0,33 + 0,02 + 0,05096 = 0,41\text{m}$$

$$e_T = 41\text{cm}.$$

❖ Coefficient de remplissage ψ

$$\Psi = \frac{Nu}{bh f_{bc}} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{bc}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\Psi = \frac{2,72 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 14,2} = 0,0019 < 0,81 \Rightarrow \text{donc on doit définir « } e_{NC} \text{ ». D'après le}$$

B.A.E.L91 en fonction de

$$\Psi \leq \frac{2}{3} \implies \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})}$$

$$\Psi = 0,0019 \leq \frac{2}{3} \implies \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0019}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0019})} = 0,176$$

Donc:

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,176 \times 0,1 = 0,017\text{m}$$

On a:

$$e_T = 0,41\text{m} > e_{NC} = 0,071\text{m}$$

Donc, La section est partiellement comprimée et L'ELU ne peut pas être atteint ne pas (Effort faible).le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

On calcul notre section à la flexion simple sous l'effort d'un moment fictif mais égale au moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

V.2.3 Section d'armature :

On calcul le moment fictif :

La section est partiellement comprimée, et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effort d'un moment fictif « M_{fictif} », égal au moment aux armatures tendues.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 10\text{cm} \\ d = 0,9 \cdot h_0 = 9\text{cm} = 0,09\text{m} \\ b = 100\text{ cm} \end{array} \right.$$

$$M_{fictif} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{et} \quad M_u = N_u \times e_t$$

$$M_{fictif} = N_u \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$d = 0,9 \times h_0 = 9\text{cm}$$

$$M_{fictif} = N_u \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u = N_u \times e_t = 0,41 \times 2,72 = 1,103 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$M_{fictif} = 1,103 + 2,72 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,2118 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{fictif}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,2118 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,2} = 0,0105$$

$$\mu = 0,0105 < \mu_l = 0,391 \quad \Longrightarrow \quad \text{pivot A ; } \varepsilon_s \leq 10 \text{ ‰}$$

La section ne comprimé que des armatures tendue : $A_s' = 0$ et $A_s \neq 0$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0105}) = 0,0132 < 0,259 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\beta_U = 0,8\alpha = 0,8 \times 0,0132 = 0,0106$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \beta_U b d f_{bc} / \sigma_s$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \left(\frac{0,0106 \times 1 \times 0,09 \times 14,2}{348} \right) \times 10^4 = 0,44 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ fictif}} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc, la section trouver et très faible alors on considère la section minimal donnée par la condition de non-fragilité.

V.2.4 : Vérification nécessaires :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - N_u / \sigma_s = 0,44 - ((2,72 \times 10) / (348 \times 100)) = 0,44 \text{ cm}^2$$

V.2.4.1 Condition de non fragilité (Selon CBA93 Art A.4.2) :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot F_{t28}}{F_e}$$

Donc:

$$A_{\min} = \left(\frac{0,23 \times 100 \times 9 \times 2,1}{400} \right) = 1,09 \text{ cm}^2.$$

Alors:

$$A_s = \text{Max} (A_s ; A_{s\min}) = 1,09 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA10 $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ $e = 33 \text{ cm}$

V.2.4.2 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

Donc :

$$A_r = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 HA 8 = 1,51 cm² $e = 25 \text{ cm}$

V.2.4.3 Ecartement des armatures :

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \implies St \leq \min(3 \times 10 ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm on adopte } St = 25 \text{ cm}$$

V.2.5 Vérification à L'E.L.S :

Comme la fissuration est préjudiciable, Von doit vérifier la contrainte dans l'acier, ainsi que dans le béton :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right) \right\} \quad \eta = 1.6 \text{ pour HA}$$

$$\sigma_s = \min \{ (266.66 ; 201.63) \} \implies \sigma_s = 201.63 \text{ MPA}$$

V.2.5.1 Le centre de pression :

$$c = h/2 - e$$

c : la distance du centre de pression et la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_{\text{ser}} = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 0,91 / 2,72 = 0,33 \text{ m}$$

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{0,1}{2} - 0,33 = -0,28 \text{ m}$$

$c < 0 \implies$ le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section

$$Y_{\text{ser}} = y_c + c \quad \text{avec :}$$

y_c : Distance de l'axe neutre au centre de pression « c » comptée positivement avec un effort normal « N_{ser} » de compression négativement en traction. En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section, on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3c^2 - 90A_s' \times [(c - d') / b] + 90A_s [(d - c) / b]$$

$$A_s' = 0$$

$$p = -3c^2 + 90A_s [(d - c) / b]$$

$$p = -3(-0,28)^2 + 90 \times 2,36 \times 10^{-4} [(0,09 + 0,28) / 1] = -0,227 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90A_s' \times [(c - d')^2 / b] - 90A_s [(d - c)^2 / b]$$

$$q = -2c^3 - 90A_s [(d - c)^2 / b]$$

$$q = -2(-0,28)^3 - 90 \times 2,36 \times 10^{-4} \times [(0,09 + 0,28)^2 / b]$$

$$q = 0,040 \text{ m}$$

On résout l'équation de 3^{eme} degré $y_c^3 - 0,2273 y_c + 0,040 = 0$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré est obtenue de la méthode suivante :

$$\Delta = q^2 + (4p^3 / 27)$$

$$\Delta = (0,040)^2 + 4x (-0,227)^3 / 27 = - 1,329 x 10^{-4} \text{ cm}^6$$

$$\Delta < 0 : Q = \text{Arc cos} (3q / 2p) x \sqrt{\frac{-3}{P}} ; Q = 163,92^\circ$$

$$\alpha = 2 x \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 x \sqrt{\frac{-(-0,227)}{3}} = 0,550$$

V.2.5.2 Calcul y :

$$y_1 = \alpha \text{ Cos} (Q / 3) = 0,55 \text{ Cos} (163,92 / 3) = 0,318 \text{ m}$$

$$y_2 = \alpha \text{ cos} (Q / 3 + 120^\circ) = 0,55 \text{ cos} [(168,92/3) + 120] = - 0,548 \text{ m}$$

$$y_3 = \alpha \text{ cos} (Q / 3 + 240^\circ) = 0,55 \text{ cos} [(168,92/3) + 240] = 0,243 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y + c ; 0 \leq y_{ser} \leq d$$

$$y_{ser} = y_1 + c = 0,318 - 0,28 = 0,038\text{m} = 3,8\text{cm} \implies 0 \leq y_{ser} = 3,8\text{cm} \leq d \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$y_{ser} = y_2 + c = - 0,548 - 0,28 = - 0,828 \text{ m} = -82,8\text{cm} \implies y_{ser} \leq 0$$

$$y_{ser} = y_3 + c = 0,243 - 0,28 = - 0,037\text{m} = - 3,70\text{cm} \implies y_{ser} \leq 0$$

Donc: $y_{ser} = 3,80 \text{ cm}$

V.2.5.3 Calcul I:

$$I = (b x y_{ser}^3 / 3) + 15 [As (d - y_{ser})^2 + As' (y_{ser} - d')^2]$$

Avec $As' = 0$

$$I = (b x y_{ser}^3 / 3) + 15 [As (d - y_{ser})^2]$$

$$I = [100 x (3,8)^3 / 3 + 15 x 2,36 (9 - 3,8)^2] = 2786,28 \text{ cm}^4$$

V.2.5.4 Calcul de coefficient angulaire : « K »

$$K = \frac{N_{ser}}{I} = \frac{2,72 X 10^6}{2786,28 X 10^4} = 0,097 \text{ N/mm}^3$$

V.2.5.5 Vérification de contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = k x y_{ser} = 0,097 x 3,8 = 1,40 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 x 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

V.2.5.6 Vérification de contrainte de l'acier :

La fissuration est préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2f_e}{3}, \max\left(0,5f_e; 110\sqrt{n f_{tj}}\right)\right\}$$

- Pour les barres HA : $\eta = 1.6$

- pour les barres de ronds lisse treillis soudé en dés files lisses en prend : $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\left(\frac{2}{3}\right) \times 400; \max(200; 201.36)\right\}$$

On prend : $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \times k(d - y_{ser})$$

$$\sigma_s = 15 \times 0,097 (90 - 38) = 75,66 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 75,66 \text{ MPA} \leq 201,6 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.2.6 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T \max}{b.d}$$

La fissuration est préjudiciable :

Avec :

$$\tau_{u_{\max}} = 1,5 F = 1,67 \text{ KN}$$

$$\tau_{u_{\max}} = T_{u(\max)} / b d = 0,023 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma b}; 4\text{MP}\right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min[2,5\text{Mpa}; 4\text{MPa}]$$

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

$$\tau_u = 0,155 \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

V.2.7 Schéma de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

Détail Acrotère

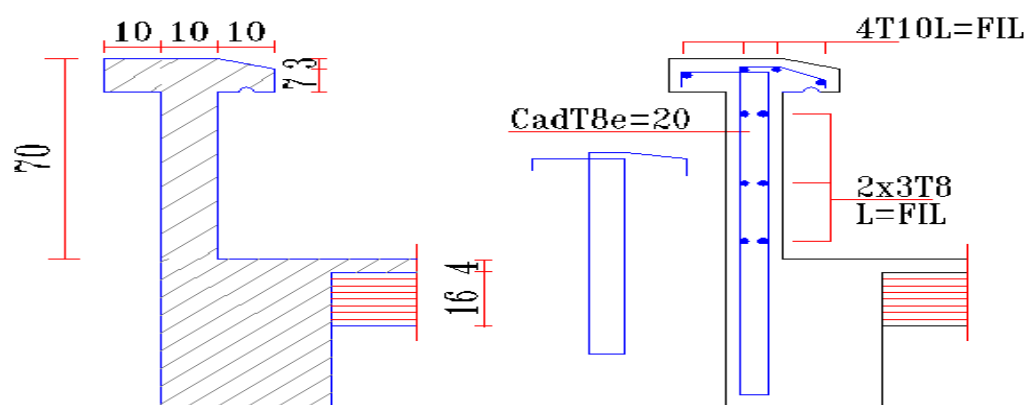


Figure V.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

V.3 Etude d'un Balcon :

V.3.1 Définition :

Le balcon est un élément non structural, qui peut avoir différentes formes d'appuis, ils sont généralement encastres sur un seul côté et libres de l'autre,

Donc il se calcule comme une console ce qui donne que les fibres tendues sont situées à la partie supérieure de l'élément celles qui sont comprimées se situent à la partie inférieure.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres.

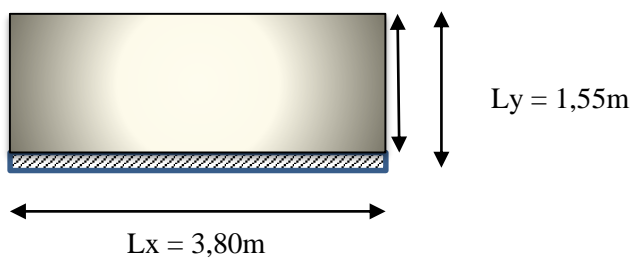


Figure V. 3 : Schéma du balcon

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $e \geq (L_x / 20) + 7$

Avec :

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable).

Pour notre bâtiment la dalle pleine (balcon) est reposée sur trois côtés et $L_x = 1,80$ m.

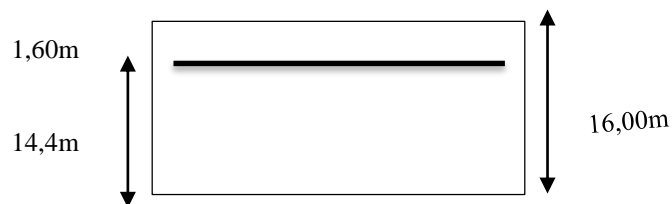


Figure V.4 : Schéma du balcon

$$e \geq \frac{L_x}{20} + 7 \Rightarrow e \geq \frac{180}{20} + 7 = 16 \text{ cm}$$

Donc On prend : $e = 16$ cm.

$$d = 0,9 \times h = 14,4 \text{ cm.}$$

V.3.2 Evaluation des charges :

Tableau V.2 : La charges permanente et surcharge du Balcon étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique	Charges (Kn/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Enduit plâtre	2	100	0.20
5	Dalle pleine	16	25	4,00
Charge permanent (G):				5,40 KN/m²
Charge d'exploitation :(Q) :				3,50KN/m²

- **La charge du garde de corps (charge concentrée sur l'extrémité) :**

Hauteur du garde- corps : h = 1m

Tableau V.3 : La charge permanente du Mur intérieure

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique	Charges (KN/m ²)
1	Maçonnerie brique creuse	10	9	0,90
2	Enduit de ciment intérieur	20	20	0,40
3	Enduit de ciment intérieur	20	20	0.40
Charge permanent(G):				1,70 KN/m²

- **Terrasse :**

$$G = G \times L = 7,48 \times 1 = 5,40 \text{ KN/ ml} \quad (\text{le poids propre}).$$

$$Q = Q \times L = 1,00 \times 1 = 1,00 \text{ KN /ml} \quad (\text{la charge d'exploitation}).$$

- **Étage Courant :**

Le calcul est fait pour une bande de 1m.

$$P = G_p \times h \times L = 1,70 \times 1 \times 1 = 1,70 \text{ KN ml} \quad (\text{la charge due au garde-corps})$$

$$Q = Q \times L = 3,50 \times 1 = 3,50 \text{ KN /ml} \quad (\text{la charge d'exploitation}).$$

$$G = G \times L = 5,40 \times 1 = 5,40 \text{ KN/ ml} \quad (\text{le poids propre}).$$

Avec :

h : la hauteur du garde – corps

L : la bonde 1 m sur laquelle on fait le calcul.

Étage	G (KN/ ml)	Q (KN/ ml)	P (KN/ ml)
Terrasse	7,48	1,00	/
Étage Courant	5,40	3,50	1,70

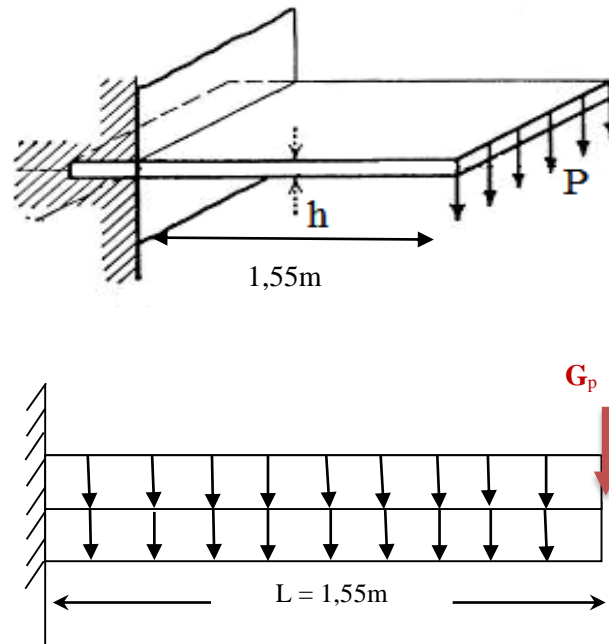


Figure V. 5 : Schéma de chargement du balcon

V.3.2.1 Calcul des moments :

A. Étage Courant (type 1)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = \frac{G.L^2}{2} = \frac{5,40 \times (1,55)^2}{2} = 6,48 \text{ KN.m} \\ M_Q = \frac{Q.L^2}{2} = \frac{3,5 \times (1,55)^2}{2} = 4,20 \text{ KN.m} \\ M_p = P \times L = 1,70 \times 1,55 = 2,64 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

V.3.2.2 Combinaison des moments :

A L' E.L.U	A L' E.L.S
$M_u = 1,35(M_G + M_p) + 1,5M_Q$ $= 1,35 (6,48 + 2,64) + 1,5 \times 4,20$ $M_u = 18,61 \text{ KN.m}$	$M_{ser} = (M_G + M_p) + M_Q$ $= (6,48 + 2,64) + 4,20$ $M_{ser} = 13,32 \text{ KN.m}$

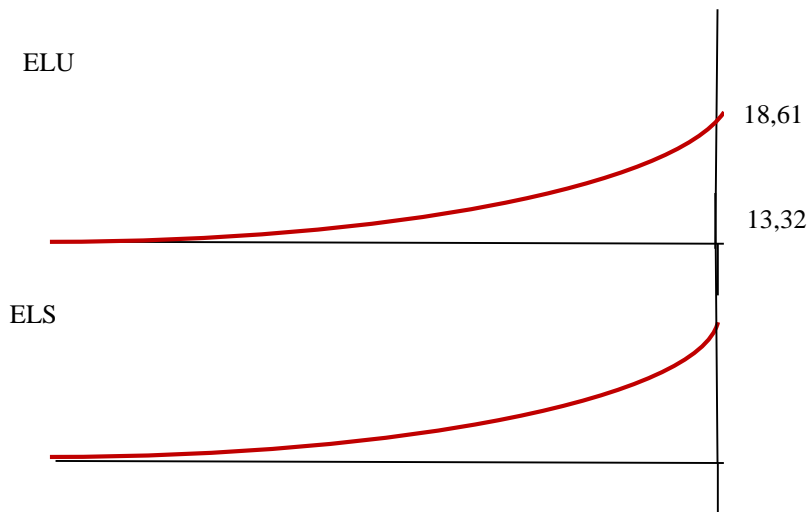


Figure V. 6 : Diagramme de moment (Mu)

Le ferrailage ce fait pour un bonde de 1m du console de section rectangulaire en flexion simple avec la sollicitation maximales au niveau de l'encastrement.

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc.....).

Le calcul effectuera à l'ELS et l'ELS. On prend :

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 16 \text{ cm}$, $b = 2 \text{ cm}$, $d = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$

$Mu \text{ max} = 18,61 \text{ KN.m}$

V.3.2.3 Armature principale :

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

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA} \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\mu = \frac{18,61 \times 10^3}{100 \times (14)^2 \times 14,20} = 0,067$$

$$\mu = 0,067 < \mu_1 = 0,369 \Rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\mu = 0,067 < \mu = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,067)}] = 0,086$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,086 = 0,966$$

$$A_s = \frac{MU}{\beta.d. \sigma_s} = \frac{18,61 \times 10^3}{0,966 \times 14 \times 348} = 3,95\text{cm}^2$$

Donc On adopte: $4\Phi 12 = 4,52\text{cm}^2$

V.3.3 Vérification à l'E.L.U :

A. Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{\min} = \frac{0,23 .b.d ft28}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 14 \times 2,1}{400} = 1,69\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,69\text{cm}^2$$

$A_s = 4,52\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,69\text{cm}^2$CV

B. Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3, 1)

$$A_L \geq 0,001.b. h = 0,001 \times 100 \times 16 = 1,6 \text{ cm}^2. A_s = \text{Max} (4,52 ; 1,69) = 4,52\text{cm}^2$$

sens	b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	As (calcule) (cm ²)	As (adopte) (cm ²)
L	100	14	18,61	0.067	0.086	0.966	3,95	4T12 = 4cm ² St = 25cm

C. Contrainte de Cisaillement (l'effort tranchant) : BAEL 91 (ART : A.5.1)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d}$$

Avec :

$$T_{\max} = (1,35G + 1,5Q) \times L + 1,35P = [(1,35 \times 5,40) + (1,50 \times 3,5)] \times 1,55 + 1,35 \times 1,70$$

$$T_{\max} = 21,73 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{21,73}{100 \times 14} = 0,0155\text{KN/cm}^2 = 0,155 \text{ MPA}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MP} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min [2,5\text{Mpa} ; 4\text{MPa}]$$

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

$$\tau_u = 0,155 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

V.3.4 Vérifications à L'E.L.S :

V.3.4.1 Détermination de la position de l'axe neutre (y) :

$$by^2 + 30 (As + A's).y - 30d (As + A's) = 0$$

$$by^2 + 30 (As.)y - 30d (As) = 0$$

$$100y^2 + 30 (4,52).y - 30 \times 14 \times 4,52 = 0$$

$$100y^2 + 135,6 y - 1898,40 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 777747,36 = 88190$$

La solution de cette équation donne :

$$y = \frac{15(As + As')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times As + d' \times A's)}{7,5 \times (AS + A's)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15. As}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times As}{7,5 \times (AS)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 4,52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 14 \times 4,52}{7,5 \times (4,52)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 3,73 \text{cm}$$

V.3.4 .2 détermination de moment d'inertie :

D'après le BAEL 91 :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15x [As \times (d - y)^2] \Rightarrow I = \frac{100 \times 3,73^3}{3} + 15x [4,52 \times (14 - 3,73)^2]$$

$$I = 8880,90 \text{ cm}^4$$

V.3.4 .3 Détermination du coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{13,32 \times 10^2}{8880,90} = 0,1500 \text{ KN/cm}^3 = \mathbf{0,1500 \text{ MPA}}$$

V.3.5 Vérification des contraintes :

V.3.5.1 Vérification de la contrainte du béton :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0,1500 \times 37,3 = 5,60 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,60 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.3.5.2 Vérification de la contrainte d'acier :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

Et aussi vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d-y) = 15 \times 0,150 \times (140 - 37,3) = 231,07 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right\} = \{(231,07 ; 201,63)\}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 231,07 \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

⇒ L'ELS est la plus défavorable. On Calcul A_s à l'ELS:

$$u = \frac{30 \times M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

$$u = \frac{30 \times 13,32 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 201,63} = 0,101$$

$$\lambda = 1 + u = 1 + 0,101 = 1,101$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 1,101^{-\frac{3}{2}} = 0,87 \Rightarrow \varphi = 29,54$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{1,101} \cdot \cos \left(\frac{29,54}{3} + 240 \right) \Rightarrow \alpha = 0,276^\circ$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \times \frac{\bar{\sigma}_s}{n} = \frac{0,276}{1 - 0,276} \times \frac{201,63}{15} = 5,12 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,12 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1 - \alpha)} bd = \frac{0,276^2}{30(1 - 0,276)} \times 100 \times 14 = 4,91 \text{cm}^2$$

On adopte: $A_s = 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{cm}^2$

sens	b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	As (calculé) (cm ²)	As (adopté) (cm ²)
L	100	14	18,61	0.067	0.086	0.966	4,91	5 HA12 = 5,65cm ² St = 20cm

V.3.6 Armatures de réparation :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2$$

Donc on adopte : **3HA10 = 2,36cm²**

V.3.7 Espacement des armatures :

A) armature longitudinal

$$S_L \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \quad h = 16\text{cm}$$

$$S_L \leq \min(48 ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

$$S_L = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On adopte : **S_L = 20cm.**

B) armature de répartition

$$S_r \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) \quad h = 16\text{cm}$$

$$S_r \leq \min(64\text{cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_r = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

Soit : **S_r = 35 cm.**

V.3.8 Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0,16}{1,55} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.m_0} \longrightarrow \frac{0,16}{1,55} = 0,1 \geq \frac{1}{10} = 0,1 (M_t = M_0) \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{5,65}{100 \times 14} = 0,0040 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

V.3.9 Ferrailage des balcons :

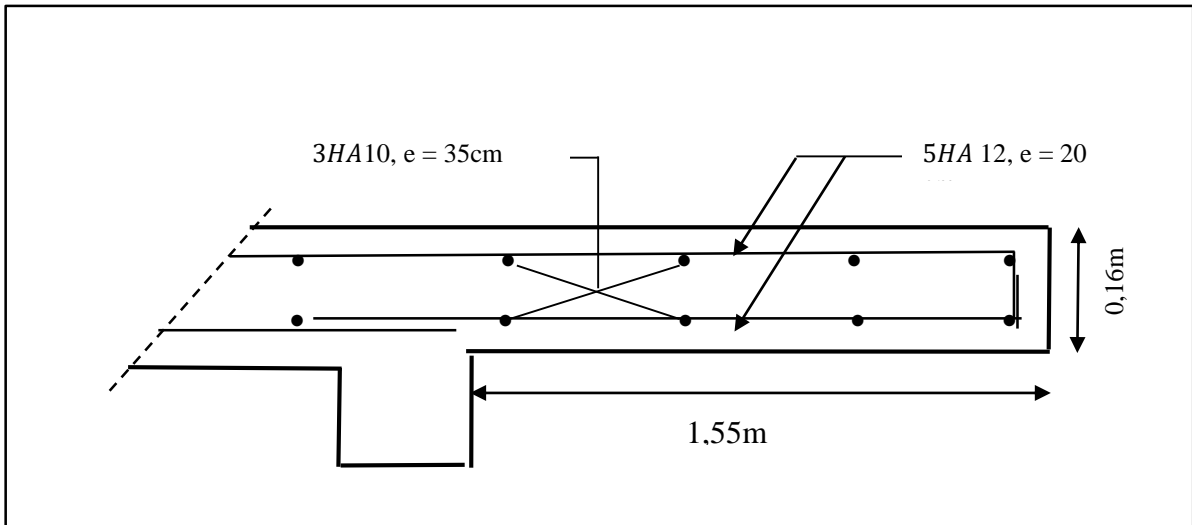


Figure V.7 : Schémas de ferrailages du balcon.

V.4 Etude de Plancher :

V.4.1 Introduction :

Planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses ou dans les constructions industrielles.

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils doivent supporter leurs poids propre, les charges permanents et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs ; d'autres parts ils doivent isoler les différents étages du point de vue thermique et acoustique et thermique, et participer à la résistance aux efforts horizontale.

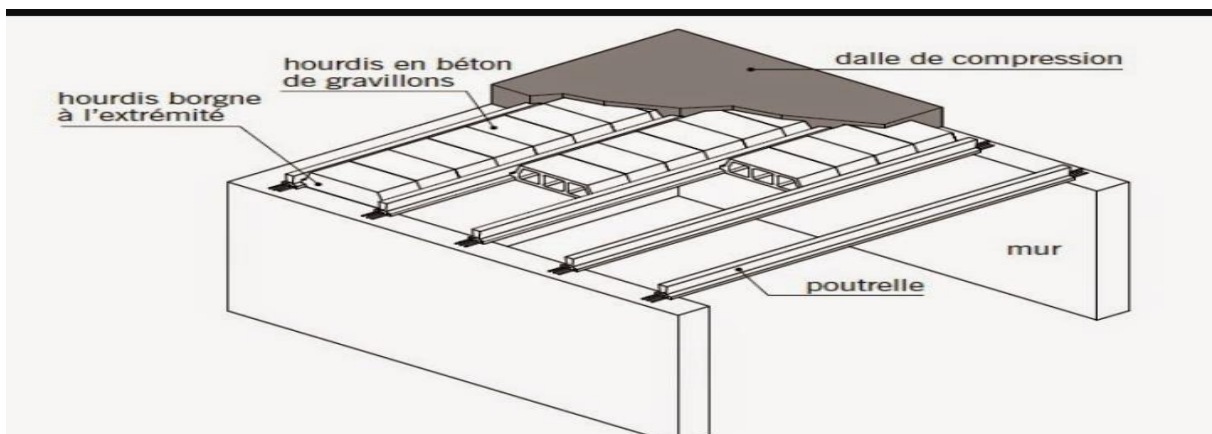


Figure V. 8 : Détail du plancher

V.4.2 Les différents types de planchers :

On distingue plusieurs types de planchers mais les plus couramment utilisés sont :

1. Plancher à hourdis creux (ou à corps creux).
 2. Plancher avec dalle, poutre secondaire (poutrelle) et poutre principale.
 3. Plancher à poutrelles parallèles rapprochées.
 4. Plancher champignons et plancher-dalle.
- ❖ Pour notre projet, on a choisis les planchers à corps creux pour les raisons suivants :
- ✓ Plus léger et économique par rapport à la dalle pleine.
 - ✓ Exécution simple.
 - ✓ Bonne isolation des thermique.

- ✓ Réduction d'utilisation des coffrages.
- ✓ Absence des charges concentrées importantes sur le plancher.

V.4.2.1 Plancher à corps creux :

Dans notre projet, le plancher est constitué :

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé,
Pour le calcul des planchers, on utilise soit des méthodes exactes, soit des méthodes approchées agréées par le règlement « CBA 93 ».

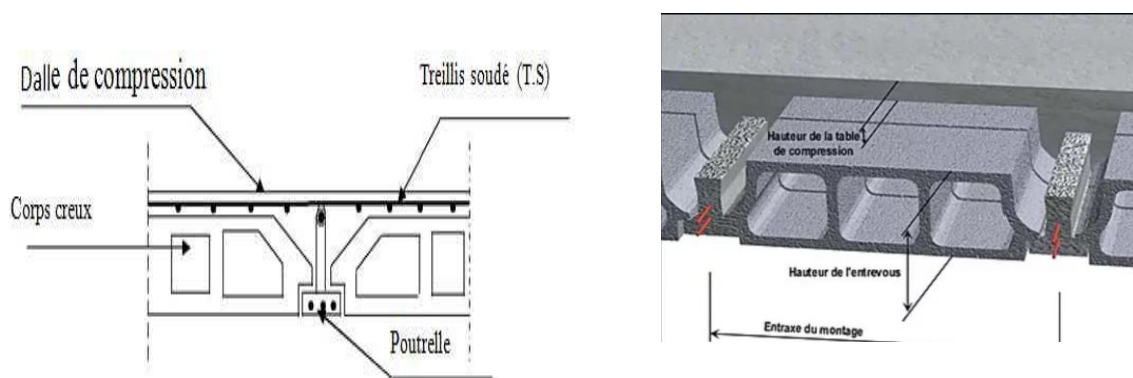


Figure V.9 : Plancher à corps creux

V.4.2.2 Plancher Dalle plain :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. D'après le CBA 93 cette table doit avoir une épaisseur minimale à 4 cm et armé dans un quadrillage de barre dont les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs données par le **B.A.E.L 91** (Art B.6.8.423) :

- 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

L : entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm (50 cm < L < 80cm)

Donc ;

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{F_e}$$

A_{\perp} : cm² par mètre linéaire.

L : Entre axe des poutrelles (L= 65cm)

F_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisée ($F_e = 400\text{MPa}$)

D'où :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{F_e} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot 65}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0,95$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T6 / \text{ml} = 1,41\text{cm}^2 / \text{ml}$.

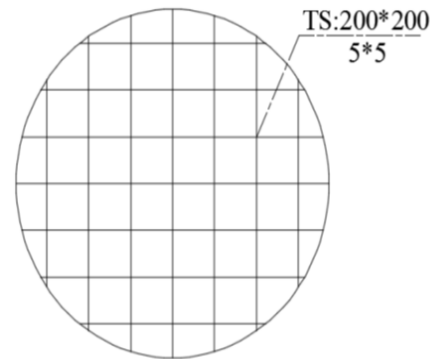


Figure V.10 : Ferrailage de la dalle de compression

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} \geq \frac{1,41}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = 0,71$$

On adoptera $A_{\parallel} = 5T6 / \text{ml} = 1,41\text{cm}^2 / \text{ml}$.

Conclusion :

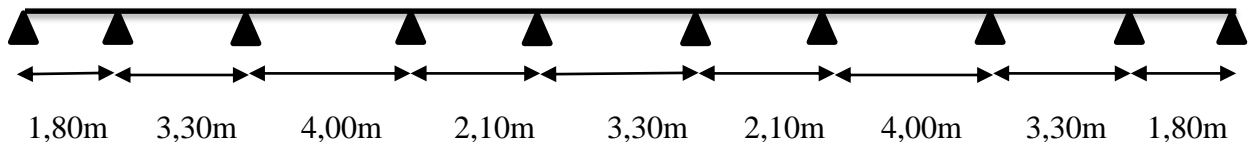
Selon les sections d'armatures obtenues à dessus nous adoptons un treillis soudé TSØ5M

V.4.2.3 : Types des poutrelles :

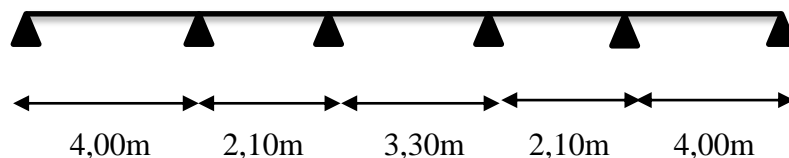
Dans notre construction en a quatre type des poutrelles, en choix le plus sollicité (défavorable)

Et calcul la section transversale d'armature, et généralisé pour les autres cas.

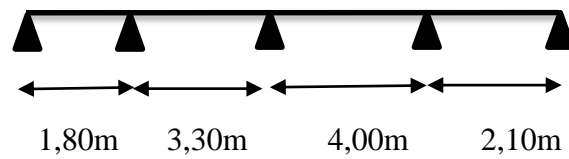
Type (1) :



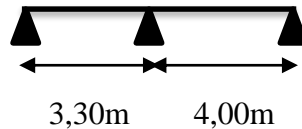
Type (2) :



Type (3)

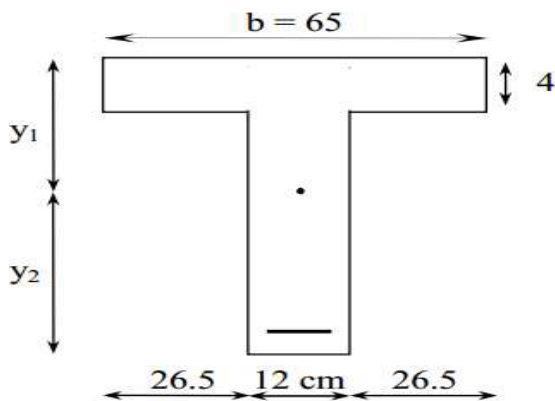


Type (4) :



V.4.2.4 : Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est Déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci- dessous.



Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

V.4.3 Méthode de calcul :

On a deux méthodes de calcul :

- la méthode forfaitaire pour les planchers à surcharge d'exploitation modérés ;
- la méthode de Caquot pour les planchers à surcharge d'exploitation élevée ;
- Méthode des trois moments.

V.4.3.1 Méthode forfaitaire :

V.4.3.1.1 Domaine d'application :

La méthode s'applique aux constructions courantes (bâtiment d'habitation, bureaux locaux) ou la charge d'exploitation est en plus égale à deux (02) fois la charge permanente on a :

$$Q \leq \max 2G ; 5000N/m^2 \Leftrightarrow Q \leq \max 2G ; 5KN/m^2$$

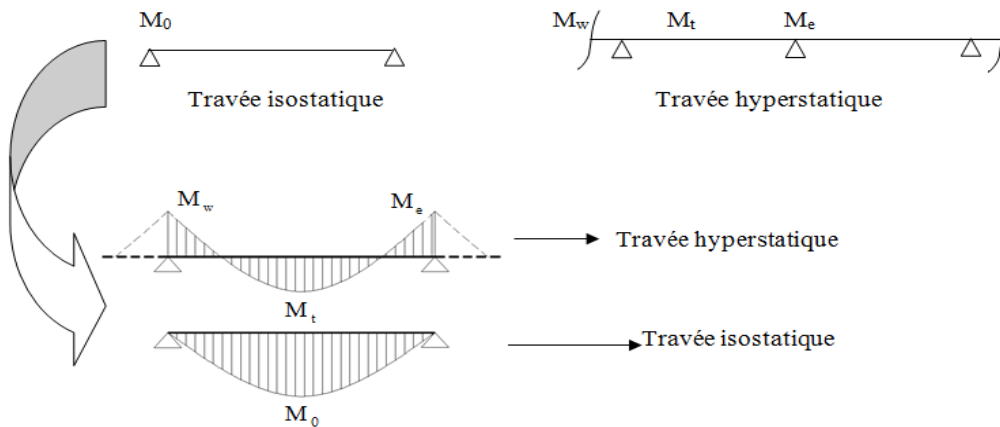
Remarque : G et Q avant l'application des coefficients de majoration.

Elle ne s'applique qu'aux éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes ;

- Le moment d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre (0,8 et 1,25).
- La fissuration et considéré comme peu préjudiciable.

V.4.3.1.2 Principe de la méthode :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



FigureV. 11 : Schéma explicatif.

Selon le **B.A.E.L 91**, les valeurs de Mw, Mt, Me doivent vérifier les conditions suivantes :

$$Mt \geq \max[1.05M_0 , (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$Mt \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Leftrightarrow \text{dans la travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Leftrightarrow \text{dans la travée de rive}$$

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

M_e : moment sur l'appui droit de la travée

α : $Q / (G+Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des G et Q.

V.4.3.2 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

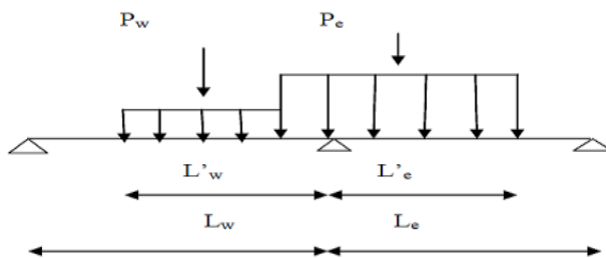


Figure V. 12 : Schéma explicatif

V.4.3.2.1 Domaine d'application :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres – planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charge d'exploitations élevés :

$$Q > 2G \text{ ou } Q > 5 \text{ KN/m}^2$$

Elle est aussi s'appliquer lorsqu'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas validée. Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée à prendre $G' = 2/3G$ pour le calcul des moments sur appui.

V.4.3.2.2 Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 5 \text{ KN/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

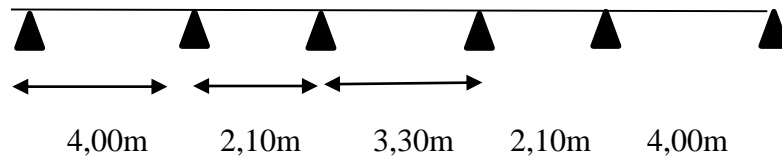
V.4.3.2.3 Principe de la méthode :

La méthode consiste à calculer les moments sur appuis à partir du chargement des travées adjacentes ; il faut étudier les différents cas des charges donnant les moments et les efforts tranchant maximaux.

Elle est basée sur la théorie général des poutres continues « méthode des trois moments » qu’elle simplifier et modifier les coefficients numérique obtenues par la théorie, pour mettre les résultats en accord avec l’expérience, on outre, on simplifier la théorie générale en raison du fait que les charges éloignées d’une travée produisent sur celle.ci un effet négligeable.

V.4.4 Calcul des poutrelles :

Dans la construction en à quatre type des poutrelles, en choix le plus sollicité (défavorable) et calcul la section transversale d’armature,



Le plancher sera calculé pour :

- Plancher terrasse : $G = 6,28 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage : $G = 5,40 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

V.4.4.1 Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

1) La charge d’exploitation $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$

• Plancher étage courant + RDC : $G = 5,40 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5\text{KN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 \leq \max (5,40 \times 2; 5) \Rightarrow 1,50 \text{ KN /m}^2 < 10,80 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

• Plancher terrasse : $G = 6,28 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1\text{KN/m}^2$

$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \leq \max (6,28 \times 2; 5) \Rightarrow 1,00 \text{ KN /m}^2 < 12,56 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$

2) Poutrelle à inertie constante (I constante).....CV.

3) Fissuration peu préjudiciable.

- Les planchers des étages courant +RDC, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.....CV.
- Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable CV.

Donc : dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode de trois moments

4) $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$

Type(1) :

$\frac{1,80}{3,30} = 0,54$	$0,8 \leq 0,54 \leq 1,25$CNV
$\frac{3,30}{4,00} = 0,82$	$0,8 \leq 0,82 \leq 1,25$CV
$\frac{4,00}{2,10} = 1,90$	$0,8 \leq 1,90 \leq 1,25$CV
$\frac{2,10}{3,30} = 0,63$	$0,8 \leq 0,63 \leq 1,25$CNV
$\frac{3,30}{2,10} = 1,57$	$0,8 < 1,57 < 1,25$CNV
$\frac{2,10}{4,00} = 0,52$	$0,8 < 0,52 < 1,25$CNV
$\frac{4,00}{1,80} = 2,22$	$0,8 < 2,22 < 1,25$CNV

Type(2) :

$\frac{4,00}{2,10} = 1,90$	$0,8 \leq 1,90 \leq 1,25$CV
$\frac{2,10}{3,30} = 0,63$	$0,8 \leq 0,63 \leq 1,25$CNV
$\frac{3,30}{2,10} = 1,57$	$0,8 < 1,57 < 1,25$CNV
$\frac{2,10}{4,00} = 0,52$	$0,8 < 0,52 < 1,25$CNV

Type(3) :

$\frac{1,80}{3,30} = 0,54$	$0,8 \leq 0,54 \leq 1,25$CNV
$\frac{3,30}{4,00} = 0,82$	$0,8 \leq 0,82 \leq 1,25$CV

$$\frac{4,00}{2,10} = 1,90 \quad 0,8 \leq 1,90 \leq 1,25 \dots\dots\dots CV$$

Type(4) :

$$\frac{3,30}{4,00} = 0,82 \quad 0,8 \leq 0,82 \leq 1,25 \dots\dots\dots CV$$

Type(5) :

Les rapports des portées sont dans l'intervalle (0,8 et 1,25) n'est pas vérifiée dans les types (01 et 02 et 03).

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites alors on utilise la méthode de Caquot minorée à prendre G' minoré = $\frac{2}{3} G$

Donc : dans le cas de les types (01 et 02 et 03), on applique la méthode de CAQUOT

V.4.4.2 Calcul des sollicitations :

A. Combinaison des charges :

G' minoré = $\frac{2}{3} G$:

-Terrasse : $G = 6,28 \text{KN/m}^2 \Rightarrow G' = \frac{2}{3} \times 6,28 = 4,19 \text{KN/m}^2$

- Etage courant : $G = 5,40 \text{KN/m}^2 \Rightarrow G' = \frac{2}{3} \times 5,40 = 3,60 \text{KN/m}^2$

ELU : $q_{u(\text{réel})} = (1,35G + 1,5Q), \quad q_{u(\text{réduit})} = (1,35G' + 1,5Q)$

ELS : $q_{\text{ser}(\text{réel})} = (G + Q) \quad q_{\text{ser}(\text{réduit})} = G' + Q$

Niveau	ELU	ELS
Terrasse	$q_u = (1,35 \times 6,28 + 1,5 \times 1) = 9,98 \text{ kN/m}^2.$	$q_{\text{ser}} = 6,28 + 1 = 7,28 \text{ kN/m}^2.$
	$q'_u = (1,35G' + 1,5Q)$	$q'_{\text{ser}} = G' + Q = \mathbf{5,19} \text{ kN/m}^2.$
	$q'_u = (1,35 \times 4,19 + 1,5 \times 1) = 7,15 \text{ kN/m}$	
Étage courant	$q_u = (1,35 \times 5,40 + 1,5 \times 1,5) = 9,54 \text{ kN/m}^2.$	$q_{\text{ser}} = 5,40 + 1,5 = 6,90 \text{ kN/m}^2.$
	$q'_u = (1,35G' + 1,5Q)$	$q'_{\text{ser}} = G' + Q = \mathbf{5,10} \text{ kN/m}^2.$
	$q'_u = (1,35 \times 3,60 + 1,5 \times 1,5) = 7,11 \text{ kN/m}$	

➤ Charge linéaire sur nervure (entre axe 65cm) :

Niveau	ELU	ELS
Terrasse	$q_u = q_u \times 0,65$ $= 9,98 \times 0,65 = 6,48 \text{ kN/m}^2.$	$q_{ser} = q_{ser} \times 0,65 = 4,73 \text{ kN/m}^2.$
Étage courant	$q_u = q_u \times 0,65$ $= 9,54 \times 0,65 = 6,20 \text{ kN/m}^2.$	$q_{ser} = q_{ser} \times 0,65$ $= 6,90 \times 0,65 = 4,49 \text{ kN/m}^2.$

➤ Charge linéaire sur nervure entre axe avec G' minoré :

ELU	ELS
$q'_u = q'_u \times 0,65 = 7,11 \times 0,65$ $q'_u = 4,62 \text{ kN/m}^2.$	$q'_{ser} = q'_{ser} \times 0,65 = 5,10 \times 0,65$ $q'_{ser} = 3,32 \text{ kN/m}^2.$

B. Calcul des moments isostatiques :

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

$$q_w = q_e = q'_u$$

Calcule les valeurs de L_w, L'_w, L_e, L'_e

- Pour une travée de rive : $L' = L$
- Pour une travée intermédiaire: $L'_w = 0,8 L'_w$; $L'_e = 0,8 L'_e$

Cas d'une charge uniformément répartie

$$M_a = - \frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

Pour appuis intermédiaire : $M_a = - \frac{q_u(L'_w{}^3 + L'_e{}^3)}{(L'_w + L'_e)}$

Pour appuis de rive : $M_a = 0,2 \cdot \left(- \frac{q'_u L^2}{2} \right)$

Les efforts tranchants : $V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q'_u L}{2}$

Les moments en travée : $X_0 = \frac{-V_w}{q_{réduit}}$

$$M_t = M(x_0) = M_w - V_w \cdot x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2}$$

C. Calcul des moments fléchissant à « L'ELU » :

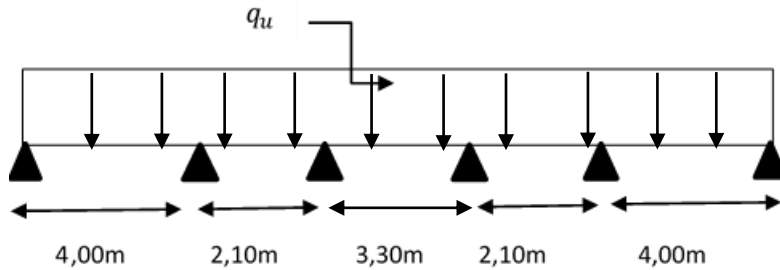
Poutrelle type 2 :

Tableau V.4 : Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode Caquot des poutrelles types (02) à l'E.L.U

Travée	q_u (KN/m ²)	q'_u (KN/m ²)	L (m)	L' (m)	Appui	Ma (KN.m)	V_w (KN)	V_e (KN)	M_x (m)	M_t (KN.m)
1	6,2	4,62	4	4	1	-1,85	-8,06	10,43	1,74	2,78
2	6,2	4,62	2,1	1,68	2	-6,58	-6,6	3,11	1,43	-3,48
3	6,2	4,62	3,3	2,64	3	-2,91	-7,63	7,63	1,65	1,23
4	6,2	6,2	2,1	1,68	4	-2,91	-3,11	6,6	0,67	-2,23
5	6,2	6,2	4	4	5	-6,58	-10,43	8,06	2,26	1,16
6					6	-1,85				

$$Ma_{\max} = 6,58 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{\max} = 3,48 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 10,43 \text{ KN.m}$$

V.4.4.3 Ferrailage de la poutrelle :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis.

Armatures longitudinales :

Les moments max en travées et aux appuis sont

$$Ma_{\max} = 6,58 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{\max} = 3,48 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 10,43 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 65\text{cm} ; b_0 = 10\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; d = 18\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm} :$$

a) En travées :

- Moment équilibré par la table de compression M_T :

Position de l'axe neutre :

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

Avec :

$$f_{bu} = 14,166 \text{ MPa}$$

$$M_T = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 1000 \times 14,166 = 58,93 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T = 58,93 \text{ kN.m} \\ M_{t_{\max}} = 3,48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_T = 58,93 \text{ kN.m} \gg \gg M_{t_{\max}} = 3,48 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Donc : le béton tendu étant négligé dans la travée et dans l'appui, La section en Té se calcule comme une section rectangulaire $S = (b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

b	h	b ₀	c	d	f _{bu}	f _{bc}	Mt	Ma	F _e
65	25	10	2	18	14,166	25	3,48	6,58	400

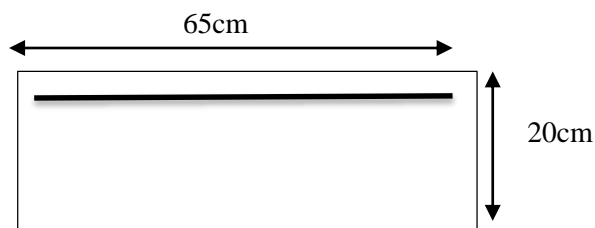


Figure V.13 : Coupe schématique de la poutrelle (travée)

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,48 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,166} = 0,012$$

$$\mu = 0,013 < \mu_1 = 0,369 \longrightarrow A_s' = 0$$

$$\mu < \mu = 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right] = 1,25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}\right] = 0,015$$

$$B_u = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,015 = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_t}{B_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,48 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,56 \text{ cm}^2$$

b) Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 fbc} = \frac{6,58 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,166} = 0,143$$

$$\mu = 0,013 < \mu_l = 0,369 \longrightarrow A_s' = 0$$

$$\mu < \mu = 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times [(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})] = 1,25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,143})] = 0,194$$

$$B_u = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,194 = 0,922$$

$$A_s = \frac{M_t}{B_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,58 \times 10^3}{0,922 \times 18 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2$$

section	b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	A_s cal (cm ²)	A_s min (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
appui	10	18	6,58	0,143	0,194	0,922	1,14	0,22	
travée	65	18	3,48	0,012	0,015	0,994	0,56	1,41	

V.4.4.4 Vérifications :

A. Vérifications de la condition de non-fragilité:

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \frac{bxh}{1000} ; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot F_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \frac{65 \times 20}{1000} ; \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \text{Max} \{ 1,30 \text{ cm}^2 ; 1,41 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_s = 1,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \frac{bxh}{1000} ; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot F_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \frac{10 \times 20}{1000} ; \frac{0,23 \times 10 \times 18 \times 2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \text{Max} \{0,2\text{cm}^2 ; 0,22\text{cm}^2\}$$

$$A_s = 1,14\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,22\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Section	$A_s \text{ cal (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ min (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopte (cm}^2\text{)}$
Travée	0,60	1,41	
Appuis	1,15	0,22	$A_s = 2\phi 12 = 2,26\text{cm}^2$

Type 3 :

Tableau V.5 : Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode Caquot des poutrelles types (03) à l'E.L.U

Travée	q_u (KN/m ²)	q'_u (KN/m ²)	L (m)	L' (m)	Appui	Ma (KN.m)	V_w (KN)	V_e (KN)	M_x (m)	M_t (KN.m)
1	6,2	4,62	1,8	1,8	1	-0,37	-2,72	5,6	0,59	0,15
2	6,2	4,62	3,3	2,64	2	-2,97	-7,08	8,17	1,53	0,6
3	6,2	4,62	4	3,2	3	-4,76	-9,36	9,13	2,02	1,47
4	6,2	4,62	2,1	2,1	4	-4,31	-6,66	3,04	1,44	-1,15
5					5	-0,51				

Mu max = 1,76 KN.m
Mt max = 1,47 KN.m

Section	b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	As calcul cm ²	As min cm ²
appui	10	18	4,78	0,104	0,137	0,945	0,81	0,22
travée	65	18	1,47	0,005	0,008	0,988	0,24	1,41

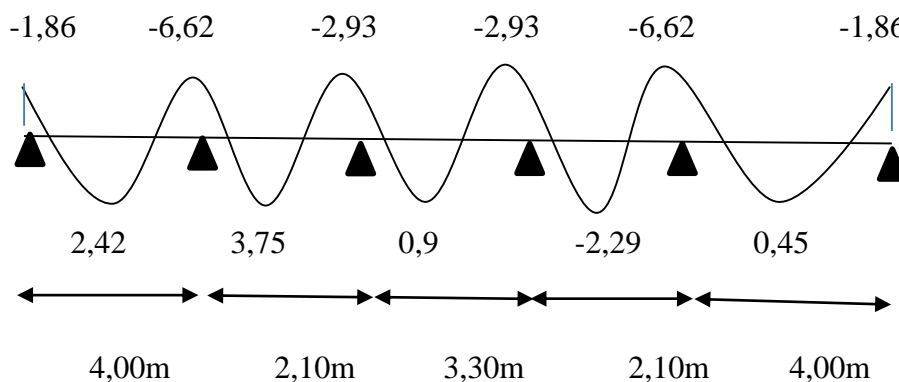


Figure V.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

V.4.4.5 Vérification des contraintes à I.E.L.S :**Type (1) :**

$$M_t(\text{ser}) = 3,65 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

$$b \cdot y^2 + 15(d - y)^2 = 0$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A = 2.35 \cdot 32,50y^2 - 15 \times 2.35 \times (18 - y)^2 = 0$$

$$32.50y^2 + 35.25y - 634.5 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 289.35$$

Donc : $y = 3,9 \text{ cm}$

$Y = 3,9 \text{ cm} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

V.4.4.6 Calcul des moments fléchissant à « L'ELS » :

Travée	q_u (KN/m)	q'_u (KN/m)	L (m)	L'(m)	Appui	Ma (KN.m)	V_w (KN)	V_e (KN)	M_x (m)	Mt (KN.m)
1	4,49	3,32	4	4	1	-1,33	-5,78	7,48	1,74	1,94
2	4,49	3,32	2,1	1,68	2	-4,72	-4,73	2,23	1,43	-2,53
3	4,49	3,32	3,3	2,64	3	-2,09	-5,47	5,47	1,65	0,83
4	4,49	3,32	2,1	1,68	4	-2,09	-2,23	4,73	0,67	-1,6
5	4,49	3,32	4	4	5	-4,72	-7,48	5,78	2,26	0,74
6					6	-1,33				

Type 4 : (la plus sollicitée)**V.4.5 Calcul des sollicitations :****V.4.5.1 Combinaison des charges :**

-Terrasse : $G = 6,28 \text{ KN/m}^2$

- Etage courant : $G = 5,40 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_{u(\text{réel})} = (1,35G + 1,5Q)$,

ELS : $q_{\text{ser}(\text{réel})} = (G + Q)$

Niveau	ELU	ELS
Étage courant	$q_u = (1,35 \times 5,40 + 1,5 \times 1,5) = 9,54 \text{ kN/m}^2.$	$q_{ser} = 5,40 + 1,5 = 6,90 \text{ kN/m}^2.$

➤ Charge linéaire sur nervure (entre axe 65cm) :

Niveau	ELU	ELS
Étage courant	$q_u = q_u \times 0,65$ $= 9,54 \times 0,65 = 6,20 \text{ kN/m}^2.$	$q_{ser} = q_{ser} \times 0,65$ $= 6,90 \times 0,65 = 4,49 \text{ kN/m}^2.$

V.4.5.2 Calcul des moments isostatiques :

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

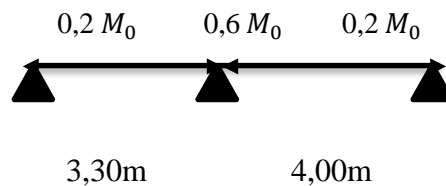
$$L_1 = 3,30\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{6,20 \times 3,30^2}{8} = 8,44 \text{ KN.m}$$

$$L_2 = 4,00\text{m} \Rightarrow M_0 = \frac{6,20 \times 4,00^2}{8} = 12,40 \text{ KN.m}$$

V.4.5.3 Moment sur appuis :

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✚ 0,6M₀ pour une poutre à deux travées
- ✚ 0,5M₀ pour les appuis voisins de rive d'une poutre a plus de deux travées.
- ✚ 0,4M₀ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois travées



Alors :

$$M_1 = 0,2 M_{01} = 0,2 \times 8,44 = 1,69 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,6 M_{02} = 0,6 \times 12,40 = 7,44 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,2 M_{02} = 0,2 \times 12,40 = 2,48 \text{ KN.m}$$

V.4.5.4 Moment en travée :

$$M_t \geq \text{Max}[1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_W - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans la travée de rive}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,50 + 5,40} = 0,217$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1 + 0,3 \times 0,217 = 1,065$$

$$\frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} = \frac{1,065}{2} = 0,533$$

Travée [1 – 2] et [2 – 3] travée de rive

✚ Travée de rive :

$$\text{✚ } M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans la travée intermédiaire}$$

Tableau V.6 : Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode Caquot des poutrelles types (04) à l’E.L.U

Travée	Mo (KN.m)	chef- forfai	L (m)	Appui	Ma (KN.m)	Mt 1 (KN.m)	Mt 2 (KN.m)	Mt (KN.m)
1	8,44	0,20	3,30	1	1,69	4,43	10,49	5,34
2	12,40	0,60	4,00	2	7,44	8,25	3,12	8,25
		0,20		3	2,48			

Mt max = 8,25KN.M

Ma max = 7,44KN.M

Tmax = 14,33 KN

V.4.6 Calcul le ferrailage :

La section rectangulaire fictive (b*h) = (65*20)

▪ **En travées :**

c) b = 65cm ; b₀ = 10cm ; h = 20cm ; d = 18cm ; h₀ = 2cm :

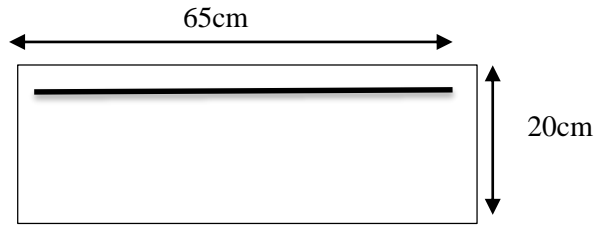


Figure V.14 : Coupe schématique de la poutrelle (travée)

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 fbc} = \frac{8,25 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,166} = 0,028$$

$$\mu = 0,026 < \mu_1 = 0,369 \longrightarrow A_{s'} = 0$$

$$\mu < \mu = 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times [(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] = 1,25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}] = 0,035$$

$$B_u = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_t}{B_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,25 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

▪ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 fbc} = \frac{7,44 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,166} = 0,162$$

$$\mu = 0,162 < \mu_1 = 0,369 \longrightarrow A_{s'} = 0$$

$$\mu < \mu = \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times [(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] = 1,25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,162}] = 0,222$$

$$B_u = 0,911$$

$$A_s = \frac{M_t}{B_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,44 \times 10^3}{0,911 \times 18 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

V.4.6 .1 Condition de non fragilité : (CBA93 Art A.4.2)....

- En travée :

$$A_{Smin} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 65 * 18 * 2.1}{400} = 0,22\text{cm}^2$$

$$A_{S \text{ adopte}} = \text{Max}(A_{S \text{ réel}}; A_{S \text{ min}}) = 1.41\text{cm}^2$$

On adopte : 3HA10 = 2.36cm²

- En Appuis :

$$A_{Smin} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 10 * 18 * 2.1}{400} = 0,22\text{cm}^2$$

$$A_{S \text{ adopte}} = \text{Max}(A_{S \text{ réel}}; A_{S \text{ min}}) = 1,30\text{cm}^2$$

On adopte 2HA10 = 2,26cm²

V.4.6 .2 Les Armatures transversale :

$$\varphi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{12} \right\}$$

$$\varphi \leq \min\{6.28; 12; 54.16\}$$

$$\varphi = 8\text{mm}$$

V.4.6 .3 La contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{14,33 * 10^{-3}}{0,65 * 0.18} = 0.125\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right\}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.4.7 Vérification à l'ELS :

- Sur Appuis :

$$\gamma = \frac{12,44}{9.07} = 1.37$$

$$\alpha = 0.31 \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.31 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV}$$

▪ En Travée :

$$\gamma = \frac{9.54}{6.39} = 1.49$$

$$\alpha = 0.033 \leq \frac{1.49 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.033 \leq 0.5 \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.4.7 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047 > 0.044 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{3.6}{F_e} \rightarrow \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1.57}{65 \cdot 19.9} = 0.012 < 0.009 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_{ts}}{M_{0s}} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{22}{480} = 0.046 \geq \frac{1}{10} * \frac{29.53}{17.19} = 0.055 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Donc le calcul de la flèche est nécessaire :

V.4.8 Schéma de ferrailage de la poutrelle

Détail Plancher Corps Creux

Sur Appuis

En Travée

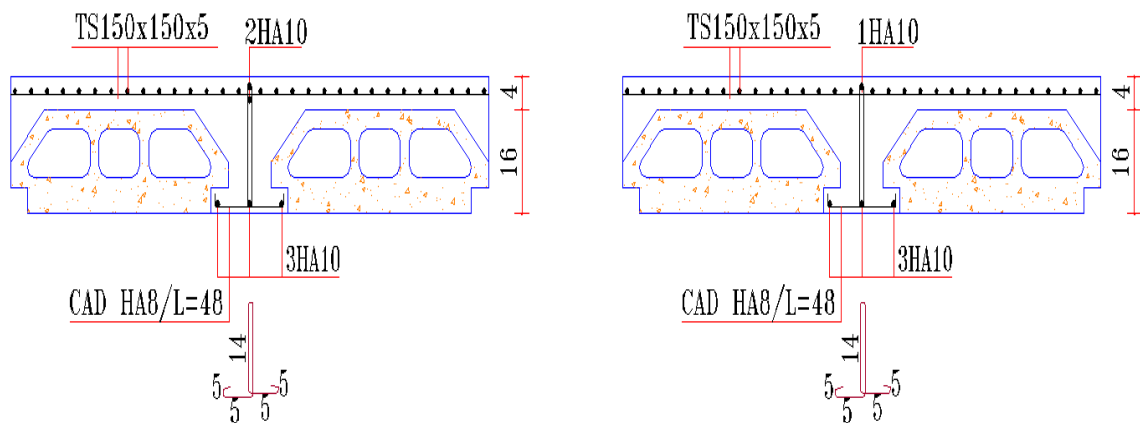


Figure V.15 : Schéma de ferrailage de la poutrelle

V.4.9 : Dalle de compression :**V.4.9.1 Ferrailage de la dalle de compression**

D'après BAEL cette dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4cm armée dans un quadrillage de barre dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm pour les armatures perpendiculaires à la nervure

30 cm pour les armatures parallèles à la nervure

- **Armature perpendiculaire à la nervure :**

$$A_{\text{per}} = \frac{4 * l_e}{f_e} = \frac{4 * 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On Adopte 5HA6 =1.41cm²

- **Armature parallèles aux nervures :**

$$A_{\text{par}} = \frac{A_{\text{per}}}{2} = \frac{0.65}{4} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On Adopte 5HA6 =1.41cm² (20*20*6)

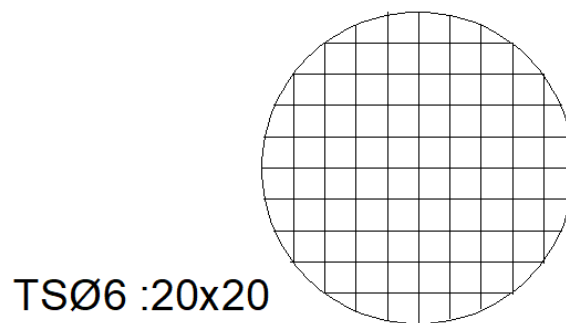


Figure V. 16 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

V.5 Etude d'escalier

V.5.1 définition et terminologie :

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, puisqu'il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux de ce dernier et assure la circulation verticale. Il est fait en béton armé coulé sur place et comporte un palier intermédiaire qui sépare les deux volées (paillasse), il sert aussi à relier deux différents niveaux d'une construction.

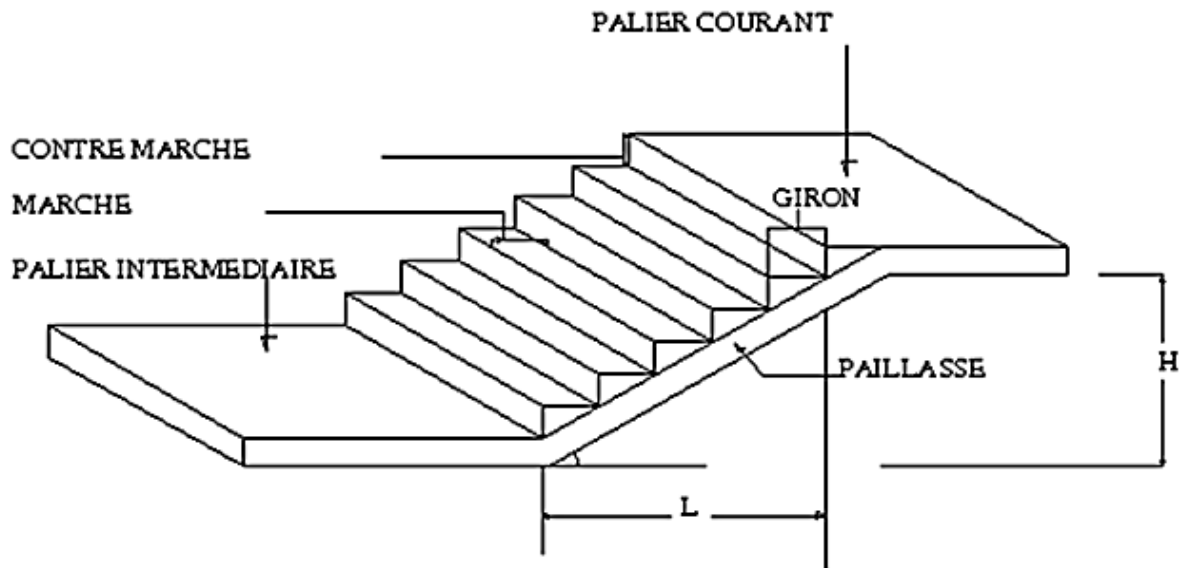


Figure V.17 : Escalier

V.5.1.1 Caractéristiques dimensionnelles :

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives.

Le giron (g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches

La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

L'embranchement (E) : représente la largeur de la marche. La ligne de foulée : représentes-en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0,65 m de collet

Si $E \geq 1$ m.

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

V.5.1.2 Notation utilisées :

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur de la contre marche
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur du palier de repos
- L : longueur projeté du palier et de la paillasse $L = L_1 + L_2$

Cage d'escalier : Notre structure comporte un seule type d'escalier en béton arme

- Un escalier à 2 volées avec un palier intermédiaire pour le RDC est les étages courants.

V.5.1.3 Pré dimensionnement :

Le but du pré - dimensionnement des éléments consisté à proposer des sections pour les différents composants de la structure qui puissent être la plus proche possible d'un choix, qui tient compte à la fois de la stabilité de l'ouvrage et de ses élément ainsi que du facteur économie. Les sections choisies peuvent éventuellement être revues à la hausse comme à la baisse selon les résultats de la vérification qui seront effectuées ultérieurement.

Dans l'étape de Pré dimensionnement, il sera tenu compte des normes et règlements en vigueur en Algérie, à savoir : **CBA93**, **RPA 99** modifié **2003**, et **BAEL1991** modifié **1999**.

Hauteur : $H = 3,15$ m (Etages)

Choisissons une hauteur de marche de $17,50$ cm (valeur moyenne pour une marche).

Pour déterminer le giron, appliquons la formule de **Blondel** :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm. [g et h : en (cm)]}$$

D'où :

h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g: le giron ou largeur de la marche, $28 \leq g \leq 32$ [cm].

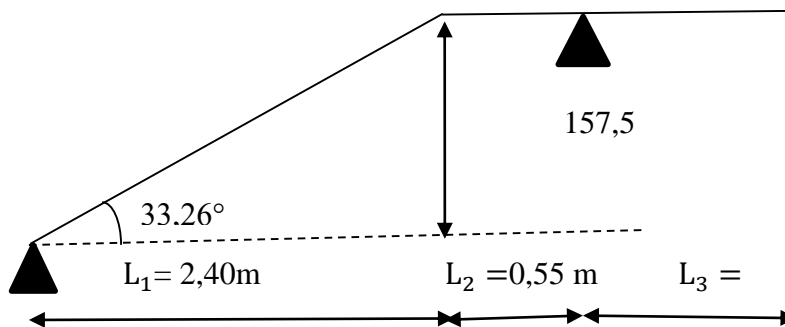


Figure V.18 : Schéma statique d'escalier de l'étage courant.

Pour que l'escalier soit confortable, On prend la hauteur des contres marches $h : 17$ cm

N.B : Les deux volets sont identiques, donc le calcul se fera par un seul sens.

a) Nombre de contre marches : n

$$n = \frac{H}{h} = \frac{315}{17} = 18 \text{ contre marches cm}$$

Avec :

H : hauteur de la volée

On aura 18 contres marches entre chaque deux étage.

On a deux volées donc on aura :

n = 9 contres marches pour la première volée

Nous on prend le palier avec 9 contres marches n = 9 contre marches

b) Nombre de marches :

$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches

⇒ Donc on a : 8 marches pour la volée d'extrémité m = 8

c) la hauteur de contre marche :

$h = \frac{H}{n} = \frac{157,5}{9} = 17,5\text{cm}$

d) La hauteur du giron :

$g = \frac{L_1}{n-1}$

La longueur de la ligne de foulée : $L_1 = g (n - 1) = 30(9 - 1) = 2,40\text{m}$

$g = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm}$. g = 30cm

V.4.2 Vérification de la relation de BLONDEL :

On prend $\left\{ \begin{array}{l} h = 17,5 \text{ cm} \\ g = 30\text{cm} \end{array} \right.$

$60 \leq 2h + g \leq 66 \text{ [cm]} \Rightarrow 2h + g = (2 \times 17,5) + 30 = 65\text{cm}$

On remarque bien que : $60 \leq 65 \leq 66 \text{ [cm]} \dots\dots\dots\text{C.V}$

e) dimensionnement de la paillass :

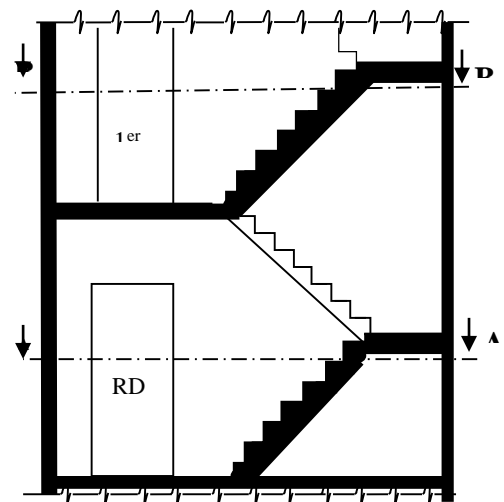
$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

• **La longueur de foulée (I) :**

$I = g \times m = 30 \times 8 = 240\text{cm}$

• **L'angle d'inclination :**

$\text{Tng } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{157,5}{240} = 0,65625 \Rightarrow \alpha = 33,27^\circ$



$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 33,27} = 287,04 \text{ cm}$$

Longueur réel de la paillasse : $L' = L_0 + L_2 = 2,870 + 0,55 = 3,42 \text{ m}$

Alors :

$$\frac{342}{30} \leq e_p \leq \frac{342}{20} \implies 11,4 \leq e_p \leq 17,10 \text{ cm} \quad e_p = 15 \text{ cm}$$

$e = 15 \text{ cm}$ (Pour la paillasse et le palier)

V.5.3 Evaluation des charges et des surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml** de projection horizontale de la volée et en considérant une poutre isostatique appuyée en flexion simple.

➤ Charges permanentes :

a) Palier :

Tableau V.7 : Charge permanente et surcharge du palier d'escalier

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kn/m ²)	Charges (Kn/m ²)
1	Poids propre du palier	15	25	3,75
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Couche de sable	3	18	0,54
4	Carrelage	2	22	0,44
5	Enduit de ciment	2	18	0,36
Charge permanent (G) :				5,49 KN/m²
Charge exploitation :(Q) :				2,50 KN/m²

b) Paillasse :

Tableau V.8 : Charge permanente et surcharge du paillasse d'escalier

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Charges (Kn/m ²)
1	Poids propre du paillasse	15	$\frac{e \cdot 25}{\cos \alpha} = \frac{0,15 \times 25}{\cos 33,27} = 4,48$
2	Poids propre des marches	17	$\frac{h \cdot 25}{2} = \frac{0,175 \times 25}{2} = 2,18$
3	Mortier de pose	2	$0,02 \times 20 = 0,40$

4	Couche de sable	3	0,03 x 18 = 0,54
5	Enduit de ciment	2	0,02 x 18 = 0,36
6	Carrelage	2	0,02 x 22 = 0,44
7	Garde-corps		0,40
Charge permanent (G) :			8,80KN/m²
Charge exploitation :(Q) :			2,5 KN/m²

• Poids du mur extérieur :

$2,44 \times 1 \times 3,00 = 7,32 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$Q = 2,5 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{Bâtiment à usage d'habitation}).$

V.5.4 calcul de Sollicitation :

• Schéma statique :

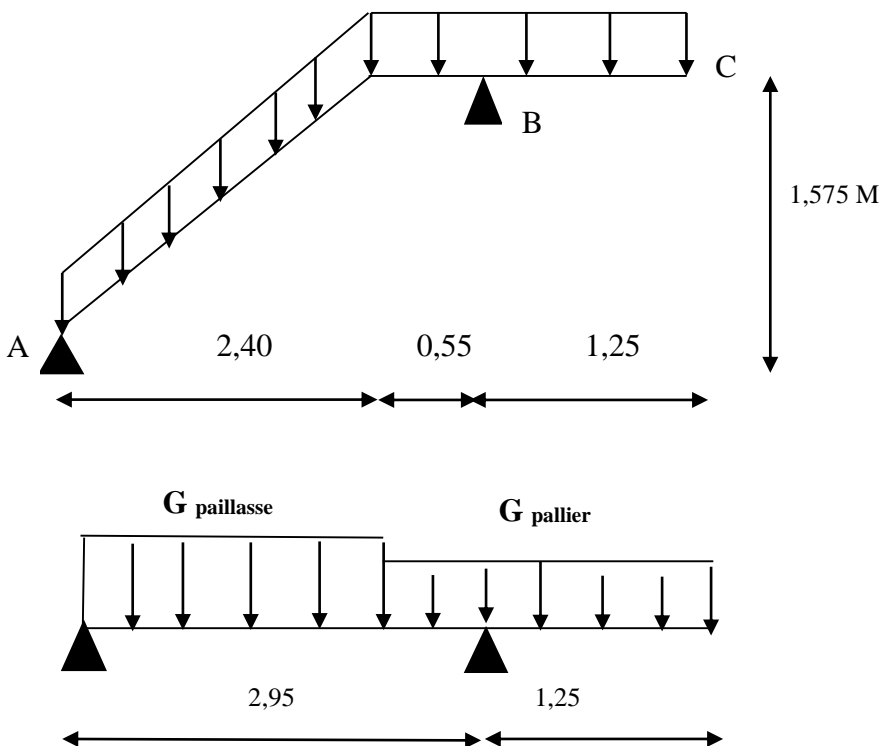


Figure V.19 : Schéma statique d'escaliers

- **Combinaisons des charges :** « pour une bonde de 1m »

L'E.L.U	L'E.L.S
$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1$ Palier : $q_u = (1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 2,5) \times 1$ $q_u = 11,16 \text{ kN/m}^2$	$q_{Ser} = (G + Q) \times 1$ Palier : $q_{Ser} = (5,49 + 2,5) \times 1 = 7,99 \text{ kN/m}^2$
Paillasse : $q_u = (1,35 \times 8,80 + 1,5 \times 2,5) \times 1$ $q_u = 15,63 \text{ kN/m}^2$	Paillasse : $q_{Ser} = (8,80 + 2,5) \times 1 = 11,30 \text{ kN/m}^2$

- **Charge équivalente**

$$q_e(u) = \frac{\frac{\sum(p_i \times L_i)}{\sum L_i} (q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2)}{L_1 + L_2} \qquad q_e(q_{ser}) = \frac{(q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2)}{L_1 + L_2}$$

Avec :

q_1 : La charge du palie
 q_2 : La charge du paillas

L'E.L.U	L'E.L.S
$q_e(q_u) = \frac{(q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2)}{L_1 + L_2}$	$q_e(q_{ser}) = \frac{(q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2)}{L_1 + L_2}$
$q_e(q_u) = \frac{(11,16 \times 1,80 + 15,63 \times 2,40)}{1,8 + 2,4}$	$q_e(q_{ser}) = \frac{(7,99 \times 1,80 + 11,30 \times 2,40)}{1,8 + 2,4}$
$q_e(q_u) = 13,71 \text{ KN/ml}$	$q_e(q_{ser}) = 9,88 \text{ KN/ml}$

- **Mur extérieur :**

Poids du mur extérieure : $q_{mur} = 1,35 \times q_{mur} = 1,35 \times 2,14 \times 1,575 = 4,55 \text{ KN/m}^2$

Section	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.L.U	E.L.S
Paillasse	8,80	2,5	15,63	11,30
Palier	5,49	2,5	11,16	7,99
Mur extérieur	4,55			

E.L.U :

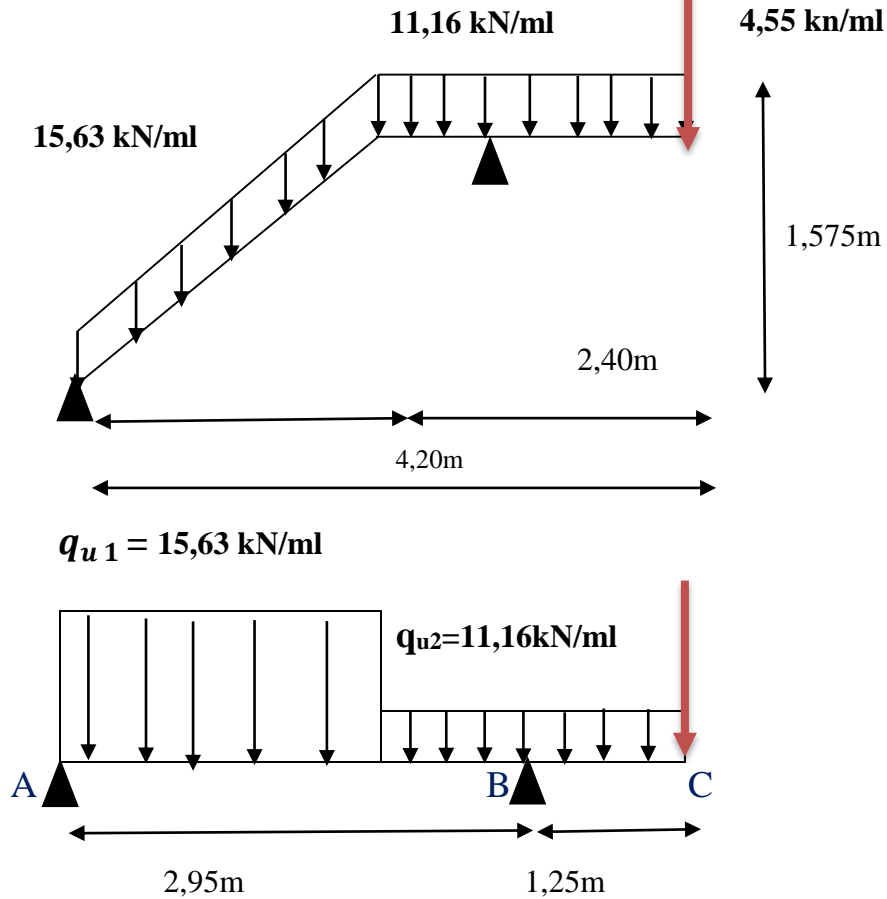
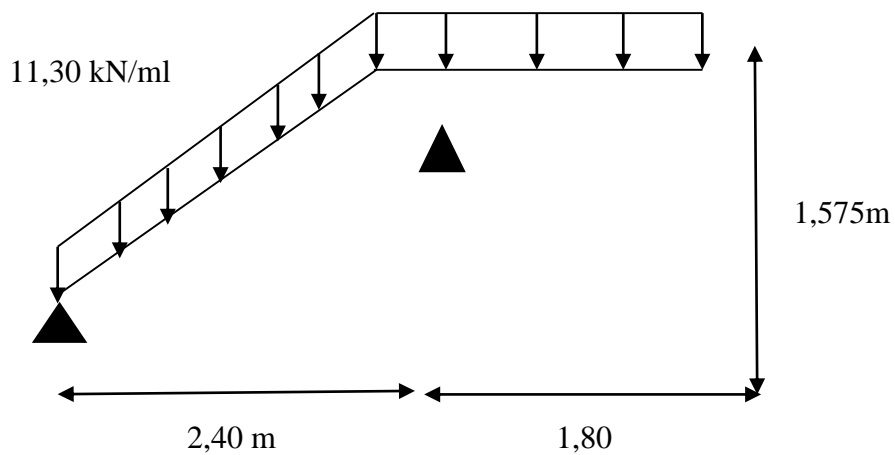


Fig V.20 : Schémas statique d'escaliers

E.L.S :



V.5.5 Calcul des efforts internes à L'ELU :

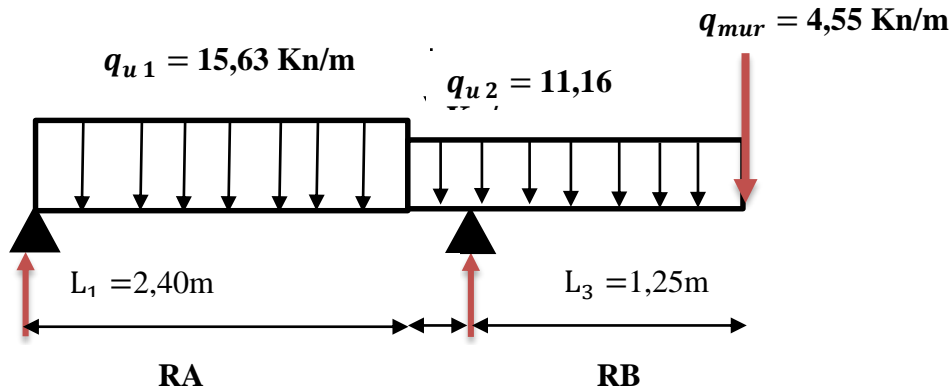


Figure V.21 : Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'E.L.U

V.5.5 .1 Les réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow RA + RB = (15,63 \times 2,40) + (11,16 \times 1,80) + 4,55 = 62,15 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow RA = 62,15 - RB \dots \dots \dots (1)$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow 15,63 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + 11,16 \times 1,80 \times \left(\frac{1,80}{2} + 2,40\right) + 4,55 \times 4,20 - RB \times 2,95 = 0$$

$$\Rightarrow 45,01 + 66,29 + 19,11 = RB \times 2,95$$

$$\Rightarrow 130,42 = RB \times 2,95 \Rightarrow RB = \frac{130,42}{2,95} = 44,20 \text{ KN}$$

$$(1) \Rightarrow RA = 62,15 - 44,20 = 17,95 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} RA = 17,95 \text{ KN} \\ RB = 44,20 \text{ KN} \end{array} \right.$$

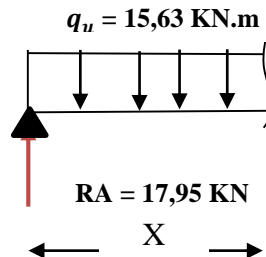
V.5.5 .2 Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Pour $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$T(x) = -15,63 x + 17,95$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m.} \quad \Rightarrow T(0) = RA = 17,95 \text{ KN} \\ x = 2,40 \text{ m} \quad \Rightarrow T(2,40 \text{ m}) = -19,56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \quad \text{Si } x = \frac{17,95}{15,63} \Rightarrow x = 1,14 \text{ m.}$$



$$M(x) = -15,63\left(\frac{x^2}{2}\right) + 17,95x$$

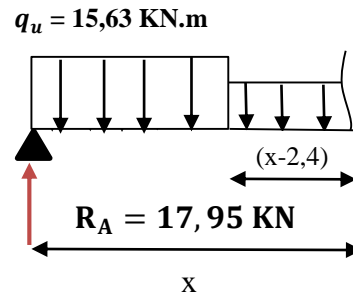
$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0\text{m.} \quad \Rightarrow M(0\text{m}) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,40\text{m.} \quad \Rightarrow M(2,40\text{m}) = -1,93\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Pour $2,40 \text{ m} \leq x \leq 2,95\text{m}$.

$$T(x) = (-15,63 \times 2,40) - 11,16(x - 2,4) + 17,95$$

$$T(x) = -11,16x + 7,22$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2,4\text{m.} \quad \Rightarrow T(2,4) = -19,56 \text{ KN.} \\ x = 2,95\text{m} \quad \Rightarrow T(2,95\text{m}) = -25,70 \text{ KN.} \end{array} \right.$$



$$M(x) = -15,63 \times 2,4(x - 1,2) - 11,16 \cdot \frac{(x-2,4)^2}{2} + 17,95x$$

$$M(x) = -11,16x \cdot \frac{(x-2,4)^2}{2} - 19,56x + 45,01.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2,4 \text{ m.} \quad \Rightarrow M(2,4\text{m}) = -1,93 \text{ KN.m} \\ x = 2,95\text{m.} \quad \Rightarrow M(2,95\text{m}) = -14,37\text{KN.} \end{array} \right.$$

Pour $0 \leq x \leq 1,25 \text{ m}$

On travaille sur la partie droite de la console.

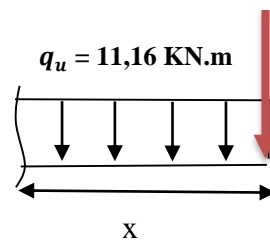
$$T(x) = -11,16x - 4,55$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0\text{m} \quad \Rightarrow T(0) = -4,55 \text{ KN} \\ x = 1,25\text{m} \quad \Rightarrow T(1,25\text{m}) = -18,50\text{KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = -11,16\left(\frac{x^2}{2}\right) - 4,55x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0\text{m.} \quad \Rightarrow M(0\text{m}) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,55\text{m.} \quad \Rightarrow M(1,55\text{m}) = -14,39\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$q_{mur} = 4,55 \text{ KN/m}$$



V.5.5 .3 Calcul du moment max :

Dans 2 tronçons

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 0,64\text{m}$$

$$M(0,64) = 21,44 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction

Avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

	M_{max} (KN.m)
Appuis	- 6,432
Travée	18,224

- **En appuis :**

$$M^a_{max} = - 0,30. M_{max} = - 0,3 \times (21,44) = - 6,432 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M^t_{max} = 0,85. M_{max} = 0,85 \times 21,44 = 18,224 \text{ KN.m}$$

V.5.6 Calcul des efforts internes à L'ELS :

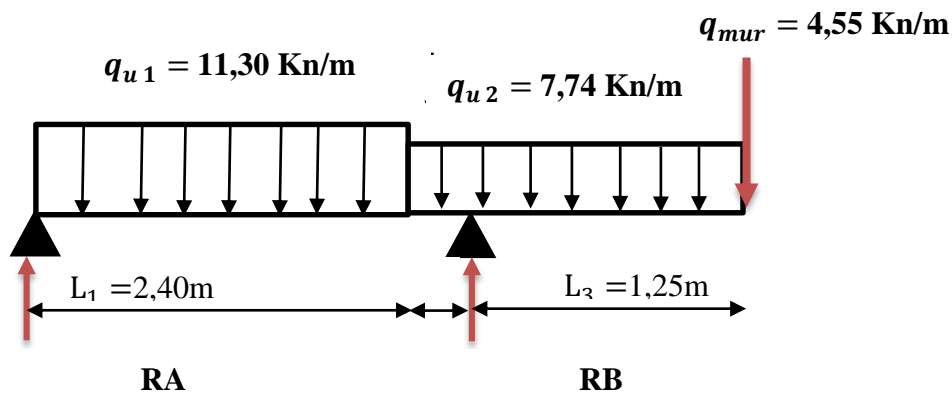


Figure V.22 : Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'E.L.U

V.5.6 .1 Les réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow RA + RB = (11,30 \times 2,40) + (7,74 \times 1,80) + 4,55 = 62,15 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow RA = 45,60 - RB \dots \dots \dots (1)$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow 11,30 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + 7,74 \times 1,80 \times \left(\frac{1,80}{2} + 2,40\right) + 4,55 \times 4,20 - RB \times 2,95 = 0$$

$$\Rightarrow 32,54 + 45,97 + 19,11 = RB \times 2,95$$

$$\Rightarrow 97,62 = RB \times 2,95 \Rightarrow RB = \frac{97,62}{2,95} = 33,09 \text{ KN}$$

$$(1) \Rightarrow RA = 45,60 - 33,09 = 12,51 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} RA = 12,51 \text{ KN} \\ RB = 33,09 \text{ KN} \end{array} \right.$$

V.5.6 .2 Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Pour $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

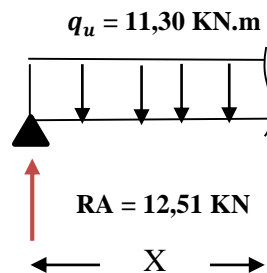
$$T(x) = -11,30 x + 12,51$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m.} \quad \Rightarrow T(0) = RA = 12,51 \text{ KN} \\ x = 2,40 \text{ m} \quad \Rightarrow T(2,40 \text{ m}) = -14,61 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \quad \text{Si } x = \frac{12,51}{11,30} \Rightarrow x = 1,10 \text{ m.}$$

$$M(x) = -11,30 \left(\frac{x^2}{2}\right) + 12,51x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m.} \quad \Rightarrow M(0 \text{ m}) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,40 \text{ m.} \quad \Rightarrow M(2,40 \text{ m}) = -2,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

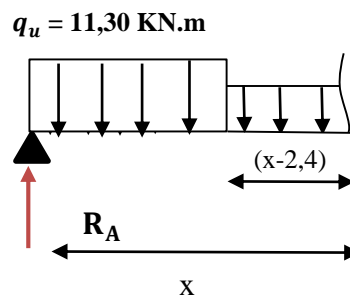


Pour $2,40 \text{ m} \leq x \leq 2,95 \text{ m}$.

$$T(x) = (-11,30 \times 2,40) - 7,74(x - 2,4) + 12,51$$

$$T(x) = -7,74x + 3,96$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2,4 \text{ m.} \quad \Rightarrow T(2,4) = -14,61 \text{ KN.} \\ x = 2,95 \text{ m} \quad \Rightarrow T(2,95 \text{ m}) = -18,87 \text{ KN.} \end{array} \right.$$



$$M(x) = -11,30 \times 2,4 (x - 1,2) - 7,74 \times \frac{(x-2,4)^2}{2} + 12,51x$$

$$M(x) = -7,74 \cdot \frac{(x-2,4)^2}{2} - 14,16x + 32,54.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2,4 \text{ m.} \Rightarrow M(2,4\text{m}) = -1,44 \text{ KN.m} \\ x = 2,95\text{m.} \Rightarrow M(2,95\text{m}) = -10,40 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour $0 \leq x \leq 1,25 \text{ m}$

On travaille sur la partie droite de la console.

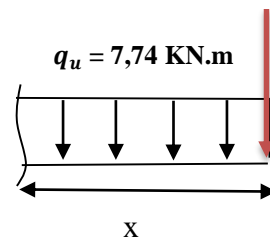
$$T(x) = -7,74 x - 4,55$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0\text{m} \Rightarrow T(0) = -4,55 \text{ KN} \\ x = 1,25\text{m} \Rightarrow T(1,25\text{m}) = -14,22 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = -7,74 \left(\frac{x^2}{2} \right) - 4,55x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0\text{m.} \Rightarrow M(0\text{m}) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,25\text{m.} \Rightarrow M(1,25\text{m}) = -11,73 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$q_{mur} = 4,55 \text{ KN/m}$$



V.5.6 .3 Calcul du moment max :

Dans 2 tronçons

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 0,51\text{m}$$

$$M(0,51) = 11,50 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction

Avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

	M_{max} (KN.m)
Appuis	- 6,432
Travée	18,224

- En appuis :

$$M^a_{max} = -0,30. M_{max} = -0,3 \times (211,50) = -63,45 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{max}^t = 0,85. M_{max} = 0,85 \times 11,50 = 9,77 \text{ KN.m}$$

V.5.7 Ferrailage à L'E.L.U :

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPA} ; \sigma = 348 \text{ MPA}$$

$$\theta = 1, \gamma_b = 1.5,$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{6s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

V.5.7.1 Armatures principales :

V.5.7.1.1 En travée :

$$M_u^t = 18,224 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18,224 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0891$$

$$\mu < \mu_1 = 0,369 \longrightarrow A_s' = 0$$

$$\mu < \mu = 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times [(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})] = 1,25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0891}] = 0,117$$

$$B_u = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,117 = 0,953$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{B_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,224 \times 10^3}{0,953 \times 12 \times 348} = 4,58 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12** ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2$) **St = 100/5 = 20cm**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A^t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_{\text{rép}} = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$; $St = 25 \text{ cm}$

V.5.7.1 .2 Sur appuis :

$$M_u^a = 6,432 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,432 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,031$$

$$\mu < \mu_1 = 0,369 \longrightarrow As' = 0$$

$$\mu < \mu = 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times [(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})] = 1,25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}] = 0,039$$

$$B_u = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,039 = 0,984$$

$$A_s = \frac{M_u^a}{B_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,432 \times 10^3}{0,984 \times 12 \times 348} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8** ($A_s = 2,51 \text{ cm}^2$)

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,14\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1,45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: **4 HA 8 = 2,01cm²**

V.5.7.2 Espacement des armatures principales : BAEL91 (art A.6.13)

L'espacement des armatures de même nappe ne doit pas dépasser la valeur suivante

$$s_t \leq \text{Min} \{3x h ; 33\text{cm}\}$$

$$s_t \leq \text{Min} \{3x 12 = 36 ; 33\text{cm}\}$$

$$s_t \leq 33\text{cm}$$

V.5.7.2.1 En travée :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

V.5.7.2.2 Sur appuis :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte $s_t = 25 \text{ cm}$

V.5.7.3 Espacement des armatures de répartition :

$$s_t \leq \text{min} \{4h ; 45\text{cm}\}$$

$$s_t \leq \text{min} \{4x12 = 48 ; 45\text{cm}\}$$

$$s_t \leq 45\text{cm}$$

V.5.7.3.1 En travée :

$$s_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc on adopte $s_t = 25$ cm

V.5.7.3.2 Sur appuis :

$$s_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc on adopte $s_t = 25$ cm

V.5.8 Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A.5.1) :

Il faut vérifier que : $\tau u \leq \bar{\tau u}$

$$\tau u = \frac{T_{\max}}{b * d}$$

Avec:

$$\tau u = \frac{25,70}{100 * 12} = 0.021\text{KN/cm}^2$$

$$\bar{\tau u} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau u} = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5} = 3,33\text{MPa}, 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau u} = 3.33\text{MPa}$$

On a: $\tau u = 0.21\text{MPa} \leq 3.33\text{MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots\text{CV}$

Condition est vérifiée (pas de risque de cisaillement).

Les armatures ne sont pas nécessaires, le béton peut reprendre seul, l'effort tranchant.

➤ **Condition du RPA99/2003 (A 7.5.2.1) :**

$$A s_{\min} = 0,5\% .b.h$$

V.5.9 vérification à L'E .L.S :

Si les conditions suivantes sont applicables :

- La section est rectangulaire.
- Soumise à la flexion simple.
- Les aciers utilisés sont le FeE 400.
- La fissuration est peu nuisible.

Si la condition ci- dessous est vérifiée, la limitation de contrainte dans le béton sera inutile :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18,224}{9,77} = 1,86$$

$$\frac{1,86 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,68$$

$$\alpha = 0,117 < \frac{1,86 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,68 \dots \dots \dots CV$$

• **Sur appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6,432}{3,45} = 1,86$$

$$\frac{1,86 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,68$$

$$\alpha = 0,039 < \frac{1,86 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,68 \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

V.5.10 Vérification de la flèche :

Pour l'obligation du calcul de la flèche il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0,15}{4,20} = 0,035 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots CNV$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{M_t s}{10.M_0} \longrightarrow \frac{0,15}{4,20} = 0,035 \geq \frac{0,85M_0}{10.M_0} = \frac{0,85}{10} = 0,085 \dots \dots \dots CNV$$

$$\triangleright \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots CV$$

Donc la vérifiées la flèche est nécessaire (utile)

$$f = \frac{5.q_{ser} \times L^4}{384.EI}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{100.15^3}{12} = 28125cm^4$$

$$E = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 11000\sqrt[3]{25} = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5.q_{ser} \times L^4}{384.EI} = \frac{5 \times 988 \times 420^4}{384 \times 32164,195 \times 28125} \times 10^{-3} = 0,44cm$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,84\text{cm}$$

$f = 0,44\text{cm} < 0,84\text{cm} \longrightarrow$ Donc la flèche est vérifiée

V.5.11 Schéma de ferrailages des escaliers

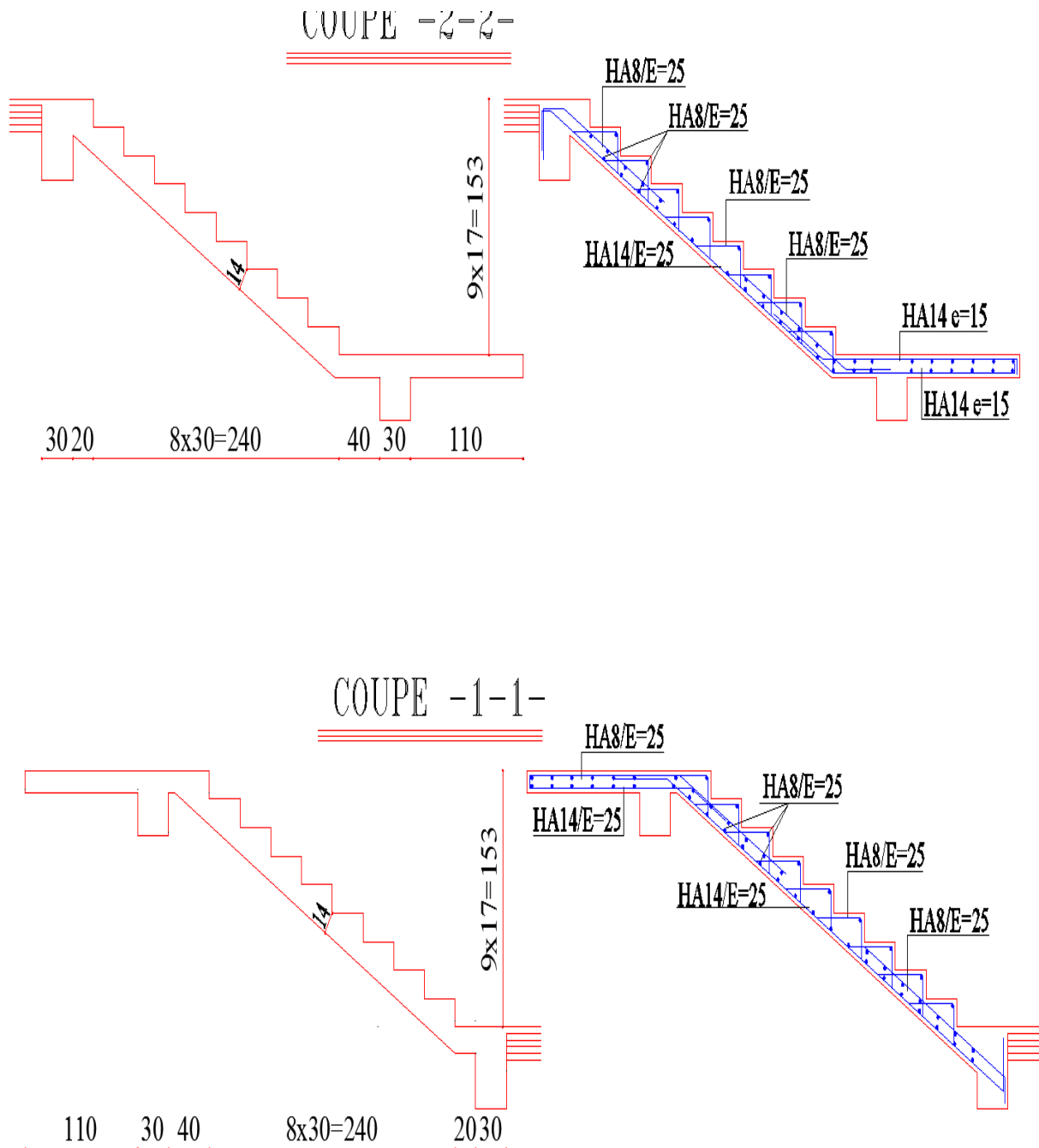
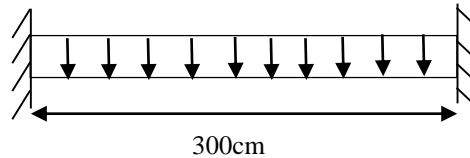


Figure V.23 : Schéma de ferrailage des escaliers

V.5.12 Etude de la poutre palière

La poutre palière sera partiellement encastré sur deux extrémité est soumise à la flexion plus une torsion, les sollicitations qui l'inférieur due à sont :

- Poids propre.
- Poids de la maçonnerie.
- Réaction provenant du palier et de la paillasse.



V.5.12 .1 Pré dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée par les conditions de la flèche suivant :

Selon BAEL91 (art B.6/ page 80) :	Selon RPA 99 :
$\frac{L_0}{15} \leq h \leq \frac{L_0}{10}$ $0,3x h \leq b \leq 0,4h$ L ₀ : la longueur de la poutre entre nus L ₀ = 3,00 m	$b \geq 20\text{cm}$ $h \geq 30\text{ cm}$ $\frac{h}{b} \leq 4$ $b_{max} \leq 1,5h + b_1$

❖ Vérification :

Selon BAEL91 (art B.6/ page 80) :	Selon RPA 99 :
$\frac{300}{15} = 20\text{cm} \leq h \leq \frac{300}{10} = 30\text{cm. d}$ On adopte : h = 40cm $0,3x h = 12 \leq b \leq 0,4xh = 16$ On adopte : b = 30cm	$b = 30 \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{cv.}$ $h = 40 \geq 30\text{ cm} \Rightarrow \text{cv.}$ $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \Rightarrow \text{cv.}$ $b_{max} = 40\text{cm} \leq 1,5 h + b = 90\text{ cm}$

Donc, pour avoir une bonne rigidité de retombée que la poutre secondaire on adopte : une section de (30 x 40) cm²

V.5.12 .2 évaluation des charges :

Le calcul est fait pour une bonde de 1m

➤ **Poids propre :**

$$G = 0,3 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

➤ **Les réactions :**

Réaction de paillasse	Réaction de palier
$L = 2,4\text{m}$ $G_{\text{paillasse}} = 8,80 \text{ KN/m}^2$ $Q_{\text{paillasse}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$ L'E .L .U : $q_u = 1,35 \times 8,80 + 1,5 \times 2,5 = 15,63 \text{ KN/m}^2$ $R_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{15,63 \times 2,40}{2} = 18,75\text{KN}$ L'E .L .S : $q_{\text{ser}} = 8,80 + 2,5 = 11,30 \text{ KN/m}^2$ $R_u = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L}{2} = \frac{11,30 \times 2,40}{2} = 13,56\text{KN}$	$L = 1,80\text{m}$ $G_{\text{palier}} = 5,49 \text{ KN/m}^2$ $Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$ L'E .L .U : $q_u = 1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 2,5 = 11,16 \text{ KN/m}^2$ $R_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{11,16 \times 1,80}{2} = 10,04\text{KN}$ L'E .L .S : $q_{\text{ser}} = 5,49 + 2,5 = 7,99 \text{ KN/m}^2$ $R_u = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L}{2} = \frac{7,99 \times 1,80}{2} = 7,19\text{KN}$

V.5.12 .3 Calcul de la poutre palière :

➤ **Combinaison des charges :**

L'E .L .U :	L'E .L .S :
$q_u = 1,35 G_{PP} + R_u \text{ paillasse} + R_u \text{ palier}$ $q_u = 1,35 \times 3 + 18,75 + 10,04 = 32,84 \text{ KN/m}$	$q_{\text{ser}} = G_{PP} + R_u \text{ paillasse} + R_u \text{ palier}$ $q_u = 3 + 13,56 + 7,19 = 23,75\text{KN/m}$

V.5.13 Sollicitation de la poutre palier :

Moment (KN.m)	ELU	ELS
Moment isostatique	$M_{0 \text{ ELU}} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{32,84 \times 3^2}{8}$ $M_{0 \text{ ELU}} = 36,94 \text{ KN.m}$	$M_{0 \text{ ELS}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{8} = \frac{23,75 \times 3^2}{8}$ $M_{0 \text{ ELS}} = 26,71 \text{ KN.m}$
Moment en travée	$M_{t \text{ u}} = 0,85 \cdot M_{0 \text{ ELU}} = 0,85 \times 36,94$ $M_{t \text{ u}} = 31,39 \text{ KN.m}$	$M_{t \text{ ELS}} = 0,85 \cdot M_{0 \text{ ELS}}$ $= 0,85 \times 26,71$ $M_{t \text{ 0}} = 22,70 \text{ KN.m}$
Moment sur appuis	$M_{\text{au}} = 0,4 \cdot M_{\text{a0}} = 0,4 \times 36,94$ $M_{\text{au}} = 14,77 \text{ KN.m}$	$M_{\text{a0}} = 0,4 \cdot M_{\text{a0}} = 0,4 \times 26,71$ $M_{\text{a0}} = 10,68 \text{ KN.m}$

V.5.14 Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur avec :

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$; $\sigma = 348 \text{ MPA}$

$$\theta = 1, \gamma_b = 1.5,$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{6s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPA.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

❖ **Armatures principales :**➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31,39 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 14,2} = 0,053$$

$$\mu = 0,053 < \mu_l = 0,369 \longrightarrow A_s' = 0$$

$$\mu < \mu = 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times [(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})] = 1,25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,053})] = 0,068$$

$$B_u = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,068 = 0,972$$

$$A_s = \frac{M_t}{B_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31,39 \times 10^{-3}}{0,97 \times 0,37 \times 348} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Soit : **3T12** ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$)

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14,77 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 14,2} = 0,025$$

$$\mu = 0,025 < \mu_l = 0,369 \longrightarrow A_s' = 0$$

$$\mu < \mu = 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times [(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})] = 1,25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025})] = 0,031$$

$$\mathcal{B}_u = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,068 = 0,987$$

$$A_s = \frac{M_t}{\mathcal{B}_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,77 \times 10^{-3}}{0,978 \times 0,37 \times 348} = 1,17 \text{cm}^2$$

Soit : **3T10** ($A_s = 2,36 \text{cm}^2$)

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,30 \times 0,37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,34 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3,39 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1,34 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,30 \times 0,37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,34 \text{cm}^2$$

$$A_s = 2,36 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1,34 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On résumé les calculs de ferrailage dans le tableau ci- après

Tab V.9 : Résultats de ferrailage de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	α	\mathcal{B}_u	A_s calculé (cm ²)	A_s adopte (cm ²)	A_{\min}
Travée	31,39	0,053	0,068	0,972	2,51	3T12 =3,39	1,34
Appuis	14,77	0,025	0,031	0,987	1,17	3T10 =2,36	1,43

V.5.15 Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A.5.1) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b * d}$$

$$\text{On a } v_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{32,84 \times 4,2}{2} = 68,96 \text{ KN}$$

On a suivant (CBA93 (A.5.1.2.1.1))

$$\tau_u = \frac{v_u}{b * d} = \frac{68,96 \times 10^3}{300 * 370} = 0,62 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa.}$$

On a: $\tau_u = 0,62 \text{MPa} \leq 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{CV}$

Condition est vérifiée (pas de risque de cisaillement).

Les armatures ne sont pas nécessaires, le béton peut reprendre seul, l'effort tranchant.

- **Armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_L \right\} \text{mm}$$

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 10 \right\} \text{mm}$$

$$\emptyset_t \leq 10 \text{ mm}$$

Donc, on prend un cadre de : $\emptyset = 8 \text{mm}$

$$A_t = \frac{A_s}{4}$$

- **En travée**

$$A_t = \frac{A_s}{4}$$

$$A_t = \frac{3,39}{4} = 0,85 \text{ cm}^2$$

On adopte: = **4 T 8 = 2,01cm²**

- **Sur appuis**

$$A_t = \frac{A_s}{4}$$

$$A_t = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On adopte: = **4 T 8 = 2,01cm²**

- ❖ **Espacement des armatures transversales :**

On a suivant RPA (Art.7.5.2.2)

Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4} ; \frac{b}{10} ; 30\text{cm} \right\} \text{ mm}$$

V.5.16 vérification à L'E .L.S :

Si les conditions suivantes sont applicables :

- La section est rectangulaire.
- Soumise à la flexion simple.
- Les aciers utilisés sont le FeE 400.
- La fissuration est préjudiciable.

Si la condition ci- dessous est vérifiée, la limitation de contrainte dans le béton sera inutile :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad (3.6.5)$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{31,39}{22,70} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,068 < \frac{1,86 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Sur appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14,77}{10,68} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,031 < \frac{1,86 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

V.5.17 Vérification de la flèche :

Pour l'obligation du calcul de la flèche il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\text{➤ } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{40}{300} = 0,133 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{➤ } \frac{h}{L} \geq \frac{M_t s}{10.M_0} \longrightarrow \frac{40}{300} = 0,133 \geq \frac{0,85M_0}{10.M_0} = \frac{0,85}{10} = 0,085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{➤ } \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{3,39}{30 \times 37} = 0,0030 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

V.5.18 Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment fléchissant à l'intérieur de la poutre au niveau du palier et de la paillasse provoque un moment de torsion au niveau de la poutre palière.

La torsion est provoquée par le moment d'appuis de l'escalier :

➤ **Moment de la torsion maximal :**

$$M_{tor} = \frac{V_{max} b}{2} \quad M_t = \frac{68,96 * 0,3}{2} = 10,34 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{u \text{ torsion}} = \frac{M_t}{2\Omega . e}$$

Avec :

M_t : Moment de torsion

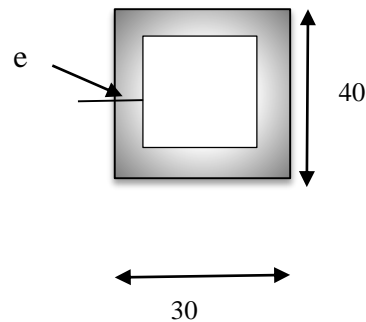
e : épaisseur de la paroi considérée

Ω : L'aire de contour à mi- épaisseur.

$$e = \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6,66 \text{cm}$$

$$\Omega = (b - e) (h - e) = (30 - 6,66) (40 - 6,66) = 778,155 \text{cm}^2 = 0,077 \text{m}^2$$

$$\tau_{u \text{ torsion}} = \frac{M_t}{2\Omega . e} = \frac{10,34 \times 10^{-3}}{2 \times 0,077 \times 0,066} = 2,62 \text{Mpa}$$



D'après BAEL 91 :

$$\tau_{u \text{ torsion}}^2 + \tau_{u \text{ cisaillement}}^2 \leq \tau_{u \text{ ultime}}^2$$

$$(2,62)^2 + (0,62)^2 \leq (3,33)^2$$

$$\tau_{ut} = 7,248 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 11,088 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

La poutre palière est soumise en même temps a la torsion au moment de flexion et effort tranchant donc les armatures total sont la somme des armatures des tirées à résister à ces sollicitation et celles qui résister à la torsion.

➤ **Les armatures longitudinales :**

$$A_t = \frac{M_t . \mu}{2\Omega * \sigma_s}$$

Avec :

μ : périmètre de l'aire a la section efficace.

$$\mu = [(h-e) + (b-e)] * 2 \implies \mu = [(30 - 6,66) + (40 - 6,66)] \times 2 = 113,36 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_t \cdot \mu}{2 \Omega \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{10,34 \times 10^{-2} \times 113,36 \times 10^{-3}}{2 \times 778,155 \times 10^{-2} \times 348} = 3$$

On ajoute pour les autres armatures adoptées (3HA14+3HA14) une autre armature 2HA12

$$A_s = 11,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Les Armature transversal :**

$$A_t = \frac{M_t \cdot St}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s}$$

$$St \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \implies St \leq \min(0,9 \times 37; 40\text{cm}) \quad St \leq 33,3\text{cm}$$

On adopte $St = 15\text{cm}$

$$A_t = \frac{23,4 \cdot 15 \cdot 10^3}{2 \cdot 705 \cdot 348} = 0,71 \text{ cm}^3$$

➤ **Position de l'axe neut:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 4,62}{30} = 2,31 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 129,36 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 9,29 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y_1^3 + 15(d - y_1)^2 = 24259,44 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 0,7609 \text{ MPa/cm.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,7609 (28 - 9,29) = 16,0677 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ (2 \cdot f_e) / 3; \max(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_t / 28}) \}$$

$$\eta = 1,6 \rightarrow \text{acier (HT)}$$

—

$$\sigma_s = 200 \text{ MPa.}$$

➤ **Condition:**

$$\text{On à } \sigma_s = 16,0677 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K.Y_1 = 0,443 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 12 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Etat limite de compression de fissure :**

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est à faire pour les armatures σ_s

➤ **En appuis:**

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$D = \frac{15.A}{b} = 2,26 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 126,56 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 9,21 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y_1^3 + 15(d - y_1)^2 = 31738,20 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 0,86 \text{ MPa / cm.}$$

❖ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K.Y_1 = 8,00 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 12 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc, les armatures calculées à l'.E.L.U.R sont convenable.

V.5.19 Schéma de ferrailage de poutre palier :

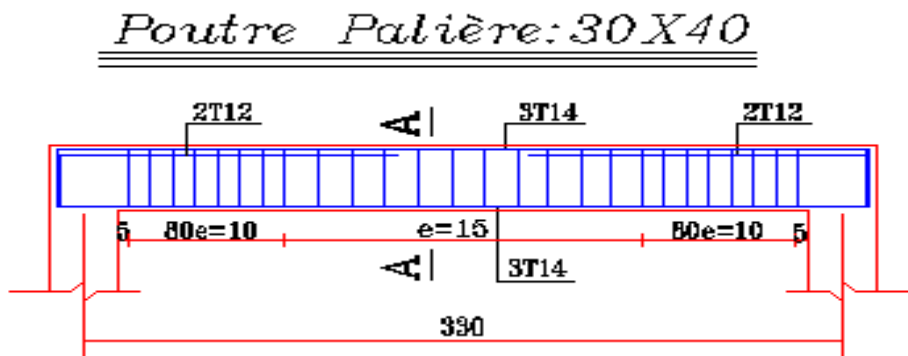


Figure V.24 : Ferrailage de poutre palie

Chapitre VI : Étude sismique et dynamique

VI.1 Introduction :

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau la croûte terrestre.

Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale.

Personne n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible.

Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures para -sismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception para- sismique à comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/2003) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.

VI.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.3 Méthodes de calcul (RPA99/2003 .Art.4.1.4) :

Le calcul de forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.4 : Choix de la méthode de calcul :

VI.4 .1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente (A.4.1.2 RPA99/2003)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au (chapitre III, paragraphe 3.5) du RPA99/2003 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière, on a des conditions supplémentaires :
 - **Zone I** : tous les groupes.
 - **Zone IIa** :
 - ✚ groupe d'usage 3.
 - ✚ groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - ✚ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - ✚ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - **Zone IIb et III** :
 - ✚ groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - ✚ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - ✚ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Le bâtiment concerné de cette étude est classé **irrégulier** en plus, il est planté en **zone IIa** de hauteur **19.75m**.

Donc : **La méthode statique équivalente n'est pas applicable**

VI.4.2 Conditions d'application des méthodes d'analyse dynamiques (A.4.1.3 RPA99/2003) :

- A.** La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- B.** La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

VI.5 Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :

C'est l'ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.

VI.5.1 Classification des zones sismiques (A 3.1 RPA99/2003) :

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

ZONE 0	ZONE I	ZONE IIa ET IIb	ZONE III
Sismicité négligeable	Sismicité faible	Sismicité moyenne	Sismicité élevée

- ✓ Notre ouvrage est implanté à **EL HARROUCHE** la wilaya de **SKIKDA** qui est classée comme une région de moyenne sismicité **ZONE IIa** selon le règlement para- sismique algérien RPA 99 version 2003.

VI.5.2 Classification des ouvrages selon son importance (A. RPA99/2003) :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Selon **RPA99/2003** les ouvrages sont classés en quatre groupes :

- **Groupe 1A** : Ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : Ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance.

L'ouvrage est un bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m (h = 19,75), donc le bâtiment est classé en **Groupe 2**.

VI.5.3 Classification des sites (A 3.3 RPA99/2003) :

Les sites sont classés en quatre (03) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui constituent :

- **Catégorie S1** : Site rocheux.
- **Catégorie S2** : Site ferme.
- **Catégorie S3** : Site meuble.
- **Catégorie S4** : Site très meuble.

Selon le rapport de l'étude de sol, et après les essais pénétromètre dynamique ont a trouvé $RP_{max} > 525,25\text{Bars} = 52,525\text{MPa}$.

Selon **RPA99/2003**) le **tableau 3.2** : \Rightarrow **Classification des sites**

L'ouvrage est implanté dans un **site Meuble S3**)

Selon le **tableau 4.7** : \Rightarrow **Valeur de T1 et T2**

$$\left\{ \begin{array}{l} T1 = 0,15 \\ T2 = 0,50 \end{array} \right.$$

VI.5.4 Classification des systèmes de contreventement(A 3.4 RPA99/2003) :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

La structure concernée de cette étude est contreventée par : le système 2 (**Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé**), ce système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.

Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : **R = 3,5**

VI.5.5 Classification des ouvrages selon leur configuration (A 3.5 RPA99/2003) :

Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

VI.5.5.1 Régularité en plan (A3.5.1.a RPA99/2003)

VI.5.5.1.1 Le critère a1 : Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

On a une symétrie dans le sens X et le sens Y.

Ce critère est satisfait dans la direction X et dans la direction Y

VI.5.5.1.2 Le critère a2 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Selon l'ETABS, les résultats sont les suivantes : avec

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 26,00\text{m} \\ L_y = 20,30\text{m} \end{array} \right.$$

a) Sens X :

Tableau. VI.2 : Distance entre le centre des masses et des rigidités sens x-x

Etage	XCCM(m)	XCR(m)	ex(m)	15%.Ly (m)	Vérification
Etage 5	12,85	12,8341	0,0159	3,045	CV
Etage 4	12,85	12,833	0,017	3,045	CV
Etage 3	12,85	12,8432	0,0068	3,045	CV
Etage 2	12,85	18,8537	-0,0037	3,045	CV
Etage 1	12,85	12,8623	-0,0123	3,045	CV
RDC	12,85	12,8678	0,0178	3,045	CV

b) Sens X :

Tableau. VI.3 : Distance entre le centre des masses et des rigidités sens y-y

Etage	YCCM(m)	XCR(m)	ex(m)	15%.Lx (m)	Vérification
Etage 5	8,8692	8,462	0,4072	3,90	CV
Etage 4	8,4396	8,4775	-0,0379	3,90	CV
Etage 3	8,439	8,49	-0,051	3,90	CV
Etage 2	8,4383	8,5019	-0,0636	3,90	CV
Etage 1	8,4018	8,5101	-0,1083	3,90	CV
RDC	8,4067	8,5104	-0,1037	3,90	CV

Ce critère est satisfait dans la direction x et y.

VI.5.5.1.3 Le critère a3 : La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

Cas 01

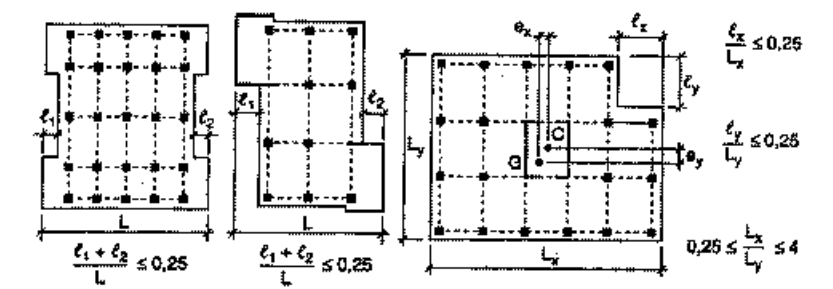


Fig. VI.1 : Limites des décrochements en plan

$$\frac{l_x}{l_x} = \frac{1,80}{26,00} = 0,069m$$

$$\frac{l_x}{l_x} \leq 0,25 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{l_y}{l_y} = \frac{4,20}{20,30} = 0,20m$$

$$\frac{l_y}{l_y} \leq 0,25 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{26,00}{20,30} = 1,28m$$

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \dots\dots\dots CV$$

•

$$\frac{l_x}{l_x} = \frac{2,10}{26,00} = 0,080m$$

$$\frac{l_x}{l_x} \leq 0,25$$

$$\frac{l_y}{l_y} = \frac{2,40}{20,30} = 0,118m$$

$$\frac{l_y}{l_y} \leq 0,25$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{26,00}{20,30} = 1,28m$$

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$$

Cas 02

$$\frac{\ell_{1+\ell_2}}{L} = \frac{1,80+2,10}{26,00} = 0,15\text{m}$$

$$\frac{\ell_{1+\ell_2}}{L} \leq 0,25 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\frac{\ell_{1+\ell_2}}{L} = \frac{1,80+2,60}{26,00} = 0,16\text{m}$$

$$\frac{\ell_{1+\ell_2}}{L} \leq 0,25 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Cas 03

$$\frac{\ell_{1+\ell_2}}{L} = \frac{1,80+1,80}{26,00} = 0,13\text{m}$$

$$\frac{\ell_{1+\ell_2}}{L} \leq 0,25 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\text{On a : } 0,25 \leq \frac{\text{Longueur}}{\text{Largeur}} = \frac{L_x}{L_y} = \frac{26,00}{20,30} = 1,28\text{m} \leq 4 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc, ce critère est **satisfait dans les deux directions**.

VI.5.5.1.4 Le critère a4 : Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier :

$$\frac{\text{Surface des ouvertures}}{\text{Surface totale}} = \frac{12,60}{415,77} = 0,030 \text{ m}^2 \leq 15\% \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc, ce critère **est satisfait**

VI.5.5.2 Régularité en élévation (A3.5.1.b RPA99/2003) :

VI.5.5.2.1 Le critère b1 : Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Donc, Ce critère **est satisfait**

VI.5.5.2.2 Le critère b2 : Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Tout fois ce critère reste ambigu à défaut de quantité précise pour la comparaison tel-que spécifie dans d'autre règlement.

PS 92 [A.6.6.1.2.1.2 configuration vertical]

$$0,67 \leq \frac{k_i}{k_{i-1}} \leq 1,31$$

$$\text{RPS 2000 [A.4.3.1.1]} = \frac{k_i}{k_{i-1}} \leq 30\% \quad \text{et} \quad \frac{M_i}{M_{i-1}} \leq 15\%$$

➤ Sens X :

Etage Le niveau	Mass (Kg)	Poids (KN)
Etage 5	392534,67	3849,45012
Etage 4	459524,75	4506,39839
Etage 3	463272,97	4543,15587
Etage 2	465435,41	4564,36216
Etage 1	467964,94	4589,16838
RDC	516440,44	5064,55064

a) Vérifications la diminution des rigidités :

$$\frac{k_5}{k_4} = \frac{2785453,72 - 1540106,18}{2785453,72} = 44\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{k_4}{k_3} = \frac{1540106,18 - 1149711,07}{1149711,07} = 0,25 = 25\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{k_3}{k_2} = \frac{1149711,07 - 897738,464}{897738,464} = 0,21 = 21\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{k_2}{k_1} = \frac{897738,464 - 670263,412}{670263,412} = 0,25 = 25\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{k_1}{RDC} = \frac{670263,412 - 373726,732}{373726,732} = 0,44 = 44\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Sens-Y :

Etage Le niveau	Mass (Kg)	Poids (KN)
Etage 5	392534,67	3849,45012
Etage 4	459524,75	4506,39839
Etage 3	463272,97	4543,15587
Etage 2	465435,41	4564,36216
Etage 1	467964,94	4589,16838
RDC	516440,44	5064,55064

$$\frac{k_5}{k_4} = \frac{4279,59843 - 3736,05014}{4279,59843} = 0,12 = 12\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{k_4}{k_3} = \frac{4316,35591 - 4279,59843}{4316,35591} = 0,0085 = 0,85\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{k_3}{k_2} = \frac{4337,5622 - 4316,35591}{4337,5622} = 0,0048 = 0,48\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{k_2}{k_1} = \frac{4362,36842 - 4337,5622}{4362,36842} = 0,0056 = 0,56\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{k_1}{RDC} = \frac{4817,95066 - 4362,36842}{4817,95066} = 0,094 = 9,4\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Vérifications la diminution des Masses :

$$\frac{M_5}{M_4} = \frac{436397,59 - 380971,09}{436397,59} = 0,12 = 12\% \leq 15\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{M_4}{M_3} = \frac{440145,81 - 436397,59}{440145,81} = 0,008 = 25\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{M_3}{M_2} = \frac{442308,25 - 440145,81}{442308,25} = 0,0049 = 4\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{.CV}$$

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{444837,78 - 442308,25}{444837,78} = 0,25 = 25\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{M_1}{RDC} = \frac{491294,24 - 444837,78}{491294,24} = 0,44 = 44\% \leq 30\% \dots\dots\dots \text{CNV}$$

VI.5.5.2.4 Le critère b4 : Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède Plus grand dimension

$$\text{On à : } \frac{\text{Plus grand dimension}}{\text{Plus petit dimension}} \leq 1,5$$

$$\Rightarrow \text{Sens X : } \frac{4,00}{1,8} = 2,22 \leq 1,5 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\Rightarrow \text{Sens Y : } \frac{4,20}{1,00} = 4,20 \leq 1,5 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Ce critère n'est pas satisfait dans la direction Y et satisfait dans la direction X

Conclusion : Un des critères de régularité en plan **b2, b4** n'est satisfait (respecté), donc **le bâtiment est classé est irrégulier en élévation.**

VI.5 Méthode statique équivalente (A 4.2 RPA99/2003)

La seule raison d'appliquer la méthode statique équivalente pour ce bloc est de satisfait les prescriptions du **RPA99/2003(A.4.3.6).**

VI.5.1 principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme major pour lequel les charges ont été spécifiées.

Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- ✓ Une ductilité suffisante.
- ✓ La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

VI.5.2 Calcul de la force sismique (A 4.2.3 RPA99/2003) :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération donné par le tableau (4.1 RPA 99) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

Q : Facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux...etc.).

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant du période T et du type de sol d'assise en fondation.

W : Poids total de la structure.

VI.5.2.1 Coefficient d'accélération de zone A (Tableau 4.1 RPA99/2003)

Suivant le tableau (4.1) RPA99/2003 on a :

- Groupe d'ouvrage (Bâtiment d'habitation) **2**
- Zone sismique (**EL-HAROUCHE**) wilaya de Skikda) **Zone Iia**

Donc **A = 0,15**

IV.5.2.2 Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ (4.2) \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7.RPA 99)

Site meuble $\Rightarrow T_2 = 0,5s$

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ(%) : est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constructif, du type de structure de l'importance des remplissage.

ξ est donné par le tableau présenté ci- après

Tableau. VI.4 : Valeur du coefficient d'amortissement

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On a le contreventement est mixte voiles -portiques donc on prend : $\xi = 10$

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,764 \geq 0,7$$

$$\eta = 0,764$$

VI.5.2.3 Périodes caractéristiques associées au site (tableau 4.7 RPA99/2003)

Suivant le tableau, Le site est **meuble S3** donc :

$$T1 = 0,15s$$

$$T2 = 0,50s$$

VI.5.2.4 Estimation de la période fondamentale de la structure (RPA99/2003 A.4.2.4)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$\bullet \quad T = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, de type de remplissage et donné par le **tableau (4.6)** du RPA 99/V2003 $\Rightarrow C_T = 0,05$

$$h_N = 19,75m$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 19,75^{3/4} = 0,45s$$

$$\bullet \quad T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

➤ **Pour le son longitudinal (xx) :**

$$D_x = 26,00m$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 19,75}{\sqrt{26,00}} = 0,34s$$

$$T_x = \min(0,45; 0,34) = 0,34s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 = 0,50s \\ T = 0,34s \end{array} \right. \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \iff D = 2,5 \eta$$

Donc le coefficient dynamique moyen : $D_x = 2,5 \times 0,764 = 1,91$

➤ Pour le son transversal (xx) :

$$D_y = 20,30m$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 19,75}{\sqrt{20,30}} = 0,39s$$

$$T_y = \min(0,45; 0,39) = 0,39s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 = 0,50s \\ T = 0,34s \end{array} \right. \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \iff D = 2,5 \eta$$

Donc le coefficient dynamique moyen : $D_y = 2,5 \times 0,764 = 1,91$

Tableau. IV.5 : La période fondamentale

Sens	T (s)
x-x	0,34
y-y	0,39

IV.5.2.5 Vérification de la période fondamentale de la structure (A.4.2.4 n 4 RPA99/2003)

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

La période choisie pour le calcul du facteur D est :

- Si : $T_{analytique} \leq T_{empirique} \Rightarrow T = T_{analytique}$
- Si : $T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique} \Rightarrow T = T_{empirique}$
- Si : $T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \Rightarrow T = 1,3T_{empirique}$

Les résultats obtenus est affiche dans le tableau suivant :

Tableau. VI.6 : La période fondamentale

	$T_{empirique}$	$T_{analytique}$	$1,3 \cdot T_{empirique}$	La période choisie
Sens x-x	0,34	0,43	0,44	$T_x = 0,34s$
Sens y-y	0,39	0,32	0,50	$T_y = 0,39s$

VI.5.2.6 Coefficient de comportement R (tableau 4.3 RPA99/2003) :

On a déjà vu précédemment.

Donc le système est (2) (page 28 RPA99/2003) et suivant le tableau (4.3 RPA99/2003)

$$R = 3,5$$

VI.5.2.7 Facteur de qualité Q (tableau 4.4 RPA99/2003) :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Q : Le facteur de qualité, défini par :

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

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction

Les critères de qualité « q » à vérifier sont :

1- Conditions minimales sur les files de contreventement :

- **Système de portiques** : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

a) Sens x-x :

Le bâtiment a des files de portiques qui ont sept (09) travées (10 files).

$$\frac{\text{La portee max}}{\text{La portée min}} \leq 1,5 \Rightarrow \frac{4,00}{1,8} = 2,22 \leq 1,5 \dots\dots\dots \text{CN.V}$$

Donc ce critère n'est pas observé

b) Sens y-y :

Le bâtiment des files de portiques qui ont deux (05) travées (6 files).

$$\frac{\text{La portee max}}{\text{La portée min}} \leq 1,5 \Rightarrow \frac{4,20}{1,00} = 4,20 \leq 1,5 \dots\dots\dots \text{CN.V}$$

Donc ce critère n'est pas observé

2- Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

a) Sens x-x :

$$\frac{\text{Valeurs max espacement}}{\text{Valeur min espacement}} \leq 1,5 \Rightarrow \frac{4,00}{1,8} = 2,22 \leq 1,5 \dots\dots\dots \text{CN.V}$$

Donc ce critère n'est pas observé

b) Sens y-y :

$$\frac{\text{Valeurs max espacement}}{\text{Valeur min espacement}} \leq 1,5 \Rightarrow \frac{4,20}{1,00} = 4,20 \leq 1,5 \dots\dots\dots \text{CN.V}$$

Donc ce critère n'est pas observé

3- Régularité en plan :

On a déjà vu précédemment, et notre bâtiment est classé régulier en plan.

Donc ce critère est observé

4- Régularité en élévation :

On a déjà vu précédemment, et notre bâtiment est classé irrégulier en plan.

Ce critère n'est pas observé

5- Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

Ce critère n'est pas observé

6- Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Ce critère n'est pas observé

Valeurs des pénalités P_q **Tableau 4.4 RPA99/2003** dans les deux sens (x-x et y-y)

Tableau. IV.7 : Valeurs des pénalités

Critère q	P_q			
	Sens X		Sens-Y	
1- Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	Non observé	0,05	Non observé
2- Redondance en plan	0,05	Non observé	0,05	Non observé
4- Régularité en plan	0	Observé	0	Observé
4- Régularité en élévation	0,05	Non observé	0,05	Non observé
5- Contrôle de la qualité de l'exécution	0,05	Non observé	0,05	Non observé
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	Non observé	0,10	Non observé
$Q = 1 + \sum P_q$	1,30		1,30	

VI.5.2.8 Poids total de la structure (page 30 RPA99/2003) :

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

Suivant l'équation (4.5) du RPA99/2003

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le **tableau 4.5 (RPA99/2003)**.

Concernant ce projet on a un bâtiment à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est : $\beta = 0,20$

Le poids total de la structure a été calculé pour chaque niveau, et les valeurs de chaque niveau sont présentées sur le tableau :

Tableau. VI.8 : Le poids total de la structure

Etage Le niveau	Mass (Kg)	Poids (KN)
Etage 5	392534,67	3849,45012
Etage 4	459524,75	4506,39839
Etage 3	463272,97	4543,15587
Etage 2	465435,41	4564,36216
Etage 1	467964,94	4589,16838
RDC	516440,44	5064,55064
Total Le poids total (w)		27117,086

Donc le poids total est : $W_{\text{total}} = 27117,086\text{KN}$

❖ La force sismique à la base est :

a) sens x-x

$$V_x = \frac{0,15 * 1,91 * 1,30}{3,5} * 27117,086 = 2885,645\text{KN}$$

$$V_x = 2885,645\text{KN}$$

b) sens y-y

$$V_y = 2885,645\text{KN}$$

VI.6 Méthode d'analyse modale spectrale (A.4.RPA99/2003)

VI.6.1 Principe (A.4.3.1 RPA99/2003) :

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

VI.6.2 Modélisation (A.4.3.2 alinéa' RPA99/2003) :

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

VI.6.3 Logiciel utilisé pour la modélisation :

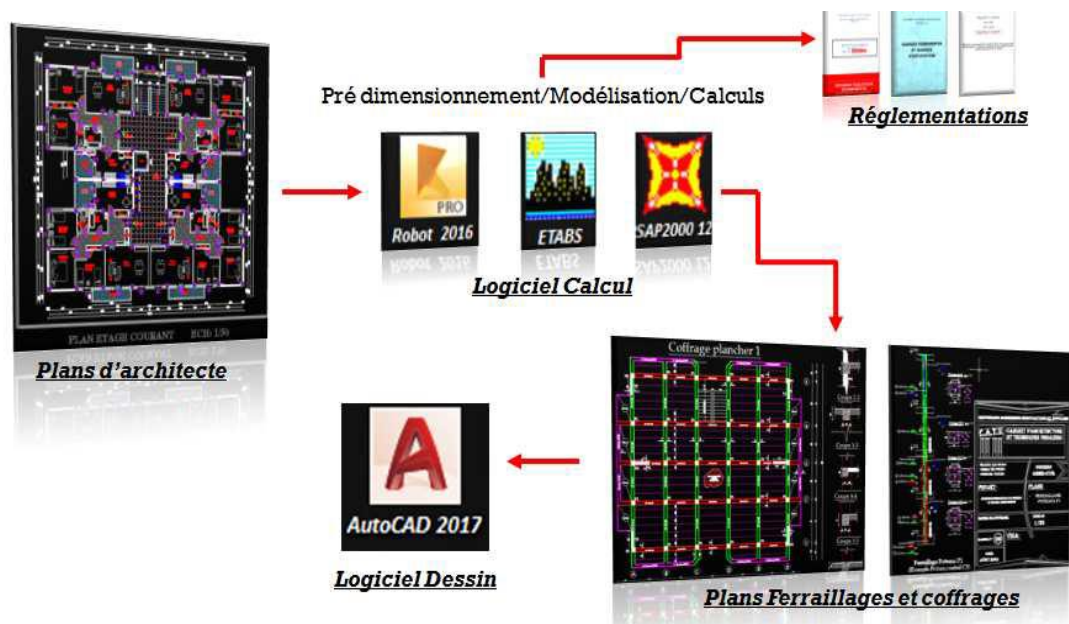
L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet

la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (Charges statique et dynamique).

Le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analysis Building Systèmes) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).



VI.6.3.1 Modélisation de la structure étudiée :

Les modélisations reviennent à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Étant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux... etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.

Les voiles ont été modélisés par des éléments « Shell » à quatre nœuds.

Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

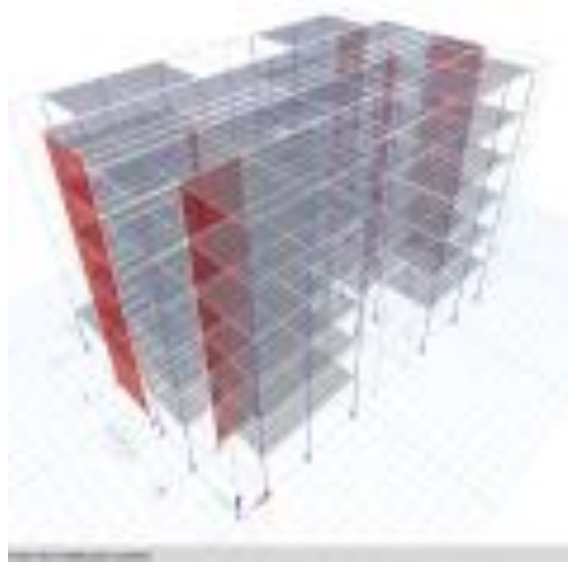
Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membraneux.

VI.6.3.2 Description du logiciel ETABS :

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building System ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

ETABS est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures civiles. Pour définir une structure et son système de chargement, deux types de coordonnées sont utilisés :

- **Le système global** : ce système est défini par les axes **X, Y, Z** ; il peut être choisi comme le souhaite l'utilisateur. Le système global est utilisé pour définir les coordonnées des nœuds et pour donner la direction des charges.
- **Le système local** : ce système est défini par les axes **1, 2, 3**, il est spécifique à chaque élément. Il est utilisé pour la définition des charges locales et pour l'interprétation des efforts, et par conséquent l'interprétation des résultats.



VI.6.4 Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les éléments porteurs sont supposés encastrés au niveau des planchers c'est à dire pas de rotations des sections droites
- les déformations de la structures sont indépendantes des efforts axiaux dans les éléments porteurs.
- Les forces extérieures sont supposées horizontales et concentrés au niveau des planchers.

VI.6.5 Spectre de réponse de calcul (A.4.3.3 RPA99/2003) :

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

$$S_a/g = \begin{cases} 1,25 A [1 + T/T_1 \cdot (2,5\eta\varphi/R - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot (\varphi/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot (\varphi/R) \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq T_3 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot (T_2/3)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} \cdot (\varphi/R) & T \geq 3s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité (tableau 4.4).

A	R	T1	T2	Q_x	Q_y	ξ
0,15	3,5	0,15s	0,50s	1,30	1,30	10%

On aura le spectre de réponse suivant :

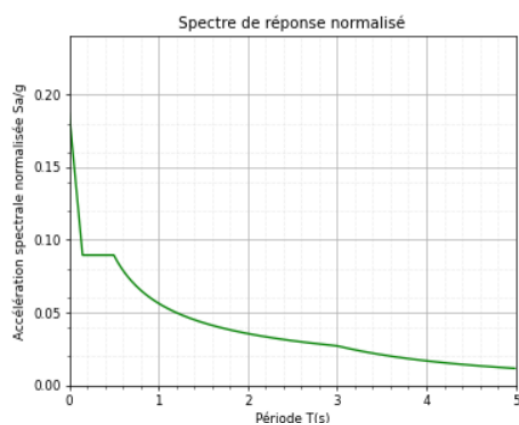


Figure VI.2 : Spectre de réponse sens x

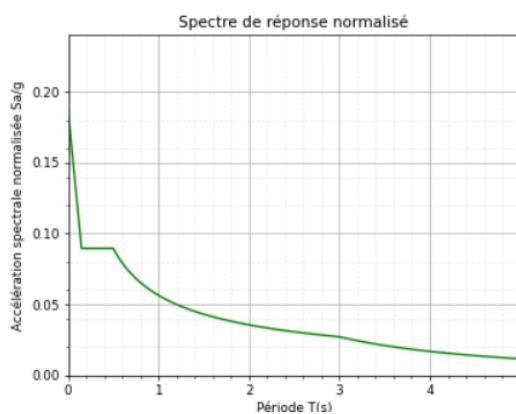


Figure VI.3 : Spectre de réponse sens y

VI.6.6 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Après plusieurs essais sur l'emplacement des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous :

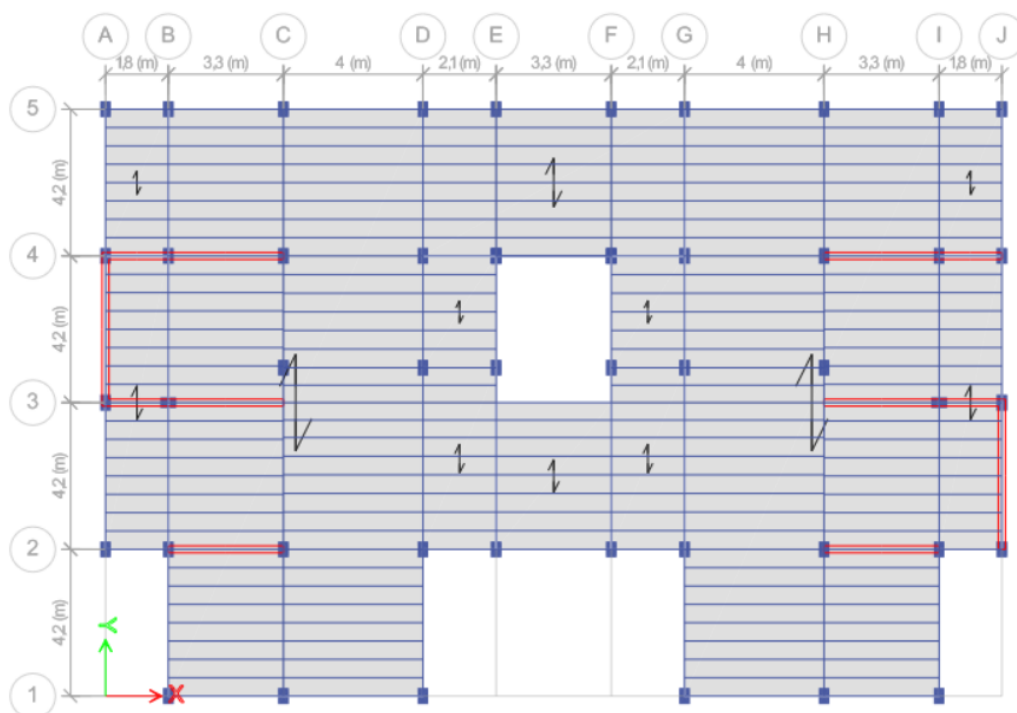


Figure VI.4: Disposition des voiles aux niveaux RDC

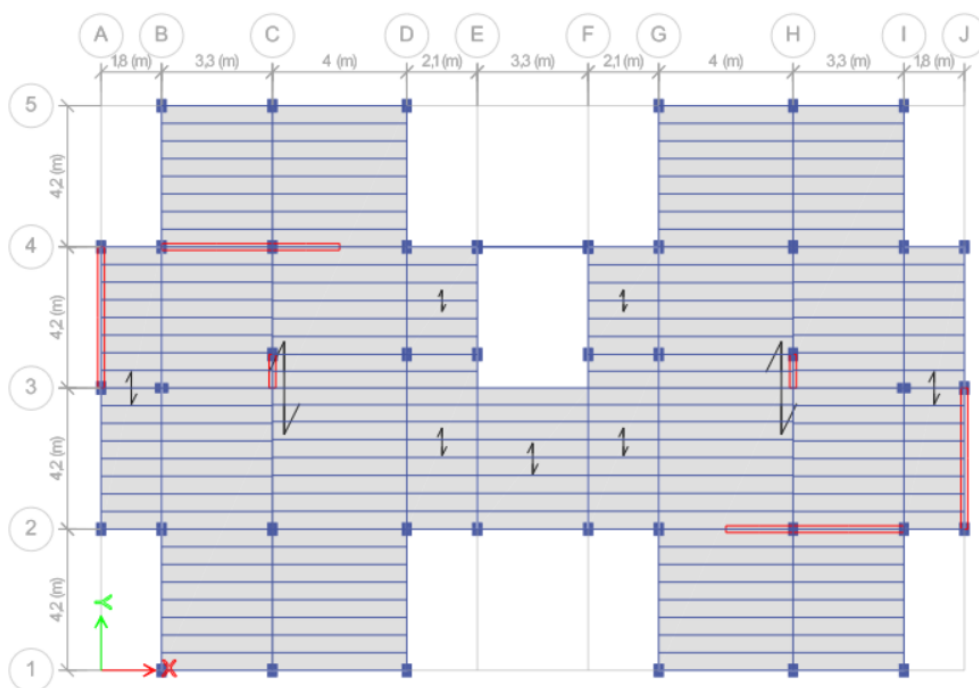


Figure VI.5: Disposition des voiles aux niveaux étage courant

IV.6.7 : Vérifications réglementaires :

IV.6.7.1 : Période fondamentale théorique :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
		sec						
Modal	1	0,43	0,0689	0,568	8,02E-06	0,0689	0,568	0,087
Modal	2	0,319	0,5567	0,1197	9,32E-07	0,6255	0,6877	0,0319
Modal	3	0,25	0,0688	0,0492	2,81E-06	0,6943	0,7369	0,6089
Modal	4	0,109	0,0074	0,1734	1,69E-05	0,7017	0,9102	0,016
Modal	5	0,084	4,20E-05	3,49E-06	0,1653	0,7017	0,9102	0,0001
Modal	6	0,082	0,0071	0,0011	1,88E-05	0,7088	0,9114	0,0026
Modal	7	0,079	0,1088	0,02	0,0003	0,8176	0,9314	0,0602
Modal	8	0,07	0,0206	0,0002	0,0089	0,8382	0,9315	0,0231
Modal	9	0,07	2,57E-06	0,0001	0,054	0,8382	0,9317	0,0002
Modal	10	0,07	0,0001	4,17E-06	0,2055	0,8383	0,9317	0,0001
Modal	11	0,069	1,87E-05	0,0001	0,0032	0,8384	0,9317	0,002
Modal	12	0,068	0,0164	0,0002	0,0009	0,8548	0,9319	0,0207
Modal	13	0,067	0,0121	0,0003	0,001	0,867	0,9322	0,0181
Modal	14	0,067	0,0001	1,65E-05	0,0001	0,867	0,9323	0,0001
Modal	15	0,066	0,0267	0,0007	0,0014	0,8937	0,933	0,0414
Modal	16	0,066	0,0139	0,0003	0,0005	0,9076	0,9332	0,0168

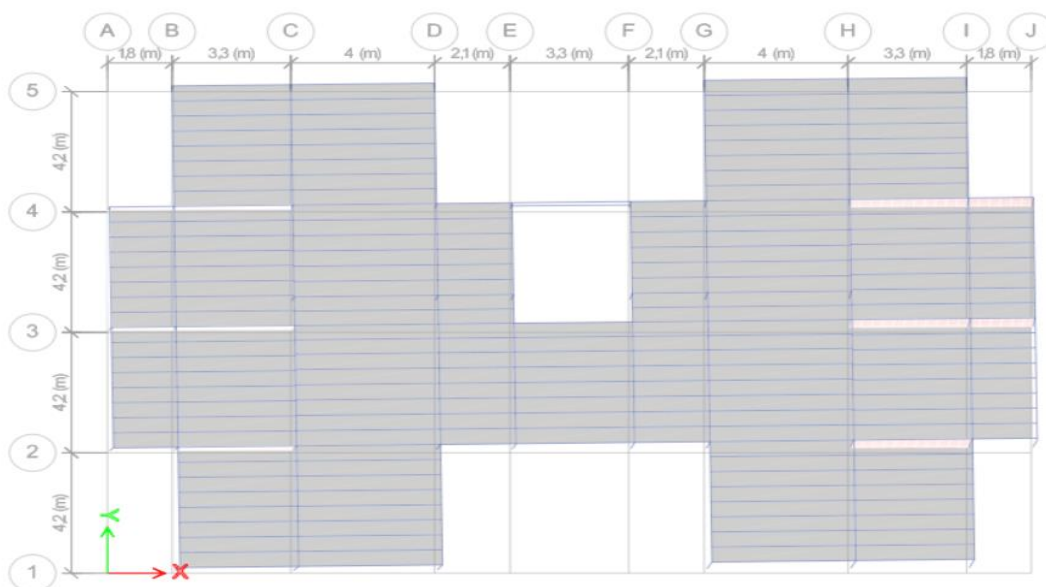


Figure VI6: Mode 01 (translation suivant Y) $T = 0,43s$

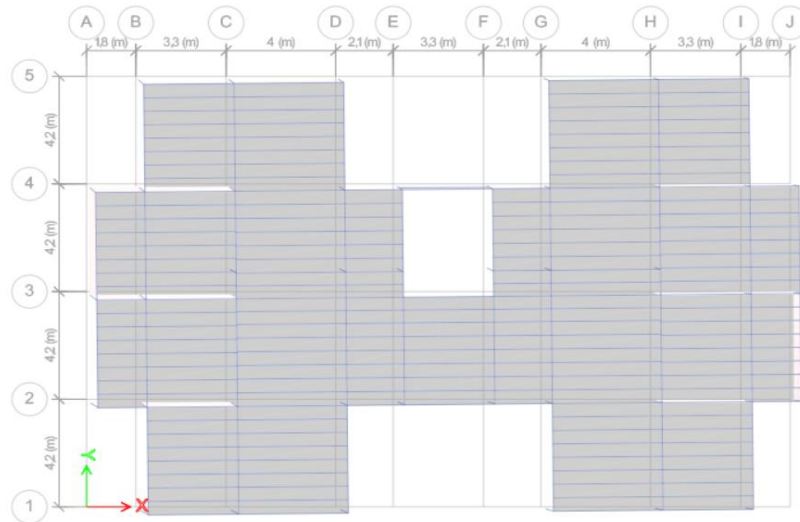


Figure VI.7 : Mode 02 (translation suivant X) $T = 0,319s$

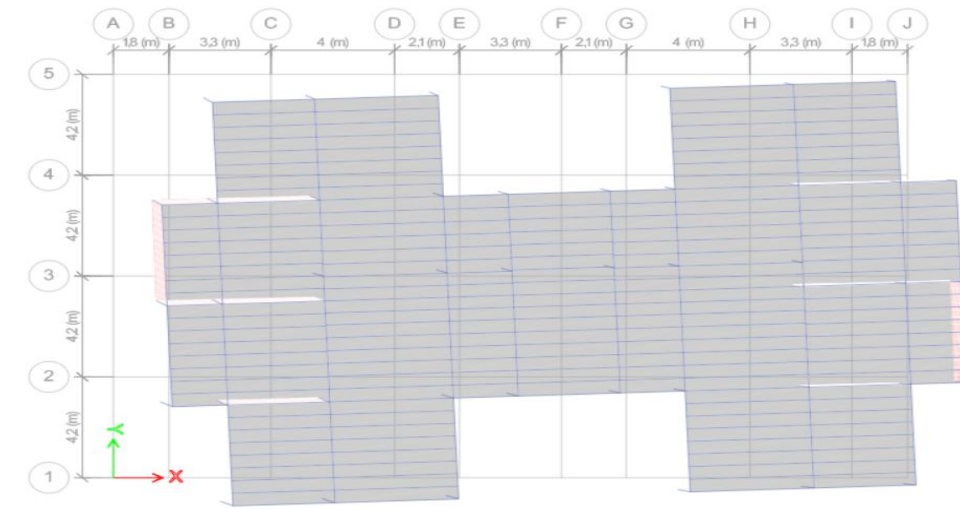


Figure VI.8 : Mode 03 (Rotation) $T = 0,25s$.

❖ **Constatation :**

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,43s$.
- Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation suivant X et suivant Y.
- Le troisième mode est un mode de translation.
- On doit retenir les 9 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

VI.6.7 COMBINAISONS D’ACTIONS (A.5.2 RPA99/2003) :

L’action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états Limites.

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul dans cette étude sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8 G + E \\ 0,8 G - E \end{array} \right.$$

G : charges permanentes.

Q : charges d’exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

VI.6.8 Vérification spécifiques (A.7.4.3 RPA99/2003) :**VI.6.8.1 Sollicitations normales (A.7.4.3.1 RPA99/2003) :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_e * f_{c28}}$$

Avec :

N_d : désigne l’effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

B_e : est l’aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Après plusieurs modèles ont été étudié, en changeant les dimensions des poteaux dans les différents niveaux, afin de satisfaire les exigences du RPA99/2003, dont le tableau ci - après reprend le cas ayant les dimensions des poteaux ont permet de satisfait ces exigences.

Tableau. VI.8 : Vérification d’effort normal réduit

Étage	poteau (m ²)	Combinaison	section (m ²)	Nd (KN)	Résultats	Vérif. (≤ 0,30)
Etage	30x40	G+Q±E	0,12	201,134	0,067	CV
RDC	45x45	G+Q±E	0,20	921,5321	0,184	CV

VI.6.8.2 Sollicitations tangentes (A.7.4.3.2 RPA99/2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

L'élançement géométrique est :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Et :

$$\tau_{bu} = \frac{v}{b \times d}$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Conclusion : Les sections retenues des poteaux sont :

Tableau. VI.9 : Sections des poteaux

Étage	poteau (m ²)
RDC	40x45
Étage	40x45
Étage	30x40

VI.7 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES ET MASSIQUES DE LA STRUCTURE :

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

VI.7.1 Centre de gravité des masses :

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 est déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment.

Tableau. VI.9 : Centre de masse pour chaque étage

Etage	XCM(m)	YCM(m)
Etage 5	13,0168	8,9336
Etage 4	13,02	8,4887
Etage 3	13,0253	8,4871
Etage 2	13,0303	8,4853
Etage 1	13,0319	8,4475
RDC	12,9518	8,4324

VI.7.2 Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

- Le centre gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) provoquent une translation sur la structure sans mouvement de rotation.
- Le centre gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

Tableau. VI.10: Centre de torsion pour chaque étage

Etage	XCR (m)	YCR (m)
Etage 5	13,4341	9,3779
Etage 4	13,0984	9,6579
Etage 3	12,9902	9,8336
Etage 2	12,9418	9,9327
Etage 1	12,9104	9,9788
RDC	12,8832	10,0156

VI.7.3 Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

Tableau. VI.11 : Excentricité théorique

Etage		
Etage 5	-0,4173	-0,4443
Etage 4	-0,0784	-1,1692
Etage 3	0,0351	-1,3465
Etage 2	0,0885	-1,4474
Etage 1	0,1215	-1,5313
RDC	0,0686	-1,5832

VI.7.4 Excentricité accidentelle (A 4.2.7 RPA99/2003) :

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés. Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

- Excentricité théorique résultant des plans.

$$e_{ax} = 0,05.L_x \dots\dots\dots (4.1)$$

$$e_{ay} = 0,05.L_y \dots\dots\dots (4.2)$$

$$\Rightarrow e_{ax} = 0,05 \times 26,00 = 1,30 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_{ay} = 0,05 \times 20,30 = 1,08 \text{ m}$$

VI.7.5 Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 RPA99/2003) :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle

(Additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau. VI.11 : Excentricité accidentelle

Etage	e_{ax} (m)	e_{ay} (m)
Etage 5	1,30	1,08
Etage 4	1,30	1,08
Etage 2	1,30	1,08
Etage 1	1,30	1,08
RDC	1,30	1,08

VI.7.6 Excentricité retenue

On doit étudier les quatre cas suivants et prend le cas le plus défavorable :

Tableau. VI.12 : Excentricité à retenir

Etage	$e_x x + e_{ax}$	$e_x x - e_{ax}$	$e_x y + e_{ay}$	$e_x y - e_{ay}$	e_x retenue	e_y retenue
Etage 5	0,8827	-1,7173	0,6357	-1,5243	0,8827	0,6357
Etage 4	1,2216	-1,3784	-0,0892	-2,2492	1,2216	-0,0892
Etage 3	1,3351	-1,2649	-0,2665	-2,4265	1,3351	-0,2665
Etage 2	1,3885	-1,2115	-0,3674	-2,5274	1,3885	-0,3674
Etage 1	1,4215	-1,1785	-0,4513	-2,6113	1,4215	-0,4513
RDC	1,3686	-1,2314	-0,5032	-2,6632	1,3686	-0,5032

VI.7.7 Test de convergence

Lors d'un calcul élément finis, il est impératif de rendre le résultat indépendant des maillages, ainsi il est procédé au test de convergence en raffinant successivement la discrétisation jusqu'à ce que les résultats obtenus changent peu significativement.

Pour chaque densité de maillage, on a relevé le déplacement tel que préconisés sur le tableau :

Tableau. VI.13 Test de convergence

Test	test 1	test 2	test 3	test 4
Maillage	0,9	0,7	0,5	0,3
Déplacement (ux) mm	3,238	10,600	10,666	10,723
Déplacement (uy) mm	13,957	13,978	13,995	14,003

Chapitre :

Ferraillage des éléments structuraux

VII

VII. Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Les objectifs du ferraillage sont la détermination des section d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage,

- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée déviée.
- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les voiles seront dimensionnés en flexion composée.

Le ferraillage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

VII.2 Etude du ferraillage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99 on se rapportera aussi au RPA 99/version 2003 pour la vérification.

Elle est sollicitée par des moments de Flexion et des efforts tranchants, leur ferraillage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VII.2.1 rôle des poutres en béton armé :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges verticales résultants des points des éléments constituant la structure (mur ; plancher ; escalin.....) ainsi que les charges d'exploitations des différent éléments

VII.2.2 les combinaisons de calcul :

Ils seront ferrailés en flexion simple à L'ELU sous les combinaisons de charges les plus

Défavorables, et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :**

E.L.U :

$1,35 G + 1,5 Q$ en travée.

- **Selon le RPA 99/version 2003 : (A.5.2)**

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, en combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations et les charges horizontale due au séisme comme suit :

$G+Q \pm E$ sur appuis. (La nappe supérieure)

$0,8G \pm E$ sur appuis. (La nappe inférieure)

- La combinaison $(1,35 G + 1,5 Q)$ nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison $(G + Q \pm E)$ donne le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas ou' $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

- La combinaison $(0,8G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieure au niveau des appuis.

VII.2.2.1 Coefficients des poissons

Les poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons en dessus avec :

Le coefficient de poisson est : $\nu = 0$ pour

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Le coefficient de poisson est : $\nu = 0,2$ pour : ELS

VII.2.2.2 Spécification pour le ferraillage :

- La combinaison $(1,35G+1,5Q)$ nous permet de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison $(G + Q \pm E)$ donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et Permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison $(0.8 G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où
- $M > 0$ de déterminer le ferraillage inférieur au niveau des appuis.

VII.2.3 Armatures longitudinal :

D'après **RPA99/2003 A.7.5.2** : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

* **La longueur minimale de recouvrement est de :**

- 40% en zone I et IIa.
- 50% en zone IIb et III.

D'après **CBA93** : Condition de non fragilité :

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40Φ en zone I et II.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable). Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle. Le schéma ci-dessous montre l'emplacement des poutres porteuses et des poutres secondaires dans notre structure.

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

VII.2.4 Armatures transversal :

D'après **RPA99/2003 (A.7.5.2.2)** : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$\text{Min} = \left(\frac{h}{4} ; 14\phi \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \left(\frac{h}{4} \right)$$

VII.2.5 Ferraillage des poutres :

On a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales \longrightarrow P.P (30 x 40) cm²
- poutres secondaires \longrightarrow P.S (30 x 35) cm²

VII.2.5.1 Étude des poutres principales P.P (30x40) cm² :

Les sollicitations maximales retenues sont

Tab VII.1 : Les sollicitations maximal pour les poutres principales

Combi	Mt (KN.m)	Ma(KN.m)	V (KN)
ELU	51,3872	71,1068	93,429
ELS	37,8378	51,6683	0
0,8G+-E	31,1326	53,6774	52,7344
G+Q+-E	41,9521	72,4254	76,1286

On a :

$$h = 40\text{cm} ; b = 30\text{ cm} ; d = 0,9 * h = 36\text{cm}$$

Tab VII.2. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bc} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1.15	25	14,20	400	348
Accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

VII.2.5.2 Armatures longitudinales :

- à l'ELU :

➤ En travée :

$$M_t = 51,3872 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{Mu_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{51,3872 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,36^2 \cdot 14,20} = 0,093$$

$$\mu = 0,093 < \mu_l = 0,369 \Rightarrow As' = 0$$

$$\mu = 0,093 < \mu = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,093)}] = 0,122$$

$$\beta = 0,8 \alpha = 0,8 \times 0,122 = 0,098$$

$$As = \frac{\beta \cdot b \cdot d}{\sigma_s} \times f_{bc} = \frac{0,098 \cdot 30 \cdot 36}{348} \times 14,20 = 4,31 \text{ cm}^2$$

$$As = 4,31 \text{ cm}^2$$

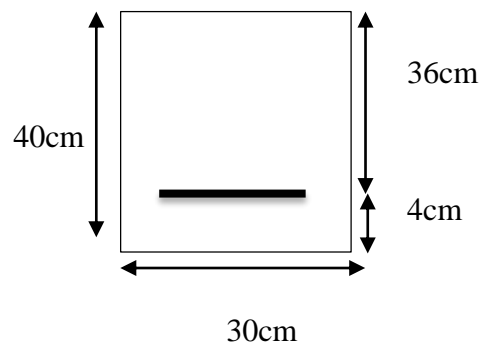


Fig VII.1 : Schéma d'une section de calcul

➤ **Sur appuis:**

$$M_a = 71,1068 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u_a}}{bd^2f_{bc}} = \frac{71,1068 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,36^2 \cdot 14,20} = 0,129$$

$$\mu = 0,129 < \mu_l = 0,369 \Rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\mu = 0,129 < \mu = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,129)}] = 0,173$$

$$\beta = 0,8 \alpha = 0,8 \times 0,173 = 0,138$$

$$A_s = \frac{\beta \cdot b \cdot d}{\sigma_s} \times f_{bc} = \frac{0,138 \cdot 30 \cdot 36}{348} \times 14,20 = \mathbf{6,10 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{A_s = 6,10 \text{ cm}^2}$$

De la même façon, on fait le calcul pour tous les poteaux, est les resultants sot résumés sur le tableaux (**Tab VII .4**)

Tab VII.4 : Ferraillage du Poutre Principales (30*40)

Combi		μ	α_u	β_u	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A's \text{ (cm}^2\text{)}$
ELU	Travée	0,093	0,122	0,098	4,31	0,00
	Appuis	0,129	0,173	0,138	6,10	0,00
G+Q+-E	Travée	0,043	0,055	0,044	2,21	0,00
	Appuis	0,075	0,097	0,078	3,88	0,00
0,8G+-E	Travée	0,058	0,075	0,060	3,00	0,00
	Appuis	0,101	0,133	0,106	5,31	0,00

VII.2.6 Vérification :

VII.2.6.1 Condition de non fragilité

- Selon BAEL(CBA93) :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot F_{t28}}{F_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \geq 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.2.6.2 Section minimal des aciers RPA99/2003 (A.7.5.2.1) :

$$A_{s_{\min \text{ RPA}}} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min \text{ RPA}}} = 6,00 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow A_s = 6,88 \text{ cm}^2 \geq 6,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc;

➤ **En Travée:**

$$A_s = \max (A_{s_{\text{ELU}}}; A_{s_{\text{ACC}}}; A_{s_{\min}}; A_{s_{\min \text{RPA}}})$$

$$A_s = \max (4,31 \text{ cm}^2; 3,00 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2; 6,00 \text{ cm}^2) \Leftrightarrow A_s = 6,00 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3T14+3T12 = 8,01 cm²**

➤ **Sur appuis:**

$$A_s = \max (A_{s_{\text{ELU}}}; A_{s_{\text{ACC}}}; A_{s_{\text{ACC}}}; A_{s_{\min}}; A_{s_{\min \text{RPA}}})$$

$$A_s = \max (6,10 \text{ cm}^2; 5,31 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2; 6,00 \text{ cm}^2) \Leftrightarrow A_s = 6,10 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3T14+3T12 = 8,01 cm²**

Tab VII.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des Poutre Principales.(30x 40)

section	Mu (KN.m)	As calculé (cm ²)	As RPA (cm ²)	As adopté (cm ²)
Travée	51,3872	4,31	6	3HA14+3HA12 = 8,01 cm²
Appuis	71,1068	6,1	6	3HA14+3HA12 = 8,01 cm²

VII.2.6.3 pourcentage maximal des aciers longitudinal :

Il faut vérifier que :

$$A_S \leq A_{S \text{ max}}$$

⇒ Remarquer que : $A_{S \text{ travée}} \leq A_{S \text{ appuis}}$

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_S < A_{\text{max}} \Leftrightarrow A_{\text{max}}$ $= 6\% \cdot b \cdot h = 0,06 \cdot 30 \cdot 40 = 72\text{cm}^2$ $A_S = 8,01\text{cm}^2 \leq 72\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$	$A_S < A_{\text{max}} \Leftrightarrow A_{\text{max}}$ $= 4\% \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 30 \cdot 40 = 48\text{cm}^2$ $A_S = 8,01 \text{ cm}^2 \leq 48\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

VII.2.6.4 Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 révisée 99}$$

Avec ϕ_l : le diamètre minimale des armatures longitudinale des poteau.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) = (11,42; 30; 14\text{mm})$$

$$\phi_t \leq 11,42\text{mm}$$

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

$$\text{On adopte : } 4\phi_8 \Rightarrow \phi_t = 2,01\text{cm}^2$$

VII.2.6.5 Calcul de l'espacement des armatures transversales :

D'après le BAEL 91 :

L'espacement minimal des cadres set donné par la formule suivante :

$$S_t \leq \text{Min}(0,9x_d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{min}(32,40; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 32,40\text{cm}.$$

$$\Rightarrow S_t \leq 32,40\text{cm}.$$

Donc ; $S_t = 20\text{cm}$

D'après le RPA99/2003 : Espacement exigé par le RPA :

L'espace minimal entre les armature transversales est determine Comme suit:

+ Zone nodale :	+ Zone courante :
$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$	$St \leq \frac{h}{2}$
$St \leq \min \left\{ \frac{40}{4}; 12 * 1,2 \right\}$	$St \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm}$
$St \leq \min \{10; 14,40\} = 10\text{cm}$	$St = 15\text{cm} \Rightarrow \text{Zone courant}$
$St = 10\text{cm} \Rightarrow \text{Zone nodale}$	

VII.2.6.7 Calcul de la section minimale des aciers transversaux :

$$At \geq 0,003 \times St \times b$$

Z one nodale:

$$At = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$$

Z one courante:

$$At = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Pour les deux zones en prond

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

VII.2.6.8 Longueur de recouvrement :

$$L = 40 \phi_l \quad \text{zone IIa.}$$

$$L_1 = 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \quad \text{on adopte}$$

$$L_1 = 60\text{cm}$$

$$L_2 = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \quad \text{on adopte}$$

$$L_2 = 50\text{cm}$$

VII.2.6.9 Longueur de la nodale :

$$L' = 2 * h$$

$$L' = 2 * 40 = 80 \text{ cm.}$$

VII.2.7 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :

La fissuration est considérée peu préjudiciable, donc il faut vérifier que :

$$\tau u \leq \bar{\tau u}$$

$$\bar{\tau u} = \text{Min}\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau u = \frac{Tu}{b.d} = \frac{93,429 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,865\text{MPa}$$

$$\tau u = 0,865 \leq \bar{\tau u} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.2.8 Vérification à l'état limite de service :

- Comme la fissuration peu préjudiciable (peu-nuisible).....CV
- L'acier utiliser est de nuance FeE400.....CV
- la section est rectangulaire (30x45).....CV
- Flexion simple.....CV

Si la condition ci-dessous est vérifiée, la limitation des contraintes dans le béton sera inutile :

Il faut vérifier que :

$$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{28}}{100}$$

● **ELU :**

➤ **En travée :**

$$\alpha = 0,122$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{51,3872}{37,8378} = 1,36$$

$$\alpha = 0,122 \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Sur appuis :**

$$\alpha = 0,173$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{71,1068}{51,6683} = 1,38$$

$$\alpha = 0,173 \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots \dots \dots CV$$

● **ACC : G + Q ± E**

➤ **En travée :**

$$\alpha = 0,055$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{31,1326}{37,8378} = 0,90$$

$$\alpha = 0,055 \leq \frac{0,90 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,16 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Sur appuis :**

$$\alpha = 0,097$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{53,6774}{51,6683} = 1,04$$

$$\alpha = 0,097 \leq \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 \dots \dots \dots CV$$

● **ACC : 0,8G ± E**

➤ **En travée :**

$$\alpha = 0,075$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{41,9521}{37,8378} = 1,11$$

$$\alpha = 0,075 \leq \frac{1,11 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,30 \dots \text{CV}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\alpha = 0,133$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{72,4254}{51,6683} = 1,40$$

$$\alpha = 0,133 \leq \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,65 \dots \text{CV}$$

VII.2.9 Vérification de la flèche BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{40}{460} = 0,086 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.m_0} \longrightarrow \text{Avec } M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 0,1 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad M_t = M \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{8,45}{30 \cdot 36} = 0,0078 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{CV}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc n'est pas nécessaire de calculer

VII.3 Ferraillage des poutres secondaire (30x35) cm² :

Les sollicitations maximales retenues sont :

Tab VII.6 : Les sollicitations maximal pour les poutres principales.

Combi	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	T (KN)
ELU	27,7411	32,9228	65,5995
ELS	20,0689	23,7628	
G+Q+Ey	26,9825	29,9225	33,6087
0,8G+Ey	27,7518	36,3941	54,1491

On a :

$$h = 35\text{cm} ; b = 30\text{cm} ; d = 0,9 \cdot h = 0,315\text{m}, f_{bc} = (\text{MPa}), \sigma_s = (\text{MPa}),$$

VII.3.1 Armatures longitudinales

- à l'ELU :

➤ En travée :

$$M_t = 27,7411 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{Mu_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27,7411 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,315^2 \cdot 14,20} = 0,066$$

$$\mu = 0,066 < \mu_l = 0,369 \Rightarrow As' = 0$$

$$\mu = 0,066 < \mu = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,066)}] = 0,085$$

$$\beta = 0,8 \alpha = 0,8 \times 0,085 = 0,068$$

$$As = \frac{\beta \cdot b \cdot d}{\sigma_s} \times f_{bc} = \frac{0,0981 \cdot 30 \cdot 31,5}{348} \times 14,20 = \mathbf{2,62 \text{ cm}^2}$$

$$As = \mathbf{2,62 \text{ cm}^2}$$

➤ Sur appuis:

$$M_a = 32,9228 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{32,9228 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,315^2 \cdot 14,20} = 0,078$$

$$\mu = 0,078 < \mu_l = 0,369 \Rightarrow As' = 0$$

$$\mu = 0,078 < \mu = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,078)}] = 0,101$$

$$\beta = 0,8 \quad \alpha = 0,8 \times 0,101 = 0,081$$

$$A_s = \frac{\beta \cdot b \cdot d}{\sigma_s} \times f_{bc} = \frac{0,1387 \cdot 30 \cdot 31,5}{348} \times 14,20 = \mathbf{3,13 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \mathbf{3,13 \text{ cm}^2}$$

De la même façon, on fait le calcul pour tous les poteaux, et les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tab VII.7 : Ferraillage du Poutre Secondaire (30 x 35)

Combi		μ	α_u	β_u	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A's \text{ (cm}^2\text{)}$
ELU	Travée	0,066	0,085	0,068	2,62	0,00
	Appuis	0,078	0,101	0,081	3,13	0,00
G+Q+E	Travée	0,049	0,063	0,050	2,20	0,00
	Appuis	0,054	0,070	0,056	2,44	0,00
0,8G+E	Travée	0,050	0,065	0,052	2,26	0,00
	Appuis	0,066	0,086	0,069	2,99	0,00

VII.3.2 Vérification :

VII.3.2.1 Condition de non fragilité

- Selon BAEL(CBA93) :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \geq 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.3.2.2 Section minimal des aciers RPA99/2003 (A.7.5.2.1) :

$$A_{S_{\min RPA}} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min RPA}} = 5,25 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow A_s = 6,88 \text{ cm}^2 \geq 5,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Donc;

➤ **En Travée:**

$$A_s = \max (A_{S_{ELU}}; A_{S_{ACC}}; A_{S_{\min}}; A_{S_{\min RPA}})$$

$$A_s = \max (2,62 \text{ cm}^2; 2,26 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2; 5,25 \text{ cm}^2) \Leftrightarrow A_s = 5,25 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3T14+2T12 = 6,88 cm²**

➤ **Sur appuis:**

$$A_s = \max (A_{S_{ELU}}; A_{S_{ACC}}; A_{S_{ACC}}; A_{S_{\min}}; A_{S_{\min RPA}})$$

$$A_s = \max (3,13 \text{ cm}^2; 2,99 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2; 5,25 \text{ cm}^2) \Leftrightarrow A_s = 5,25 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3T14+2T12 = 6,88 cm²**

Tab VII.8 : Tableau récapitulatif du ferraillage des Poutre secondaire.

section	Mu (KN.m)	As calculé (cm ²)	As RPA (cm ²)	As adopté (cm ²)
Travée	27,7411	2,62	5,25	3HA14+2HA12 = 6,88 cm²
Appuis	32,9228	3,13	5,25	3HA14+2HA12 = 6,88 cm²

VII.3.2.3 pourcentage maximal des aciers longitudinal:

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_{S \max}$$

⇒ Remarquer que : $A_{S \text{ travée}} \leq A_{S \text{ appuis}}$

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{max} \Leftrightarrow A_{max}$ $= 6\% .b.h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$ $A_s = 6,88 \text{ cm}^2 \leq 63\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$	$A_s < A_{max} \Leftrightarrow A_{max}$ $= 4\% .b.h = 0,04 \times 30 \times 35 = 43\text{cm}^2$ $A_s = 6,88 \text{ cm}^2 \leq 42\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

VII. 3.2.4 Diamètre des armatures transversales :

$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l) \dots\dots\dots$ BAEAL 91 révisée 99

Avec ϕ_l : le diamètre minimale des armatures longitudinale des poteau.

$\phi_t \leq \min(\frac{35}{35} ; \frac{300}{10} ; 14) = (10 ; 30 ; 14\text{mm})$

$\phi_t \leq 10\text{mm}$ On adopte : $\phi_t = 8\text{mm}$

On adopte : $4\phi_8 \Rightarrow \phi_t = 2,01\text{cm}^2$

VII.3.2.5 Calcul de l'espacement des armatures transversales :



D'après le BAEL 91 :

L'espacement minimal des cadres set donné par la formule suivante :

$S_t \leq \text{Min}(0,9 \times d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(28,35 ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 28,35\text{cm}.$

Donc ; $S_t = 20\text{cm}$

D'après le RPA99/2003 : Espacement exigé par le RPA : L'espacement minimal entre d'armature transversales est determine comme suit :

 Zone nodale :	 Zone courante :
$S_t \leq \min\{\frac{h}{4} ; 12\phi\}$	$S_t \leq \frac{h}{2}$
$S_t \leq \min\{\frac{35}{4} ; 12 * 1,2\}$	$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$
$S_t \leq \min\{8,75 ; 14,40\} = 8,75\text{cm}$	$S_t = 15\text{cm} \Rightarrow$ Zone courant
$S_t \leq 8,75\text{cm}$	
$S_t = 8 \text{ cm} \Rightarrow$ Zone nodale	

VII.3.2.6 Calcul de la section minimale des aciers transversaux :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

Z one nodale:

$$A_t = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

Z one courante:

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Pour les deux zones en prond

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

VII.3.2.7 Longueur de recouvrement :

$$L = 40 \phi_l \quad \text{zone IIa.}$$

$$L_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte}$$

$$L_1 = 60 \text{ cm}$$

$$L_2 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopte}$$

$$L_2 = 50 \text{ cm}$$

VII.3.2.8 Longueur de la nodale :

$$L' = 2 * h$$

$$L' = 2 * 35 = 70 \text{ cm.}$$

VII.3.3 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :

La fissuration est considérée peu préjudiciable, donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{65,5995 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,694 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,694 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.3.4 Vérification à l'état limite de service :

- Comme la fissuration peu préjudiciable (peu-nuisible).....CV
- L'acier utiliser est de nuance
FeE400.....CV
- la section est rectangulaire (30x45).....CV
- Flexion simple.....CV

Si la condition ci-dessous est vérifiée, la limitation des contraintes dans le béton sera inutile :

Il faut vérifier que :

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{28}}{100}$$

● **ELU :**

➤ **En travée :**

$$\alpha = 0,085$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{27,7411}{20,0689} = 1,38$$

$$\alpha = 0,085 \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\alpha = 0,101$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{32,9228}{23,7628} = 1,39$$

$$\alpha = 0,101 \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots \dots \dots \text{CV}$$

● **ACC : G + Q ± E**

➤ **En travée :**

$$\alpha = 0,063$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{26,9825}{20,0689} = 1,34$$

$$\alpha = 0,063 \leq \frac{1,34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\alpha = 0,070$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{29,9225}{23,7628} = 1,26$$

$$\alpha = 0,070 \leq \frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,38 \dots \dots \dots \text{CV}$$

● **ACC : 0,8G ± E**

➤ **En travée :**

$$\alpha = 0,065$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{27,7518}{20,0689} = 1,38$$

$$\alpha = 0,065 \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\alpha = 0,085$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{36,3941}{23,7628} = 1,53$$

$$\alpha = 0,085 \leq \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,52 \dots \dots \dots \text{CV}$$

VII.3.5 Vérification de la flèche BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{460} = 0,076 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.m_0} \longrightarrow \text{Avec } M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 0,1 \geq \frac{1}{10} = 0,1 (M_t = M_0) \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{6,88}{30 \times 31,5} = 0,0072 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots CV$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc n'est pas nécessaire de calculer

VII.3.6 Schéma de ferraillage

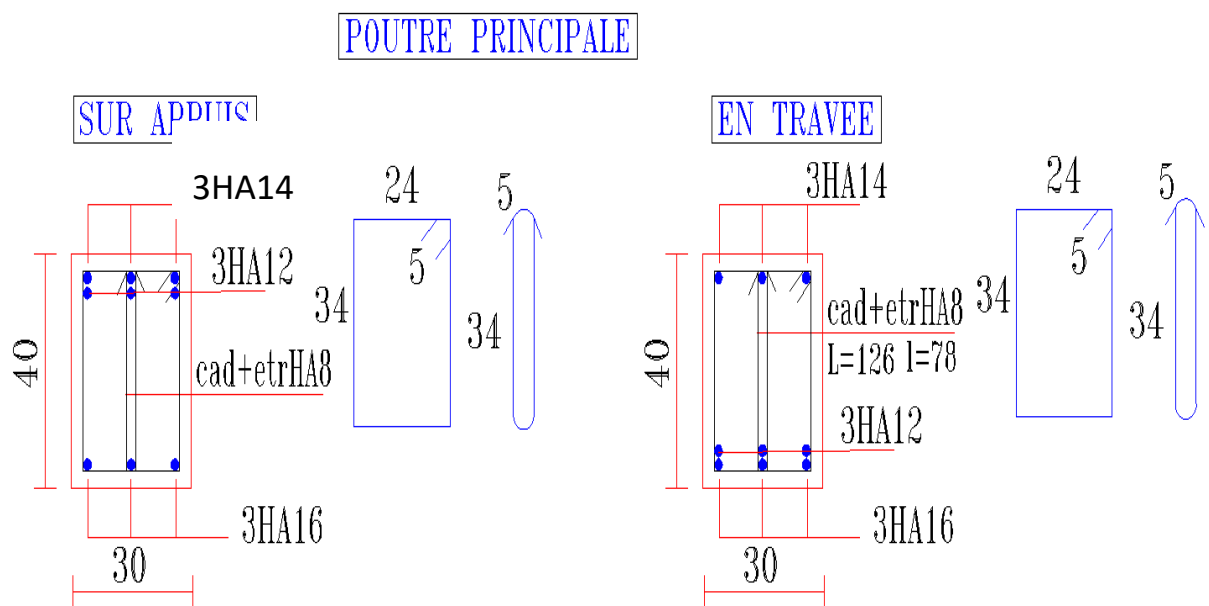


Figure VII.2 : Schéma de ferraillage de la poutre principale

POUTRE SECONDAIRE :30x35

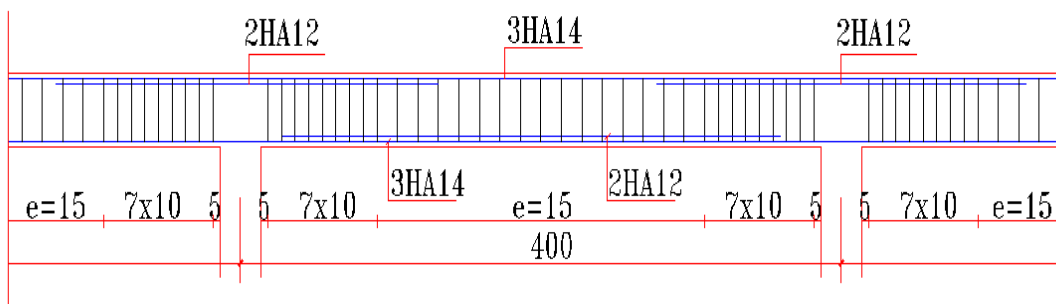


Figure VII.3 : Ferraillage des poutres secondaires

POUTRE SECONDAIRE

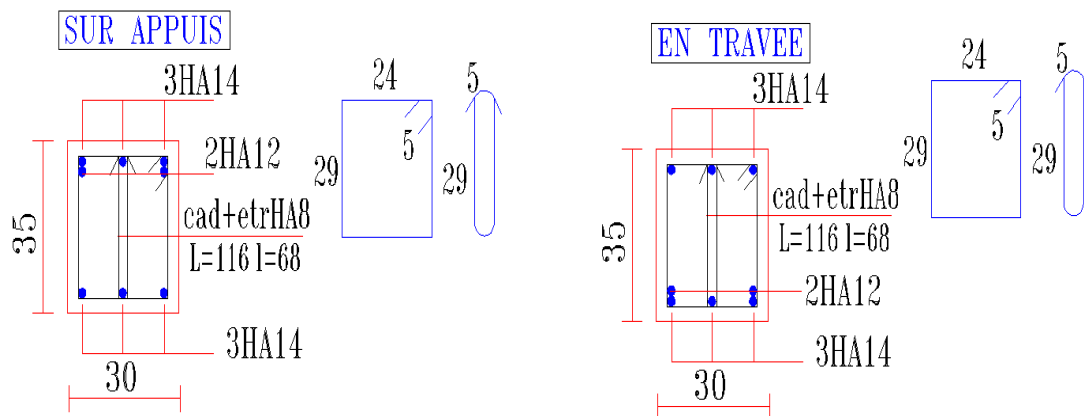


Figure VII.4 : Schéma de ferraillage de la poutre secondaire

VII.4 Calcul des poteaux :

VII.4.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M ».

Donc le poteau est sollicité en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limite « ELU » sous l'effort des sollicitations les plus défavorables.

VII.4.2 Rôles des poteaux en béton armé :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux)
- Constituer les éléments porteurs du système poteaux poutres par point d'appuis isolés.
- Participe de la stabilité transversale (système poteau – poutres pour combattre les efforts horizontaux (vents ; séisme ; dilatation)
- Service de chinage vertical.
- Limiter l'encombrement (surface réduite des poteaux)

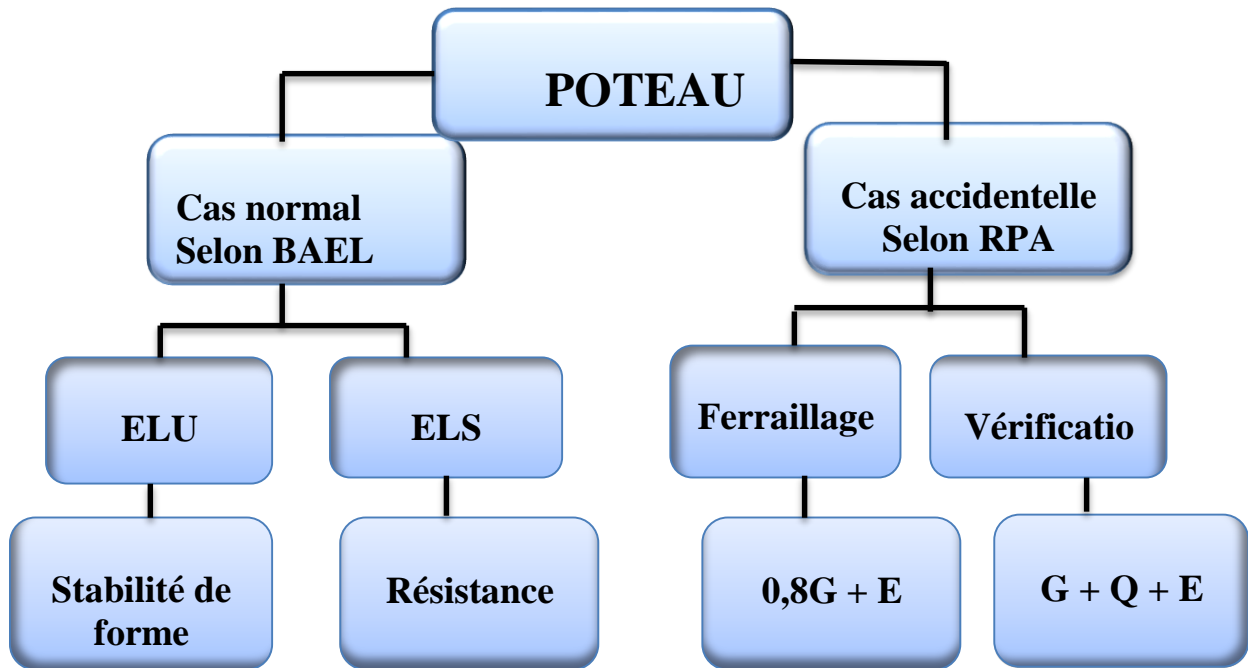
VII.4.3 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 : E.L.U : Situation durable :**
1,35 G + 1,5 Q..... (Pour obtenir les efforts normaux)
- **Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (Art 5.2)**
G + Q ± E..... (Pour obtenir les moments fléchissant)
0,8 G ± E..... (Pour obtenir l'effort tranchant)
Avec :
G : charges permanentes.
Q : charges exploitation non pondéré.
E : action du séisme représentée par ces composantes horizontales
- Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie

Correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :



VII.4.4 Sollicitations à considérer :

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$N_{max} \Rightarrow M$ correspondant

$N_{min} \Rightarrow M$ correspondant

$M_{max} \Rightarrow N$ correspondant

Avec :

N_{max} : effort normal maximum

M_{max} : moment maximum

➤ **Une section soumise à la flexion composée peut être**

- Section partiellement comprimée (SPC) :
 - Si l'effort normal étant un effort de compression, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.
 - Si l'effort normal étant un effort de compression, le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > \frac{h}{6}$.
- Section entièrement comprimée (SEC) :
 - Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression se trouve à l'intérieur du noyau central ($e < \frac{h}{6}$) de la section totale rendue homogène.
- Section entièrement tendue (SET) :
 - Une section est dite entièrement tendue si l'effort normal étant un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures

VII.4.5 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles, chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M).

Pour le ferraillage des poteaux on choisit les poteaux les plus sollicités :

- ✓ Poteau (45*45) cm².
- ✓ Poteau (30*40) cm².

Tab .VII.1. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bc} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

VII.4.5.1 Recommandation du RPA99/version 2003 :

A. Armatures longitudinales :

D'après l'article 7.4.2 des RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Leur pourcentage en zone sismique **II a** et limité par :

1. $A_{\max} = \frac{A_s}{b.h} \leq 4\%$ en zone courante.
2. $A_{\max} = \frac{A_s}{b.h} \leq 6\%$ en zone recouvrement.
3. Leur pourcentage minimale sera de 0,8 % ($A_{\min} = 0,8\% \cdot b \cdot h$) dans le zone **IIa** .
4. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
5. Leur pourcentage maximal sera de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
6. Le diamètre minimum est de **12 mm**
7. La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ** (zone **Iia** (zone **IIa**)).
8. La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
9. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).Section minimale d'après BAEL91 :

Maximale d'après BAEL 91 :

$$A_s \leq A_{\max} = 5\% \times b \times h$$

Section minimale d'après RPA99/version 2003 :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,8\% \cdot (b \cdot h)$$

B. Armatures transversales (A.7.4.2.2 des RPA99/Version 2003) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

S_t : L'espace

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min (10 \phi_l ; 15\text{cm})$
- Dans la zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : le diamètre des armature longitudinales.

✚ La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{S_t x b}$ en % est comme suite :

$$\frac{A_t}{S_t x b} = \mathbf{0,3\%} \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\frac{<A_t}{S_t x b} = \mathbf{0,8\%} \quad \text{Si } \lambda_g \geq 3$$

Interpolation entre les deux cas : $3 < \lambda_g < 5$

VII.4.5.2 BAEL 91 :

Les sections soumises à un effort de compression doivent être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité totale de calcul :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

e_T : L'excentricité totale du calcul.

e_1 : l'excentricité de la résultante

e_2 : l'excentricité due effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

e_a : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiale

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{Mu}{Nu} \\ e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right) \\ e_2 = \left(\frac{3Lf^2}{10000h} \right) \times (2 + \alpha\varphi) \\ \alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1,5 M_{ser}} \right) \end{array} \right.$$

Φ : Le rapport du au fluage à la déformation instantanée sous les charge

α : le rapport du moment de premier ordre, du aux chinages permanentes et aussi permanents au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

h : hauteur totale de la section égale = 370 cm.

l_f : logeur de flambement de la pièce $l_f = 0,7.L_0$

Le coefficient de remplissage : $\Psi = \frac{Nu}{b.h.fbc}$

VII.4.6 Calcul du Sollicitation dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS20, et les résultats sont résumés dans le **Tab .VII.2**

VII.4.6.1 Etape de calcul :

Détermination les sollicitations (N ; M) par rapport à centre de gravité du béton seul, on envisage 2 cas : (N min ; M corr) et (M max ; N corr).

On fait le ferraillage des poteaux étage par étage. La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes.

Tab .VII.2 : Les résultats de sollicitations sur le poteau (45*45).

Combo	N	N max	M corp	N min	M corp	M max	N corp	T	N ser	M ser
	1	1204,5658	0,3928					29,7059	878,7176	0,3286
ELU	2			72,8322	22,6128				53,4307	16,6649
	3					49,43397	715,8073		521,4641	35,4121
	4	1033,9439	43,8297					71,1684	307,905	6,4515
0,8 G+-E	5			642,2460	23,1866				240,9382	1,679
	6					44,039	989,0849		242,379	5,5898
	7	1120,1202	44,1797					71,8068	307905	6,4515
G+Q+-E	8			587,1340	22,9214				240,9382	1,679
	9					47,7648	535,657		595,6195	34,8601

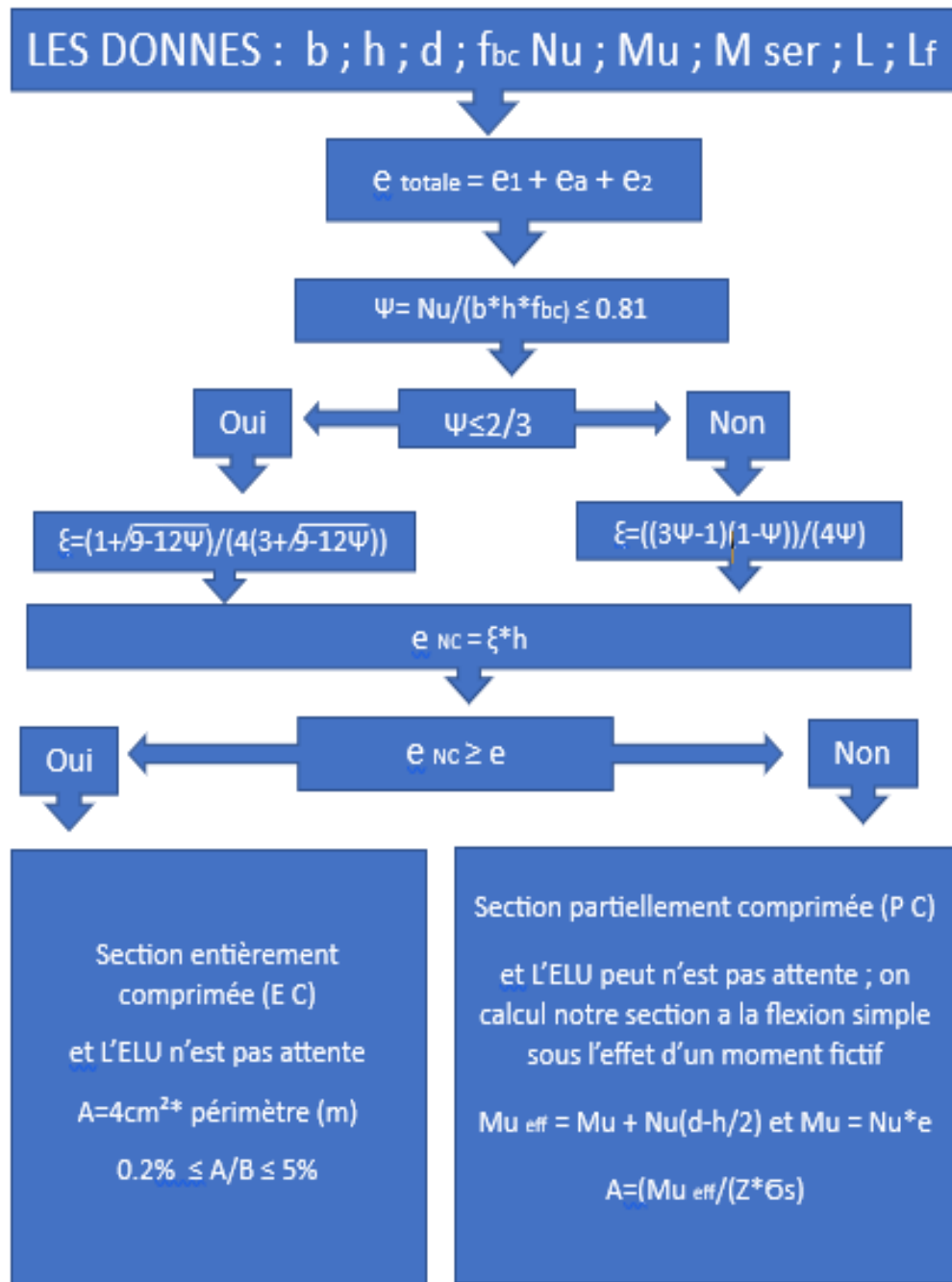


Figure. VII. 7 : Organigramme de calcul en flexion composée

VII.4.6.2 Calcul le ferraillage longitudinal : Poteau (45 x45) cm²

$b = 45\text{cm}, h = 45\text{cm}, d = 39\text{cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{bc} = 348 \text{ Mpa}$

❖ **1^{ère} cas : sous la combinaison (1,35G + 1,5Q)**

$N_{\max} = 1204,5658 \text{ KN} \quad M_{ser} = 0,3286 \text{ KN.m}$

$M_{corp} = 0,3928 \text{ KN.m} \quad N_{ser} = 878,7176 \text{ KN}$

Selon le CBA 93 : La combinaison déterminante est la combinaison accidentelle (ACC).

Fissuration préjudiciable.

A. Calcul de l'excentricité totale :

L'excentricité du premier ordre (e ₁)	L'excentricité additionnelle (e _a)	L'excentricité due effets de second ordre (e ₂)	L'excentricité totale du calcul (e _T)
$e_1 = \frac{Mu}{Nu}$ $e_1 = \frac{0,3928}{1204,5658}$ $e_1 = 0,0003 \text{ m}$	$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right)$ $e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{370}{250} \right)$ $e_a = 2\text{cm} = 0,02\text{m}$	$e_2 = \left(\frac{3Lf^2}{10000h} \right) \times (2 + \alpha \varphi)$ $\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1,5 M_{ser}} \right)$ $\alpha = 10 \left(1 - \frac{0,3928}{1,5 \times 0,3286} \right) = 2,0308$ $\varnothing = 2$ $L_f = 0,7 \times 3,70 = 2,59$ $e_2 = \left(\frac{3 \times 2,59^2}{10^4 \times 0,45} \right) \times (2 + 2,0308 \times 2)$ $e_2 = 0,0271\text{m}$	$e_T = e_1 + e_a + e_2$ $e_T = 0,0474 \text{ m}$

Donc : $e_T = 0,0474\text{m}$

$M_{u \text{ maj}} = e_T \times N_U = 0,0474 \times 1204,5658 \times = 57,138\text{KN.m}$

$L_f = 0,7 \times 3,70 = 2,59 \text{ m}$

B. Calcul de l'effort de compression centré maximale supportable par le béton :

➤ **Coefficient de remplissage ψ :**

$$\Psi = \frac{N_u}{b h f_{bc}} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{bc}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ Mpa}$$

$$\Psi = \frac{1204,5658 \times 10^3}{450 \times 450 \times 14,20} = 0,419$$

$$\Psi = 0,419 \leq 0,81 \Rightarrow 0,419 \leq \frac{2}{3} = 0,667$$

Donc on doit définir « e_{NC} ». D'après le B.A.E.L91

$$\Psi \leq \frac{2}{3} \implies \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})}$$

$$\Psi = 0,419 \leq \frac{2}{3} \implies \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,419}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,419})} = 0,150$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,150 \times 0,45 = 0,067\text{m}$$

$$e_T = 0,0474\text{m} < e_{NC} = 0,067\text{m}$$

Donc, La section est entièrement comprimée

C. Calculs ferraillage dans le poteau :

D'après le BAEL on a $A_s = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre} = 4 \times 2 (0,45 + 0,45) = 7,20\text{cm}^2$

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} = \frac{7,20}{45 \times 45} = 0,35\% \leq 5\% \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc : $A_s = 7,20\text{cm}^2$

❖ **2^{ème} cas : sous la combinaison (1,35G + 1,5Q)**

$$M_u = 22,6128\text{KN.m}$$

$$N_u = 72,8322 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 16,6649\text{KN.m}$$

$$N_{ser} = 53,4307 \text{ KN}$$

A. Calcul de l'excentricité totale :

L'excentricité du premier ordre (e_1)	L'excentricité additionnelle (e_a)	L'excentricité due effets de second ordre (e_2)	L'excentricité totale du calcul (e_T)
$e_1 = \frac{Mu}{Nu}$ $e_1 = \frac{22,6128}{72,8322}$ $e_1 = 0,3105 \text{ m}$	$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right)$ $e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{370}{250} \right)$ $= 2\text{cm} = \mathbf{0,02\text{m}}$	$e_2 = \left(\frac{3Lf^2}{10000h} \right) \times (2 + \alpha \varphi)$ $\alpha = 0,9539$ $\varnothing = 2$ $L_f = 0,7 \times 3,70 = 2,59$ $e_2 = 0,0175\text{m}$	$e_T = e_1 + e_a + e_2$ $= 0,3105 + 0,02 + 0,0175$ $e_T = 0,3480\text{m}$

Donc : $e_T = 0,3480\text{m}$

$M_{u \text{ maj}} = e_T \times N_U = 0,3480 \times 72,8322 \times = 25,342\text{KN.m}$

$L_f = 0,7 \times 3,70 = \mathbf{2,59 \text{ m}}$

B. Calcul de l'effort de compression centré maximale supportable par le béton :

➤ Coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi = \frac{Nu}{bh f_{bc}} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{bc}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ Mpa}$$

$$\Psi = 0,025 < 0,81 \Rightarrow 0,025 \leq \frac{2}{3} = 0,667$$

D on doit définir « e_{NC} ». D'après le B.A.E.L91

$$\Psi \leq \frac{2}{3} \implies \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})}$$

$$\Psi = 0,028 \leq \frac{2}{3} \implies \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,028}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,028})} = 0,166$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,025 \times 0,45 = 0,011\text{m}$$

$$e_T = 0,348\text{m} > e_{NC} = 0,011\text{m}$$

Donc, La section est partiellement comprimée

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$= 25,342 + 72,8322 \times \left(0,39 - \frac{0,45}{2} \right) = \mathbf{37,360 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

On calcul les armatures d'une section soumise à la flexion simple sous M_{fictif} :

$$\mu = \frac{M_{fictif}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{37,360 \times 10^{-3}}{0,45 \times (0,39)^2 \times 14,2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,391 \quad \Longrightarrow \quad \text{pivot } A_s' = 0$$

$$\mu = 0,038 < \mu = 0,186 \quad \Longrightarrow \quad \text{pivot A}$$

La section ne comprimé que des armatures tendue : $A_s' = 0$ et $A_s \neq 0$

On calcul la section à la flexion simple sous M_a :

$$A_s \text{ fictif} = \beta_u b d f_{bc} / \sigma_s$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,038}) = 0,049$$

$$\beta_u = 0,8\alpha = 0,8 \times 0,049 = 0,039$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s \text{ fictif} = \beta_u b d f_{bc} / \sigma_s$$

$$A_s \text{ fictif} = \mathbf{2,81 \text{ cm}^2}.$$

Le section d'armature nécessaire pour équilibrer L'effort de la flexion composé

Donc, la section très faible alors on considère la section minimal donnée par la condition de non-fragilité.

$$A_s \text{ réel} = A_s \text{ fictif} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 2,81 - \frac{72,8322}{348} = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ réel} = 2,60 \text{ cm}^2$$

❖ 3^{ème} cas : sous la combinaison (0,8 G + E) cas accidentelle :

$$b = 45\text{cm}, h = 45\text{cm}, d = 39\text{cm}, f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}, \sigma_{bc} = 400 \text{ MPa}, \gamma_b = 1,15, \gamma_s = 1$$

$$N_u = 1033,9439 \text{ KN}$$

$$M_u = 43,8297 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 307,905 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 6,4515 \text{ KN.m}$$

A. Calcul de l'excentricité totale :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = e_1 = \frac{43,8297}{1033,9439} = 0,0424 \text{ m}$$

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{l}{250}) = \max(2\text{cm}; \frac{370}{250}) = 0,02\text{m}$$

$$e_2 = 0,0179\text{m}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0,0803\text{m}$$

Donc : $e_T = 0,0803\text{m}$

$$M_{u \text{ maj}} = e_T \times N_U = 0,0803 \times 1033,94 = 74,593 \text{ KN.m}$$

$$L_f = 0,7 \times 3,70 = 2,59 \text{ m}$$

B. Calcul de l'effort de compression centré maximale supportable par le béton :

❖ Coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi = \frac{N_u}{b h f_{bc}} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{bc}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\Psi = 0,276 < 0,81 \Rightarrow \Psi = 0,276 \leq \frac{2}{3} = 0,667$$

Donc on doit définir « e_{NC} ». D'après le B.A.E.L91

$$\Psi \leq \frac{2}{3} \implies \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})}$$

$$\Psi = 0,276 \leq \frac{2}{3} \implies \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,276}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,276})} = 0,157$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,157 \times 0,45 = 0,071\text{m}$$

$$e_T = 0,0803 \text{ m} > e_{NC} = 0,071\text{m}$$

Donc, La section est partialement comprimée

C. Calculs ferrailage dans le poteau :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$= 83,0040422 + 1033,9439 \times \left(0,39 - \frac{0,45}{2} \right) = 253,605 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On considère que la section soumise à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_{\text{fictif}}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{253,605 \times 10^{-3}}{0,45 \times (0,39)^2 \times 18,48} = 0,200$$

$$\mu = 0,200 < \mu_l = 0,391 \implies \text{pivot A ; } \varepsilon_s \leq 10 \text{ ‰}$$

La section ne comprimé que des armatures tendue : $A_s' = 0$ et $A_s \neq 0$

On calcul la section à la flexion simple sous M_a :

$$A_s \text{ fictif} = \beta_u b d f_{bc} / \sigma_s$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,200}) = 0,283$$

$$\beta_U = 0,8\alpha = 0,8 \times 0,283 = 0,226$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1 = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s \text{ fictif} = \beta_u b d f_{bc} / \sigma_s$$

$$A_s \text{ fictif} = \mathbf{18,328 \text{ cm}^2}.$$

Le section d'armature nécessaire pour équilibrer L'effort de la flexion composé

Donc, la section très faible alors on considère la section minimal donnée par la condition de non-fragilité.

$$A_s \text{ réel} = A_s \text{ fictif} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 15,74 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ réel} = \mathbf{15,74 \text{ cm}^2}$$

De la même façon, on fait le calcul pour tous les poteaux, est les resultants sot résumés sur les tableaux (**Tab .VII.3** et **Tab .VII.4**)

Tab .VII.3: Excentricité et type de section du poteau (45x45)

Comb	e_1	e_a	α	e_2	e_T (m)	ψ	ξ	enc (m)	Section
ELU	0,0003	0,02	2,0308	0,0271	0,0474	0,419	0,150	0,067	EC
	0,3105	0,02	0,9539	0,0175	0,3480	0,025	0,166	0,075	PC
	0,0691	0,02	0,6936	0,0151	0,1042	0,249	0,158	0,071	PC
0,8G±E	0,0424	0,02	1,0000	0,0179	0,0803	0,276	0,157	0,071	PC
	0,0361	0,02	1,0000	0,0179	0,0740	0,17162	0,161	0,073	PC
	0,0445	0,02	1,0000	0,0179	0,0824	0,264	0,158	0,071	PC
G+Q±E	0,0394	0,02	1,0000	0,0179	0,0773	0,299	0,156	0,070	PC
	0,0390	0,02	1,0000	0,0179	0,0769	0,157	0,162	0,073	PC
	0,0892	0,02	1,0000	0,0179	0,1271	0,143	0,162	0,073	PC

Tab .VII.4 Section d'armature calculée du poteau (45*45)

Comb	N	M fictif (KN.m)	μ	α	β_u	As f	As (cm ²)
ELU	1	\	\	\	\	\	6,80
	2	37,360	0,043	0,055	0,044	2,82	2,61
	3	192,701	0,223	0,320	0,256	16,288	14,23
0,8G±E	4	253,605	0,226	0,324	0,259	18,677	16,09
	5	153,491	0,158	0,216	0,173	12,454	10,85
	6	244,713	0,218	0,311	0,249	17,91	15,44
G+Q±E	7	271,44	0,24	0,300	0,24	17,30	14,50
	8	142,044	0,126	0,169	0,136	9,77	8,30
	9	156,443	0,139	0,188	0,150	10,84	9,51

VII.2.6.2 Calcul le ferraillage longitudinal : Poteau (30 x40) cm²

De la même façon, on fait le calcul pour tous les poteaux, est les resultants sot résumés sur les tableaux

Tab .VII.2 : Les résultats de sollicitations sur le poteau (30*40).

Combo	N	N max	M corp	N min	M corp	M max	N corp	T	N ser	M ser
ELU	1	1205,3127	0,3845					28,4483	879,4317	0,323
	2			13,5244	9,5248				5,6242	6,5844
	3					52,15900	605,5410		516,3474	35,2148
0,8 G+- E	4	1037,3811	38,256					70,9214	306,7061	6,3003
	5			644,5982	23,1592				243,0571	0,8395
	6					43,0852	624,5680		306,7061	6,3003
G+Q+-E	7	1122,9069	44,0658					71,5647	306,7061	6,3003
	8			588,4831	22,8995				243,0571	0,8395
	9					47,6736	529,248		585,3466	34,7344

Tab .VII.3: Excentricité et type de section du poteau (30x40)

Comb	e ₁	e _a	α	e ₂	e (m)	ψ	ξ	enc (m)	Section
ELU	0,0003	0,02	2,0640	0,0223	0,0427	0,707	0,115	0,046	PC
	0,7043	0,02	0,3562	0,0099	0,7342	0,008	0,166	0,067	PC
	0,0861	0,02	0,1256	0,0082	0,1143	0,355	0,153	0,061	PC
0,8G±E	0,0369	0,02	1,0000	0,0146	0,0715	0,468	0,147	0,059	PC
	0,0359	0,02	1,0000	0,0146	0,0705	0,290	0,157	0,063	PC
	0,0690	0,02	1,0000	0,0146	0,1036	0,282	0,157	0,063	PC
G+Q±E	0,0392	0,02	1,0000	0,0146	0,0738	0,506	0,144	0,058	PC
	0,0389	0,02	1,0000	0,0146	0,0735	0,265	0,158	0,063	PC
	0,0901	0,02	1,0000	0,0146	0,1247	0,239	0,159	0,063	PC

Tab .VII.4 Section d'armature calculée du poteau (30*40)

Comb	N	M fictif (KN.m)	μ	α	βu	As f	As (cm ²)
ELU	1	220,168	0,152	0,207	0,165	6,87	3,40
	2	11,822	0,024	0,030	0,024	1,01	0,97
	3	154,016	0,313	0,485	0,388	16,15	14,40
0,8G±E	4	180,254	0,281	0,423	0,339	15,95	13,36
	5	135,697	0,207	0,216	0,173	8,14	6,53
	6	152,126	0,237	0,344	0,275	12,97	11,40

G+Q±E	7	240,110	0,375	0,349	0,279	13,15	10,35
	8	125,640	0,196	0,275	0,220	10,38	8,911
	9	140,073	0,219	0,312	0,250	11,76	10,44

VII.4.7 Vérifications :

VII.2.7.1 Condition de non fragilité :

A. Section minimale des poteaux d'après CBA93 (BAEL91) :

- **Pour poteaux (45 x 45):**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} \Rightarrow A_{s \min} = \frac{0,23 \times 45 \times 39 \times 2,1}{400} = 2,12 \text{cm}^2$$

$$A_{s \min} \geq 2,12 \text{cm}^2$$

- **Pour poteaux (30 x 40):**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} \Rightarrow A_{s \min} = \frac{0,23 \times 30 \times 34 \times 2,1}{400} = 1,23 \text{cm}^2$$

$$A_{s \min} \geq 1,23 \text{cm}^2$$

B. Selon RPA99/V2003 Section minimale des poteaux d'après RPA99/2003:

D'après RPA99/2003, la section minimale des armatures en zone IIa est :

$$A_{s \min} \geq 0,8\% \text{ b x h}$$

$$A_{s \min} \geq 0,008 \times 45 \times 45 \Rightarrow A_{s \min} \geq 16,20 \text{cm}^2 \quad (45*45)$$

$$A_{s \min} \geq 0,008 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_{s \min} \geq 9,60 \text{cm}^2 \quad (30*40)$$

Sections adoptées :

- **Pour poteaux (45 x 45):**

$$A_s = \text{Max} \{ A_{s \text{calculé}} ; A_{s \text{CBA}} ; A_{s \text{RPA}} \}$$

$$A_s = \text{Max} \{ 15,44 \text{cm}^2 ; 2,20 \text{cm}^2 ; 16,20 \text{cm}^2 \} \Rightarrow A_s = 16,20 \text{cm}^2$$

$$A_s = 6HA16 + 4HA12 = 12,06 + 4,52 = \mathbf{16,58cm^2}$$

● **Pour poteaux (30 x 40):**

$$A_s = \text{Max} \{ A_{s_{calculé}} ; A_{s_{CBA}} ; A_{s_{RPA}} \}$$

$$A_s = \text{Max} \{ 9,60cm^2 ; 1,23cm^2 ; 14,42cm^2 \} \Rightarrow A_s = 14,40cm^2$$

On adoptée :

$$A_s = 6HA16 + 4HA10 = 12,06 + 3,14 = \mathbf{15,20cm^2}$$

VII.4.7.2 Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux :

➤ **Zone courante :**

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_{s_{max}} = 3\% \cdot b \cdot h$$

- Pour les poteaux (45*45) :

$$A_{s_{max}} = 3\% \cdot b \cdot h = 3\% \cdot 45 \cdot 45 = 60,75cm^2$$

$$A_s = 16,58cm^2 \leq A_{s_{max}} = 60,75cm^2 \dots \dots \dots CV$$

- Pour les poteaux (30*40) : $3\% \cdot b \cdot h \Rightarrow 0,03 \cdot 30 \cdot 40 = 36cm^2$

$$A_s = 15,20cm^2 \leq A_{s_{max}} = 36cm^2 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Zone de recouvrement :**

Il faut vérifier que : $A_s \leq A_{s_{max}}$

- Pour les poteaux (45*45) : $6\% \cdot b \cdot h \Rightarrow 0,06 \cdot 45 \cdot 45 = 121,50cm^2$

$$A_s = 16,58 cm^2 \leq A_{s_{max}} = 121,50 cm^2 \dots \dots \dots CV$$

- Pour les poteaux (30 *40) : $6\% \cdot b \cdot h \Rightarrow 0,06 \cdot 30 \cdot 40 = 72cm^2$

$$A_s = 15,20cm^2 \leq A_{s_{max}} = 72 cm^2 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Longueur minimale des recouvrements (Art 7.5.2.1 RPA99 V 2003) :**

La Longueur de recouvrement en zone IIa est :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64\text{cm} .$$

VII.4.8 Ferraillage transversal :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

Selon L'RPA 99/version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

*Pour poteau 40*45 : $V_u = 71,8068\text{KN}$

* Pour poteau 30*40 : $V_u = 71,5647\text{ KN}$

V_u : l'effort tranchant maximal de calcul

$h_1 = 45\text{cm}$: la hauteur totale de la section brute.

F_e : La contrainte limite de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_a = 2,5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 & \text{Si } \lambda_g \leq 5. \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

λ_g : L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement

● Poteau (45*45) :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_f = 0,7.L = 0,7 \times 370 = 259\text{cm} \\ \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{259}{45} = 5,756 \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5 \end{array} \right.$$

- **Poteau (30*40) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} l_f = 0,7.L = 0,7 \times 370 = 259\text{cm} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{259}{40} = 5,756 \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{220,5}{40} = 5,512 \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5 \quad (45*45)$$

VII.4.8.1 L'espace des armatures transversales :

La valeur maximale de cet espace est fixée comme suite

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi_1; 15\text{cm}) \quad \text{Pour les zones I et II.}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \text{Min}(1,2 * 10 \text{ cm}; 15\text{cm}) \implies \text{On adopte } S_t = 10\text{cm}$$

- **Dans la zone courante**

$$S_t \leq 15\Phi_1 \quad \text{Pour les zones I et II.}$$

$$S_t \leq 15 \times 1,2 = 18\text{cm}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq 18\text{cm} \implies \text{On adopte } S_t = 15\text{cm.}$$

VII.4.8.2 La section minimale des armatures transversales :

La section minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003.S_t.b$

- * **Pour poteau 45*45 :**

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,02\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{dans la zone courante}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{dans la zone nodale}$$

- * **Pour poteau 30*40 :**

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{dans la zone courante}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{dans la zone nodale}$$

Donc, on calcul la section d'acier transversale :

● **Pour poteau 45*45 :**

$$V_u = 71,8068 \text{ KN}$$

VII.4.8.3 Ferraillage transversal en zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_1 \cdot f_e} = \left[\frac{2,5 \times 71,8068 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,45 \times 400} \right] \times 10^4 = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,50 \text{ cm}^2 < A_t^{\min} = 2,02 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } A_t = 2,02 \text{ cm}^2$$

VII.4.8.4 Ferraillage transversal en zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_1 \cdot f_e} = \left[\frac{2,5 \times 71,8068 \times 10^{-3} \times 0,10}{0,45 \times 400} \right] \times 10^4 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,00 \text{ cm}^2 < A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } A_t = 1,35 \text{ cm}^2$$

❖ **Pour poteau 30*40 :**

$$V_u = 71,5647 \text{ KN}$$

VII.4.8.5 Ferraillage transversal en zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_1 \cdot f_e} = \left[\frac{2,5 \times 71,5647 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,40 \times 400} \right] \times 10^4 = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,67 \text{ cm}^2 < A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } A_t = 1,35 \text{ cm}^2$$

VII.4.8.6 Ferraillage transversal en zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_1 \cdot f_e} = \left[\frac{2,5 \times 71,5647 \times 10^{-3} \times 0,10}{0,40 \times 400} \right] \times 10^4 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,10 \text{ cm}^2$$

Donc, on adopte les armatures transversales :

$$A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Tab .VII.4 Ferraillage transversal des poteaux

Poteau	a(m)	L _f (m)	λg	ρ _a	t _{nodale} (cm)	t _{recouv} (cm)	V(KN)	At _{nodale} (cm ²)	At _{recouv} (cm ²)
45*45	0,45	2,59	5,756	2,5	15	65	71,8068	1,35	2,01
30*40	0,40	2,205	5,512	2,5	15	65	71,5647	1,10	1,35

VII.4.8.7 La section minimale des armatures transversale Selon BAEL 91

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10};$$

$\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{BAEAL 91 révisée 99}$

Avec ϕ_1 : le diametre minimale des armatures longitudinale des poteau.

Poteaux (30*40) cm² :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = (1,1; 3; 1,2) = 1,1 \text{ cm}$$

Poteaux (45*45) cm² :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{45}{10}; 1,2\right) = (1,2; 4,5; 1,2) = 1,2 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1,2 \text{ cm}$$

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

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimum (voir Figure VII...).

$10 \phi_t = 10 \times 1,4 = 14\text{cm}$; alors on adopte longueur de 15cm.

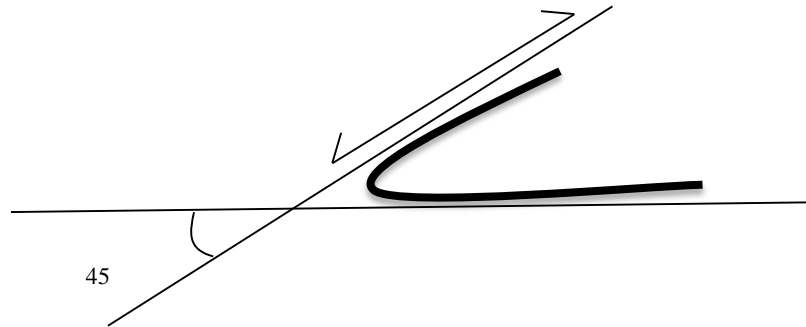


Figure VII.6 : Crochet de barres horizontales.

Recouvrement :

- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \phi_l$ en zone IIa.
 $\phi = 16\text{mm} \Rightarrow L = 1,6 \times 40 = 64\text{cm}$; alors on adopte : $L_r = 65\text{cm}$.

Longueur de la zone nodale : $h' = \max (h_e ; b ; h ; 60\text{cm})$

Niveau RDC : $h' = \text{Max} (\frac{370}{6} ; 45 ; 45 ; 60) = 62\text{cm}$.

Niveau EC : $h' = \text{Max} (\frac{315}{6} ; 30 ; 40 ; 60) = 60\text{cm}$.

Tab .VII.4 La longueur de la zone nodale.

Niveau	RDC	EC
h' (cm)	65	60

Tab .VII.5 : Ferraillage des poteaux dans les différents niveaux.

Étage	Section (cm ²)	As _{min} RPA (cm ²)	Ferraillage longitudinal		Ferraillage longitudinal		
			Choix	Section (cm ²)	t (cm)	t' (cm)	A _t
RDC	(45*45)	16,20	6HA16+4HA12	16,58	10	15	Ø8
01 ^{ère}	(45 *45)	16,20	6HA16+4HA12	16,58	10	15	Ø8
02 ^{ème}	(45 *45)	16,20	6HA16+4HA12	16,58	10	15	Ø8
03 ^{ème}	(30*40)	9,60	6HA14+4HA10	15,20	10	15	Ø8
04 ^{ème}	(30*40)	9,60	6HA14+4HA10	15,20	10	15	Ø8
05 ^{ème}	(30*40)	9,60	6HA14+4HA10	15,20	10	15	Ø8

VII.5.8 Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant :

VII.5.8.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **Selon l'article 7.4.3.2 des RPA 99/Version 2003 :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g > 5$$

$$\rho_d = 0,04 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

l_f : La longueur de flambement

λ_g : L'élançement géométrique.

$$L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 315 = 220,5 \text{ cm}$$

Poteau (30*40)	Poteau (45*45)
● Selon RPA 99/Version 2003 article 7.4.3.2	
$I = \frac{30 * 40^3}{12} = 160000\text{cm}^4$ $B = 30*40 = 1200\text{cm}^2$	$I = \frac{45 * 45^3}{12} = 341718,75\text{cm}^4$ $B = 45*45 = 2025\text{cm}^2$
$i = \sqrt{\frac{160000}{1200}} = 11,54$	$i = \sqrt{\frac{341718,75}{2025}} = 12,99$
$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{220,5}{12,99} = 19,10$ $\lambda_g = 19,10 > 5 \rightarrow \rho_d = 0,075$ $\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875\text{MPa}$	$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{220,5}{12,99} = 16,97$ $\lambda_g = 16,97 > 5 \rightarrow \rho_d = 0,075$ $\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875\text{MPa}$
Selon BAEL91 :	
<p>Il faut verifier que :</p> $\tau_u < \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MP} \right]$ $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min[2,5\text{Mpa} ; 4\text{MPa}]$ $\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$ $\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b.d}$ $V_{u \max} = 71,8068\text{KN}$ $\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b.d} = \frac{71,5647 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,34} = 0,701 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ $\tau_u = 0,701\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots \dots \dots \text{CV}$	<p>Il faut verifier que :</p> $\tau_u < \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MP} \right]$ $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min[2,5\text{Mpa} ; 4\text{MPa}]$ $\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$ $\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b.d}$ $V_{u \max} = 71,8068\text{KN}$ $\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b.d} = \frac{71,8068 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,39} = 0,409 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ $\tau_u = 0,409\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots \dots \dots \text{CV}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

VII.5.8.2 Vérification de la contrainte à l'ELS

- Vérification de la contrainte du béton

(45*45)	(30*40)
<p>Comme la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier la contrainte dans l'acier, ainsi que dans le béton :</p> $\bar{\sigma}_s = \min \{ (2/3f_e; 110\sqrt{\eta \cdot ftj}) \}$ <p>$\eta = 1,6$ pour HA</p> $\bar{\sigma}_s = \min \{ (266,66 ; 201,63) \}$ <p>$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63$ MPa</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Le Centre de pression : $C = \frac{h}{2} - e$ $e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 6,4515 / 307,905$ $= 0,020\text{m} = 2\text{cm}$ $C = 22,5 - 2 = 20,5\text{cm}$ <p>$C > 0 \Rightarrow$ le Centre de pression se trouve à l'intérieure de la section</p> <p>$y_{ser} = y_c + c$ avec :</p> <p>y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression « C » comptée positivement avec un effort normal « N_{ser} » de compression négativement en traction.</p> <p>En écrivant le bilan des efforts</p> $y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$ $p = -3c^2 - 90As'[(c-d')/b] + 90As [(d-c)/b]$ $p = -3c^2 + 90As [(d-c) / b]$ $p = - 647,29$	<p>Comme la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier la contrainte dans l'acier, ainsi que dans le béton :</p> $\bar{\sigma}_s = \min \{ (2/3f_e; 110\sqrt{\eta \cdot ftj}) \}$ <p>$\eta = 1,6$ pour HA</p> $\bar{\sigma}_s = \min \{ (266,66 ; 201,63) \}$ <p>$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63$ MPa</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Le Centre de pression : $C = \frac{h}{2} - e$ $e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 35,2148 / 516,3474$ $= 0,068\text{m} = 6,8\text{cm}$ $C = 20 - 6,8 = 13,20\text{cm}$ <p>$C < 0 \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'intérieure de la section.</p> <p>$y_{ser} = y_c + c$ avec :</p> <p>y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression « C » comptée positivement avec un effort normal « N_{ser} » de compression négativement en traction.</p> <p>En écrivant le bilan des efforts.</p> $y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$ $p = -3c^2 - 90As'[(c- d')/b] + 90As[(d-c)/b]$ $p = -3c^2 + 90As [(d-c) / b]$

$$q = -2c^3 - 90As'[(c-d')^2/b] + 90 As[(d-c)^2/b]$$

$$q = -2c^3 + 90 As[(d-c)^2/b]$$

$$q = -5881,24$$

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$y_c^3 - 647,29y_c - 5881,24 = 0$$

La solution de equation du 3^{eme} degré est obtenue de la méthode suivante :

$$\Delta = q^2 + (4p^3/27)$$

$$\Delta = (-5881,24)^2 + 4(-647,29)^3/27$$

$$\Delta = -5589,44 < 0$$

$$\Delta < 0 : Q = \text{Arc cos} \left((3q/2p) * \sqrt{-\frac{3}{p}} \right)$$

$$\text{Arc cos} \left(\frac{3 \times (-5881,24)}{2 \times (-647,29)} \times \sqrt{-\frac{3}{-647,29}} \right)$$

$$Q = 21,92^\circ$$

$$\alpha = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{-(-647,29)}{3}} = 29,37$$

Calcul Y :

$$y_1 = \alpha \text{ Cos} (Q/3)$$

$$y_1 = 29,37 \text{Cos} (21,92/3) = 29,13 \text{cm}$$

$$y_2 = \alpha * \text{cos} (Q/3 + 120^\circ) =$$

$$29,37 \times \text{cos}[21,92^\circ/3 + 120^\circ] = -17,80 \text{cm}$$

$$p = 425,76$$

$$q = -2c^3 - 90As'[(c-d')^2/b] + 90As[(d-c)^2/b]$$

$$q = -2c^3 + 90 As[(d-c)^2/b]$$

$$q = 15128,44$$

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$y_c^3 - 5951,42y_c + 15128,44 = 0$$

La solution de equation du 3^{eme} degré est obtenue de la méthode suivante :

$$\Delta = q^2 + (4p^3/27)$$

$$\Delta = (15128,44)^2 + 4(425,76)^3/27$$

$$\Delta = 240303502 > 0 \Rightarrow \text{on calcul:}$$

$$\Delta > 0 : t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - q) ; z = \sqrt[3]{t} ;$$

$$t = 0,5 (\sqrt{240303502} - 15128,44)$$

$$t = 186,64$$

$$z = \sqrt[3]{186,64} = 5,71 \text{cm};$$

$$y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 5,71 - \frac{425,76}{3 \times 5,71} = -19,14 \text{cm}$$

On prend : $y_c = 19,14 \text{cm}$

$$y_{ser} = y_c + c = 19,14 + 13,20 = 32,34 \text{cm}$$

Calcul I :

$$I = (b \cdot y_{ser}^3/3) + 15[As(d - y_{ser})^2 + As'(y_{ser} - d')^2]$$

- **Détermination de la position de l'axe neutre (y) :**

$$y_3 = \alpha * \cos (Q /3+240^0) =$$

$$29,37 \cos [21,92/3) +240^0] = 5,95 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y + c ; \quad 0 \leq y_{ser} \leq d$$

$$y_{ser} = y_1 + c = 29,13 + 20,5 = 49,63 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_{ser} = 49,63 \text{ cm} > d = 39$$

$$y_{ser} = y_2 + c = - 17,80 + 20,5 = 2,70 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = 2,70 \text{ cm} < d$$

$$y_{ser} = y_3 + c = 5,95 + 20,5 = 26,45 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = 26,45 \text{ cm} < d$$

Donc : $y_{ser} = 26,45 \text{ cm}$.

Calcul I :

$$I = (b * y_{ser}^3 / 3) + 15 [As (d - y_{ser})^2 + As' (y_{ser} - d')^2]$$

Avec $As' = 0$

$$I = [45 * (16,47)^3 / 3 + 15 * 18,22 (37 - 19,19)^2] = 180914,15 \text{ cm}^4$$

Calcul de coefficient angulaire : « K »

$$K = N_{ser} y_{se} / I$$

$$= 56,24 * 72,19 / 180914,1 = 0,022 \text{ N/mm}^3$$

Vérification de contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = k * y_{ser} = 0,022 * 191,9 = 4,2 \text{ MPA}$$

$$As' = 0$$

$$I = [30 * (32,34)^3 / 3 + 15 * 15,20 (34 - 32,34)^2] = 338864,45 \text{ cm}^4$$

Calcul de coefficient angulaire : « K »

$$K = \frac{N_{ser} * y_c}{I}$$

$$= \frac{35,2148 * 19,14}{338864,45} = 0,019 \text{ KN/cm}^2$$

Vérification de contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = k * y_{ser} = 0,019 * 32,14 = 0,61 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0,061 \text{ MPA} <$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

-Vérification de contrainte de l'acier :

La fissuration est préjudiciable

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 15. k. (d - y_{ser})$$

$$= 15 * 0,019 * (340 - 323,4) = 4,73 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right\}$$

$$= \{ (231,07 ; 201,63) \}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA}$$

$$by^2 + 30 (As + A's).y - 30d (As + A's) = 0$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.2 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

Vérification de contrainte de l'acier :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s \leq \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (200 ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

* Pour les barres HA : $\eta = 1.6$

* pour les barres de ronds lisse treillis soudé en défile lisse en prend : $\eta = 1.6$

$$\xi = \min \left\{ \frac{2}{3} * 400 ; \max (200 ; 201.63) \right\}$$

On prend : $\xi = 201.63 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = n * k (d - y_{ser})$$

$$\sigma_s = 15 * 0.022 (370 - 191.9) = 58.8 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 58.8 \text{ MPA} \leq 201.6 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s =$$

$$201.63 \text{ MP} \dots \dots \dots \text{CV}$$

* Pour les barres HA : $\eta = 1,6$

* pour les barres de ronds lisse treillis soudé en défile lisse en prend : $\eta = 1,6$

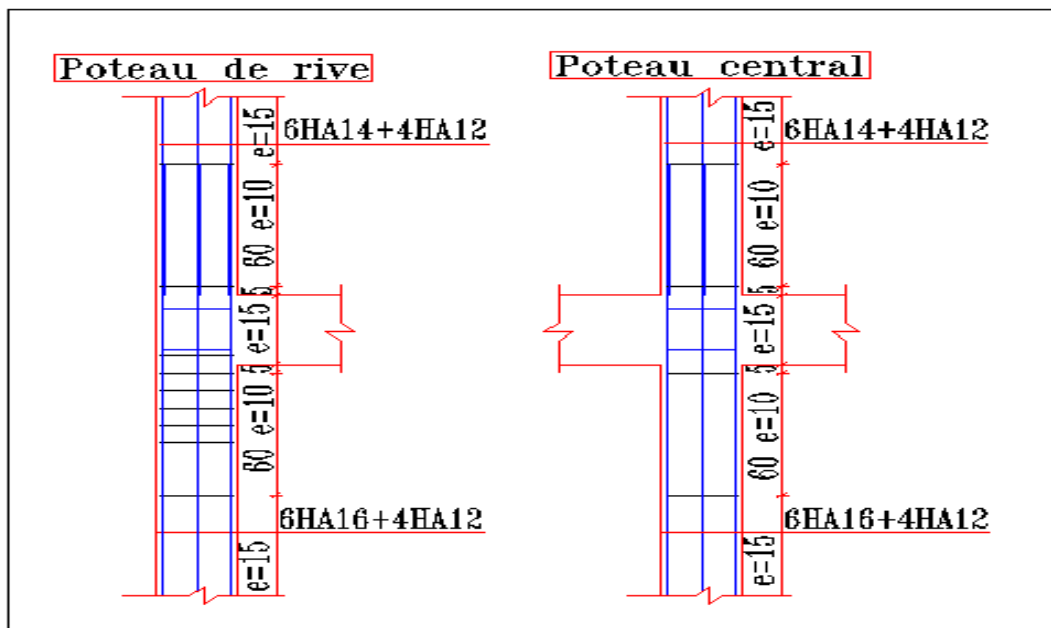
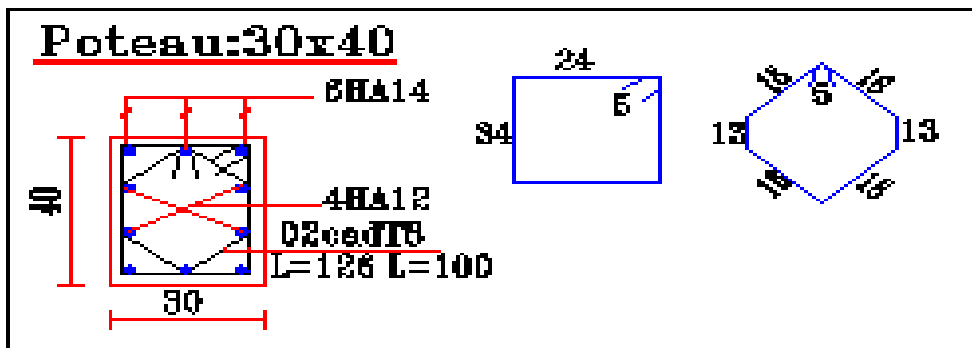
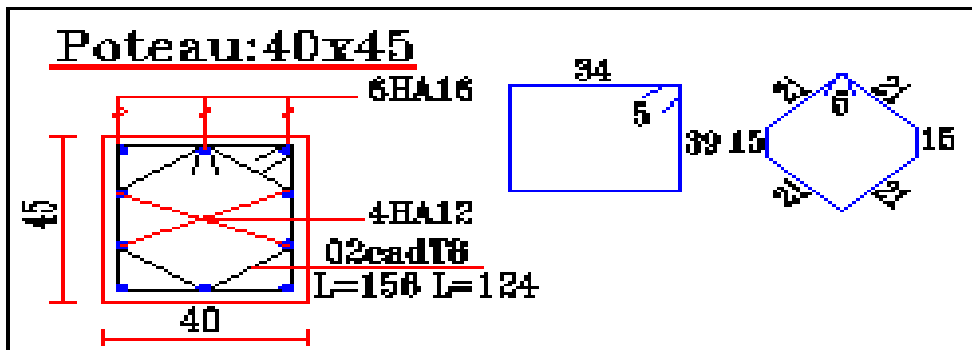


Figure VII.7 : Ferrailage des poteaux

VII.6 Etude du ferraillage des voiles :

VII.6.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et

Horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux

Surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux

Séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des

contraintes, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VII.6.2 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

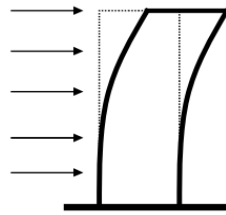


Fig. VII.8 : Comportement du voile comme une console

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

_ Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

_ Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

VII.6.3 Principes de dimensionnement des voiles

Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, pouvant se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une stabilité latérale.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, nous allons ferrailer par zone, car

on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre

de niveaux. Les zones sont définies comme suit :

- **Zone I** : RDC, 1^{ère} et 2^{ème} étages.
- **Zone II** : 3, 4 et 5^{ème} étages.

VII.6.4 Recommandation du RPA99/2003

VII.6.4.1 Prescription pour les aciers verticaux (A.7.7.4.1 RPA99/2003)

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

VII.6.4.2 Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

- **G+Q +E**
- **0,8G +E**

VII.6.5 Etude des sections en flexion composée :

Pour une section soumise à la flexion composée on a trois cas possibles :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « Formule de NAVIER BERNOULLI »

$$\sigma = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot y}{I}$$

N : effort normale agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

VII.6.5.1 : Section partiellement tendue (comprimée) :

Si $M > 0 \rightarrow \sigma_a < 0$ et $\sigma_b > 0$:

Section partiellement comprimée, partie inférieure tendue.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{\mu} = \frac{\sigma_b}{L - \mu} \leftrightarrow \mu = \frac{L \sigma_b}{\sigma_a + \sigma_b}$$

Si $M < 0 \rightarrow \sigma_a > 0$ et $\sigma_b < 0$:

VII.6.5.2 : Section partiellement comprimée ; partie inférieure comprimée

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{\mu} = \frac{\sigma_b}{L - \mu} \leftrightarrow \mu = \frac{L \sigma_b}{\sigma_a + \sigma_b}$$

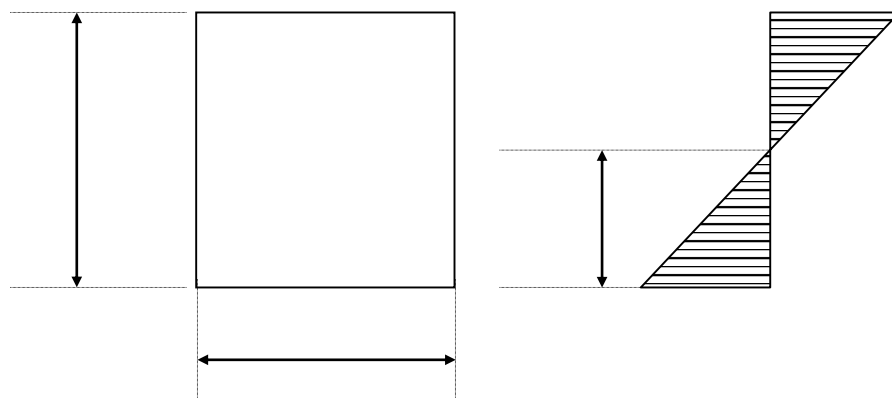


Figure VII.9 : Section partiellement tendue (comprimée)

-L'effort de traction dans la zone tendue est donné Par :

$$T = \frac{\sigma_a \mu b}{2}$$

-La section d'aciens nécessaire est donnée : $A_s = \frac{T}{f_e/\gamma_s}$

VII.6.5.3 Section entièrement comprimée (SEC)

Dans ce cas on a deux contraintes de compression (σ_A ; σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire est celle exigée par le RPA 99 (comme section minimale)

Est celle exigée par le RPA 99 (comme section minimale)

$$A = 0,0015L b$$

VII.6.5.4 : Section entièrement tendue (SET)

VII.7 : L'effort de traction est égale à : $T = 0.5(\sigma_b + \sigma_a)\mu b$

La section d'armatures est : $A_{s_c} = T / (f_e/\gamma_s)$

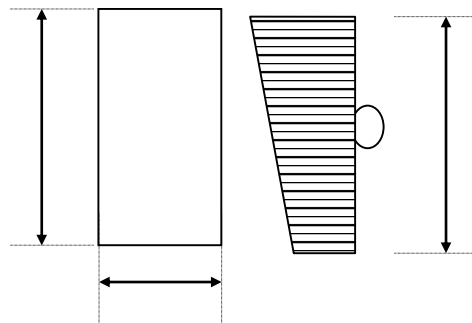


Figure VII.10 :

La méthode utilisée pour ferrailler les voiles, est la méthode de la **RDM**. Cette méthode se fait

Pour une bande de largeur d.

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les

Plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

Avec **B** : section du béton

I : moment d'inertie

V et **V'** : bras de levier

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) est données par :

L_t : la longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**).
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- Section entièrement comprimée : (**S.E.C**)

VII.7.1 Ferraillage :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur **d** tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} l_c \right)$$

Avec:

L_c : étant la largeur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma}{\dots}$$

h_e: étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Lt : la longueur de la zone tendue : Lt= L - Lc

En fonction des contraintes agissant sur la voile, trois cas peuvent se présenter

VII.8 Calcul les voiles plein V1 et V2 :

VII.8.1 Caractéristiques géométriques du voile :

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 0,2\text{m} \\ h = 3,30\text{m} \\ B = 0,2 \times 3,30 = 0,66\text{m}^2 \\ v = v' = \frac{L}{2} = \frac{3,30}{2} = 1,65\text{m} \\ I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{e \cdot h^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 3,30^3}{12} = 0,59895\text{m}^4 \end{array} \right.$$

VII.8.2 Vérification de la résistance du voile sous la combinaison

G+Q ±E :

Tab VII.4 : Sollicitation sous la combinaison G+Q_E sur voiles (V2 et V'2)

Cas défavorable :

- Epaisseur du voile : e = b = 0.20 m

Combinaison	N_{max} (KN)	M_{corp} (KN.m)
G+Q ∓ E	14775	31155

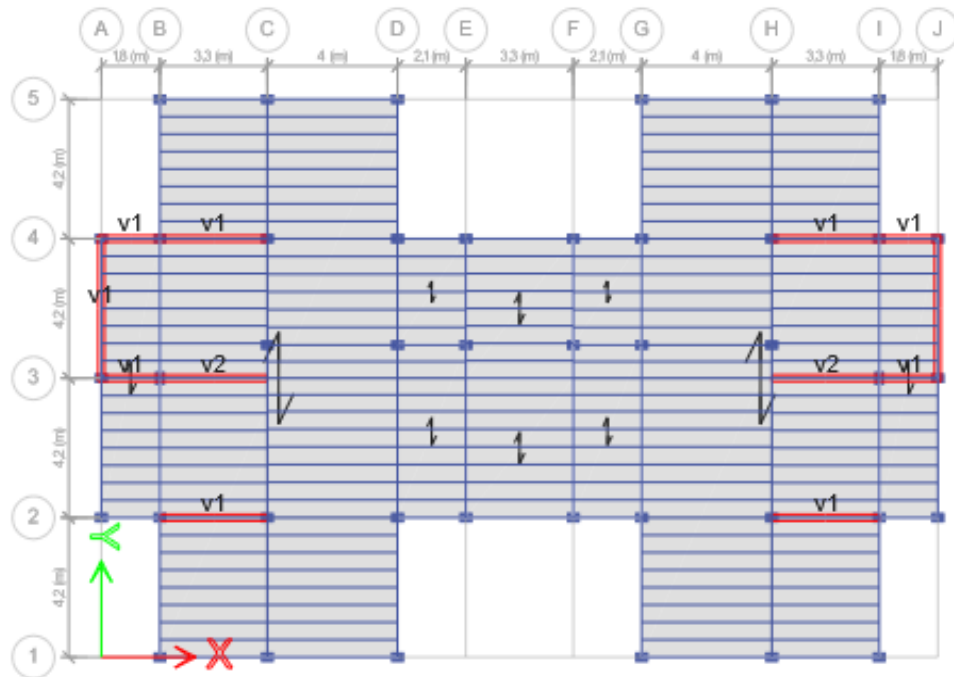


Figure VII.11 : disposition des voile

- Longueur de flambement :

Selon (DTR 2.42 Art 2.22) : $L_f = 0,85 \times h = 0,85 \times 3,30 = 2,805\text{m}$

- Élanement :

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{e \cdot L^3}{12} = \sqrt{\frac{0,2 \times 3,30^3}{12 \times 3,3 \times 0,20}} = 0,95$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,805}{0,95} = 2,96$$

- Coefficient α :

On a :

Pour $\lambda = 2,96 \leq 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{2,96}{35}\right)^2} = 0,85$$

VII.8.3 Section réduit :

$$Br = L*(e - 0,02) = 3,30x (0,2-0,02) = 0,594\text{cm}^2$$

VII.8.4 Section minimal d'aciers :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b .d .F_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 x (0,66x 10^{-3}) x 2,1}{400} = 0,80 x 10^{-4}\text{m}^2.$$

Donc il faut verifier que: $Nu \leq \overline{Nu}$

$$\overline{Nu} = \alpha \cdot \left(\frac{\beta_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) = 0,85 * \left[\frac{0,594 * 25}{0,9 * 1,5} + 0,80 * 10^{-4} * \frac{400}{1,15} \right]$$

$$\overline{Nu} = 244,70 \text{ MN} = 24470 \text{ kN}$$

$$Nu = 1470,75\text{KN} \leq \overline{Nu} = 24470 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

VII.8.5 Calcul des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times v = \frac{14775 \times 10^{-2}}{0,66} + \frac{31155 \times 10^{-2}}{0,6} \times 1,65 \Rightarrow \sigma_1 = \text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times v = \frac{14775 \times 10^{-2}}{0,66} - \frac{31155 \times 10^{-2}}{0,6} \times 1,65 \Rightarrow \sigma_2 = - 643,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = 1082,12 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_{min} = 1082,12 \text{ MPa} < 0 \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée (SPC)}$$

En utilisant la formule de « **Navier-Bernoulli** », on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables.

VII.8.6 : Longueur de la zone comprimée

$$L_c = L \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3,30 \times \frac{1082,12}{1082,12 + 643,40} = 2,08 \text{ m}$$

VII.8.7 Longueur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c = 3,30 - 2,08 = 1,22 \text{ m}$$

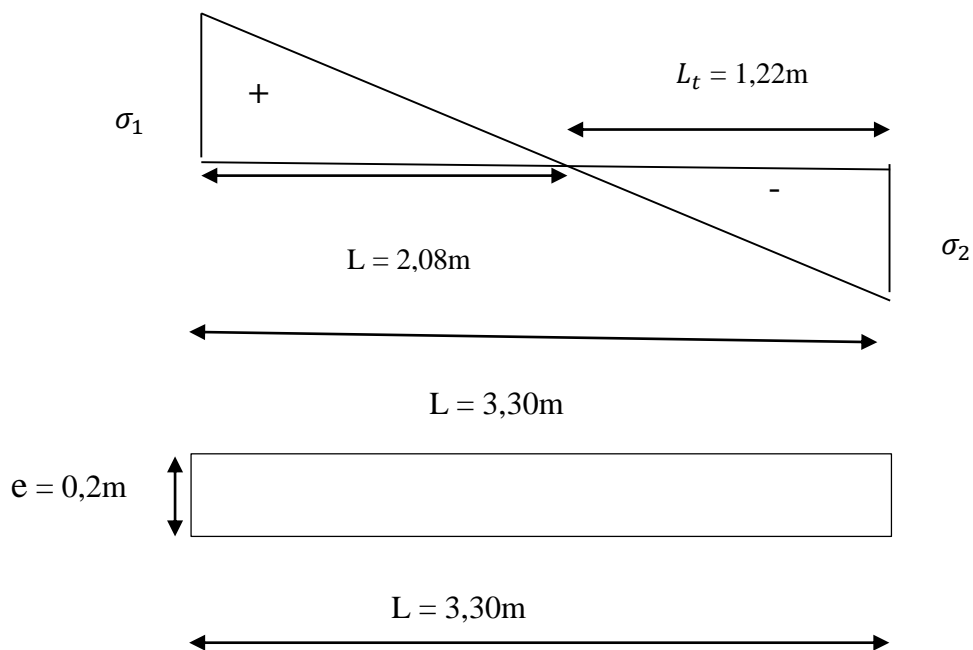


Figure VII.13 : Diagramme d'une section partiellement comprimée

VII.8.8 Largeur de la bande verticale d :

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \times l_c \right\} = \min \left\{ \frac{3,15}{2}; \frac{2}{3} \times 2,08 \right\}$$

$$d \leq \min \left\{ \frac{3,15}{2}; \frac{2}{3} \times 2,32 \right\}$$

$$d \leq \min \{1,65; 1,575\} \Rightarrow d \leq 1,575 \text{ m}$$

$$d = 1,57\text{m}$$

- bande 1 de longueur $d_1 = 0,54\text{m} < d$ (bande extrême)

- bande 2 de longueur $d_2 = L_t - d_1 = 1,22 - 1,57 = -0,35\text{m}$ (bande centrale)

VII.8.9 Calcule de σ_2'

$$\sigma_2' = \tan(\alpha) \times (L_t - d)$$

$$\tan(\alpha) = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{2,54}{0,78} = 3,25 \Rightarrow \sigma_2' = 3,25(0,78 - 1,54) \Rightarrow \sigma_2' = -2,47\text{MPa}$$

donc

$$I' = \frac{e \times d^3}{12} = \frac{0,2 \times 1,54^3}{12} = 0,032 \text{ m}^4$$

$$Y' = \frac{d}{2} = \frac{1,54}{2} = 0,77 \text{ m}^2$$

$$B' = e \times d = 0,20 \times 1,54 = 0,308 \text{ m}^2$$

$$N' = \frac{B'}{2} \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N' = \frac{0,308}{2} \times (-2,54 - 2,47) \Rightarrow N' = -0,77 \text{ KN.m}$$

$$M' = \frac{I'}{2 \times Y'} \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow M' = \frac{0,032}{2 \times 0,77} \times (-2,54 - 2,47) \Rightarrow M' = -0,104 \text{ KN.m}$$

VII.8.10 L'excentricité:

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = \frac{-0,104}{-0,77} = 0,135 \text{ m}$$

On pose $c = c' = 0,05 \text{ m}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c' \Rightarrow e_1 = \frac{1,54}{2} - 0,135 - 0,05 \Rightarrow e_1 = 0,585 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} - e_0 + c' \Rightarrow e_2 = \frac{1,54}{2} + 0,135 - 0,05 \Rightarrow e_2 = 1,635 \text{ m}$$

VII.8.11 Calcul les armatures :

$$A_s = \frac{N' \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{0,77 \times 1,635}{(0,585 + 1,635) \times 400} = 14,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N' \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{0,77 \times 0,585}{(0,585 + 1,635) \times 400} = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = A_s + A_s' = 14,17 + 5,08 = 19,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour 1 ml : } A_s = \frac{19,25}{3,10} = 6,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures minimales d'après le RPA 99 V 2003 :

Chapitre : VIII

Étude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges provenant de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extérieures.
- ✓ Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- ✓ Un moment qui peut être de grandeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

VIII.2 Les types de fondation : selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

VIII.2 1 Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

VIII.2 2 Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans les cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII .3 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1,3$ bars à 1m de profondeur.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol = 1,3 bars à 1m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.
- Ancrage $D = 1,00\text{m}$.

VIII .4 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Stabilité de l'ouvrage.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

VIII.5 Choix de fondation :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{ser-max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux de RDC.

On doit vérifier la condition suivante :

VIII. 5.1 Vérification de la semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal qui est obtenue à la base du poteau le plu sollicitée.

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

Conclusion :

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à adopté un

radier général comme type de fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation qui minimise la force pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VIII.6 Calcul du radier général nervuré :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

1. Rigide en sous plan horizontale.
 2. Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition Linéaire).
- Facilité de coffrage.
 - Rapidité d'exécution.
 - Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.6.1 Pré dimensionnement du radier :

VII.6.1.1 Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

VII.6.1.2 Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voiles :

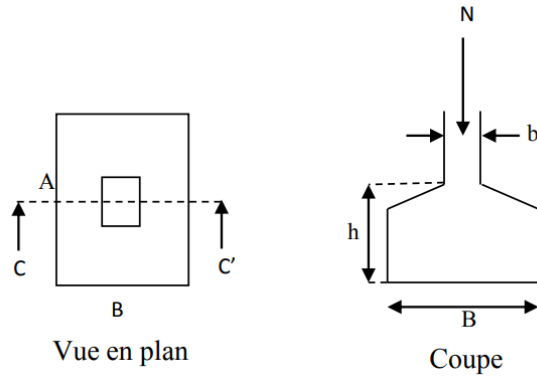


Figure VIII. 1: Schéma d'une semelle isolée.

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$A * B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

N_{ser} : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel ETABS.

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

$$N_{ser} = 31403,560 \text{ KNKN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.3 \text{ Bar}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = 2,80\text{m}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} * \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} B = 3\text{m}$$

$$A * B = 3 * 2.80 = 8,40\text{m}^2$$

$$8,40 * 17,20 = 144,48\text{m}^2$$

$$S_{semelle} = 144,48\text{m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} =$$

⇒

$$A * B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\blacksquare \quad = \frac{A}{B} = 1$$

Donc :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On a :

$$N_{ser} = 31403,5606 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,3 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow S_{semelle} = \frac{31403,5606 \times 10^{-3}}{1,3 \times 10^{-1}} = 241,57 \text{ m}^2$$

$S_{batiment}$: La surface totale du bâtiment.

$$S_{batiment} = a \times b = (26,00 \times 17,20) - [(10,8 + 1,8 \times 2)] \times 4,20 = 447,20 - 45,36$$

$$S_{batiment} = \mathbf{401,84 \text{ m}^2}$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{241,57}{401,84} = 0,60 \geq 50\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

On doit vérifier la condition suivante :

VIII.6.3 Etude de radier général :

Le choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise. Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures.

VIII.6.3.1 Pré dimensionnement de radier

1. La dalle :

A. Condition Forfaitaire

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{4,20}{20}$$

$$h_d = 21cm$$

On adopte $h = 30cm$

B. Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_{max} = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S_{radier}}$$

$$T_{max} = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S_{radier}}$$

$$N_u = 42955,3678KN$$

$$T_{max} = \frac{42955,3678 * 4,20}{2 * S_{radier}}$$

C. Calcul de S_{radier} :

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$S_{radier} \geq \frac{31403,5606 * 10^{-3}}{1.30 * 10^{-1}} = 241,56m^2$$

$$S_{Batiment} = 401,84m$$

$$S_{radier} = 241,56m^2 < S_{Batiment} = 401,84m^2$$

D. Calcul le débord :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h_d}{2}; 30cm \right\}$$

$$D \geq \max \left\{ \frac{30}{2}; 30cm \right\}$$

$$D = 50cm$$

$$P = 2 + (Lx + 2 + D + Ly) = 2 \times (26,00 + 2 \times 0,5 + 17,20) = 88,40m$$

$$S_{radier} = S_{Batiment} + D * P = 401,84 + (0,50 * 88,40) = 446,04 m^2$$

$$T_{max} = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S_{radier}} = \frac{42955,3678 * 10^{-3} * 4,20}{2 * 241,56} = 0,3734 MN = 373,4 KN$$

$$\frac{T_{max}}{b d} \leq 1,17$$

$$d \geq \frac{373,4 * 10^{-3}}{1,17} = 0,319 m = 31,90 cm$$

$$d = 0,9 * h_d$$

$$0,9 * h_d \geq 31,90cm \rightarrow h_d \geq \frac{31,90}{0,9} = 35,44 cm$$

$$h_d = 40cm$$

2- La nervure :

a. Condition Forfaitaire

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{4,20}{10} = 0,42 m$$

$$h_n = 50 cm$$

b. Condition de longueur élastique

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{a} * L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

$$E = 32164.20 \quad K = 40 \quad L_{max} = 4,20 \text{ m}$$

$$h_n = \sqrt[4]{\frac{L_{max}^4 * 48 * K}{E * \pi^4}}$$

$$h_n = \sqrt[4]{\frac{4.20^4 * 48 * 40}{32164.20 * 3.14^4}}$$

$$h_n = 70 \text{ cm}$$

VIII.6.3.2 Les caractéristiques géométriques du radier

Tableau VIII.1: Caractéristiques géométriques du radier

panneau	Lx	Ly	S	lgx	lgy	lgx+lgy
1	1,8	4,2	7,56	11,113	2,04	13,154
2	1,8	4,2	7,56	11,113	2,04	13,154
3	1,8	4,2	7,56	11,113	2,04	13,154
4	3,3	4,2	13,86	20,374	12,58	32,952
5	3,3	4,2	13,86	20,374	12,58	32,952
6	3,3	4,2	13,86	20,374	12,58	32,952
7	3,3	4,2	13,86	20,374	12,58	32,952
8	4	4,2	16,8	24,696	22,40	47,10
9	4	4,2	16,8	24,696	22,40	47,10
10	4	4,2	16,8	24,696	22,40	47,10
11	4	4,2	16,8	24,696	22,40	47,10
12	2,1	4,2	8,82	12,965	3,24	16,21
13	2,1	4,2	8,82	12,965	3,24	16,21
14	2,1	4,2	8,82	12,965	3,24	16,21
15	3,3	4,2	13,86	20,374	12,58	32,95
16	3,3	4,2	13,86	20,374	12,58	32,95
17	3,3	4,2	13,86	20,374	12,58	32,95
18	2,1	4,2	8,82	12,965	3,24	16,21
19	2,1	4,2	8,82	12,965	3,24	16,21
20	2,1	4,2	8,82	12,965	3,24	16,21

21	4	4,2	16,8	24,696	22,40	47,10
22	4	4,2	16,8	24,696	22,40	47,10
23	4	4,2	16,8	24,696	22,40	47,10
24	4	4,2	16,8	24,696	22,40	47,10
25	3,3	4,2	13,86	20,374	12,58	32,95
26	3,3	4,2	13,86	20,374	12,58	32,95
27	3,3	4,2	13,86	20,374	12,58	32,95
28	3,3	4,2	13,86	20,374	12,58	32,95
29	1,8	4,2	7,56	11,113	2,04	13,15
30	1,8	4,2	7,56	11,113	2,04	13,15
31	1,8	4,2	7,56	11,113	2,04	13,15

Tableau VIII.2: Le centre de gravité de radier

Panneau	S [m ²]	Xi[m]	Yi[m]	Xi*S	Yi*S
1	7,56	1,8	4,2	13,608	31,752
2	7,56	1,8	4,2	13,608	31,752
3	7,56	1,8	4,2	13,608	31,752
4	13,86	3,3	4,2	45,738	58,212
5	13,86	3,3	4,2	45,738	58,212
6	13,86	3,3	4,2	45,738	58,212
7	13,86	3,3	4,2	45,738	58,212
8	16,8	4	4,2	67,2	70,56
9	16,8	4	4,2	67,2	70,56
10	16,8	4	4,2	67,2	70,56
11	16,8	4	4,2	67,2	70,56
12	8,82	2,1	4,2	18,522	37,044
13	8,82	2,1	4,2	18,522	37,044
14	8,82	2,1	4,2	18,522	37,044
15	13,86	3,3	4,2	45,738	58,212
16	13,86	3,3	4,2	45,738	58,212
17	13,86	3,3	4,2	45,738	58,212
18	8,82	2,1	4,2	18,522	37,044
19	8,82	2,1	4,2	18,522	37,044
20	8,82	2,1	4,2	18,522	37,044
21	16,8	4	4,2	67,2	70,56
22	16,8	4	4,2	67,2	70,56
23	16,8	4	4,2	67,2	70,56
24	16,8	4	4,2	67,2	70,56
25	13,86	3,3	4,2	45,738	58,212
26	13,86	3,3	4,2	45,738	58,212
27	13,86	3,3	4,2	45,738	58,212

28	13,86	3,3	4,2	45,738	58,212
29	7,56	1,8	4,2	13,608	31,752
30	7,56	1,8	4,2	13,608	31,752
31	7,56	1,8	4,2	13,608	31,752

- **Le centre de gravité des masses du radier (infrastructure) :**

$$X_{Gr} = \frac{\sum X_i S_i}{\sum S_i} = \frac{1233,50}{385,14} = 3,202m$$

$$Y_{Gr} = \frac{\sum Y_i S_i}{\sum S_i} = \frac{1585,48}{385,14} = 4,18m$$

- **Le centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure) :**

$$X_{Gb} = \frac{M_Y}{F_Z} = \frac{403535,7537}{27666,4876} = 14,58m$$

$$Y_{Gb} = \frac{M_X}{F_Z} = \frac{268307,2086}{27666,4876} = 9,69m$$

- **Détermination de l'excentricité :**

$$e_x = / X_{Gb} - X_{Gr} / = / 14,58 - 3,20 / = 11,38m$$

$$e_y = / Y_{Gb} - Y_{Gr} / = / 9,69 - 4,18 / = 5,51m$$

$$D_x = X_{Gr} - X_i \text{ et } D_y = Y_{Gr} - Y_i$$

$$I_{rx} = I_{gx} + S_i * D^2$$

$$I_{ry} = I_{gy} + S_i * D^2$$

Tableau VIII .3: Le moment d'inertie de radier.

Panneau	S[m ²]	D _x [m]	D _y [m]	I _{xx} [m ⁴]	I _{yy} [m ⁴]
1	7,56	2,38	0,02-	53,936064	2,044224
2	7,56	2,38	0,02-	53,936064	2,044224
3	7,56	2,38	0,02-	53,936064	2,044224
4	13,86	0,88	0,02-	31,107	12,583494
5	13,86	0,88	0,02-	31,107384	12,583494
6	13,86	0,88	0,02-	31,107384	12,583494
7	13,86	0,88	0,02-	31,107384	12,30075
8	16,8	0,18	0,02-	25,24032	22,40672
9	16,8	0,18	0,02-	25,24032	22,40672
10	16,8	0,18	0,02-	25,24032	22,40672
11	16,8	0,18	0,02-	25,24032	22,40672
12	8,82	2,08	0,02-	51,124248	3,244878
13	8,82	2,08	0,02-	51,124248	3,244878
14	8,82	2,08	0,02-	51,124248	3,244878
15	13,86	0,88	0,02-	31,107384	12,583494
16	13,86	0,88	0,02-	31,107384	12,583494
17	13,86	0,88	0,02-	29,6377805	12,583494
18	8,82	2,08	0,02-	51,124248	3,244878
19	8,82	-0,02	0,02-	12,968928	3,244878
20	8,82	2,08	0,02-	51,124248	3,06495
21	16,8	2,08	0,02-	97,37952	22,40672
22	16,8	2,08	0,02-	97,37952	22,40672
23	16,8	2,08	0,02-	97,37952	22,40672
24	16,8	2,08	0,02-	80,338104	22,40672
25	13,86	0,88	0,02-	31,107384	12,583494
26	13,86	0,88	0,02-	31,107384	12,583494
27	13,86	0,88	0,02-	31,107384	12,583494
28	13,86	0,88	0,02-	31,107384	12,583494
29	7,56	-0,02	0,02-	11,116224	2,044224
30	7,56	-0,02	0,02-	11,116224	2,044224
31	7,56	-0,02	0,02-	11,116224	2,044224

VIII.6.3.3 Détermination des charges et des surcharges

$$N = G_{rad} + G_{ner} + G_{sol} + G_{bat} + Q_{bat}$$

$$G_{rad} = S_{rad} * \gamma_{beton} * h = 446,04 * 25 * 0.30 = 3345,3 KN$$

$$G_{ner} = S_{ner} * \gamma_{beton} * h$$

- Calcul S_{ner} :

Sens X :

$$S_{nerx} = 59,28 * 25 * 0,70 = 34.28 m^2$$

Sens-Y :

$$S_{nery} = (3.85 * 0.5 * 6) + (4.35 * 0.5 * 6) = 24.6 m^2$$

$$S_{ner} = 58.88 m^2$$

$$G_{ner} = 58.88 * 25 * 0.40 = 588.8 KN$$

$$G_{sol} = \gamma_m * (S_{rad} * h_{terre} - (V_{rad} + V_{ner}))$$

$$V_{rad} = S_{rad} * h_{rad} = 237.68 * 0.30 = 71.30$$

$$V_{ner} = S_{ner} * (h_{ner} - h_{rad}) = 58.88 * (0.7 - 0.3)$$

$$V_{ner} = 23.55$$

$$G_{sol} = 18 * (237.68 * 2.4 - (71.30 + 23.55))$$

$$G_{sol} = 8560.48 KN$$

$$G_{Bat} = 19367.0211KN$$

$$Q_{Bat} = 3201.92 KN$$

$$N = 1782.6 + 588.8 + 8560.48 + 19367.0211 + 3201.92$$

$$N = 33500.82 KN$$

VIII.6.3.4 Les vérifications

VIII.6.3.4.1 Vérification de poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 * \mu_c * h_t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $N_u = 1916.62KN$

$$\mu_c = (a + b + 2h) * 2$$

$$\mu_c = (0.45 + 0.50 + 2 * 0.70) * 2 = 4.70$$

$$0.045 * 4.70 * 0.70 * \frac{28}{1.5} * 10^3 = 2467.5KN$$

$$1916.62KN < 2467.5KN \dots \dots \dots CV$$

Donc ; Il n'y a pas de risque de poinçonnement

VIII.6.3.4.2 Vérification de stabilité au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Sens X :

$$X_e = \frac{M_y}{N} = \frac{252792.99}{22568.94} = 11.20 \text{ m}$$

$$e_x = 11.27 - 11.20 = 0.07 \text{ m}$$

$$e_x = 0.07 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{22.4}{4} = 5.6 \text{ m} \dots \dots \dots CV$$

Sens-Y :

$$Y_e = \frac{M_x}{N} = \frac{105336.33}{22568.94} = 4.67 \text{ m}$$

$$e_y = 4.88 - 4.67 = 0.21 \text{ m}$$

$$e_y = 0.21 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{9.2}{4} = 2.3 \text{ m} \dots \dots \dots CV$$

VIII.6.3.4.3 Vérification des contraintes dans le sol :

$$\sigma_{sous \ radier} \leq 1.5\bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sous \ radier} = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{33500.82}{237.68} * 10^{-2} = 1.41Bar$$

$$\sigma_{sous \ radier} = 1.41Bar \leq 1.5\bar{\sigma}_{sol} = 1.75 * 1.75 = 2.63 \dots \dots \dots CV$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} x_G \leq 1.5 \overline{\sigma_{sol}} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_{xx}}{I_{xx}} x_G \leq 1.5 \overline{\sigma_{sol}} \\ \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$

Sens X :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{33500.82 \times 10^{-3}}{237.68} + \frac{2345.06 \times 10^{-3}}{9684.83} \times 11.27 \\ \sigma_2 = \frac{33500.82 \times 10^{-3}}{237.68} - \frac{2345.06 \times 10^{-3}}{9648.83} \times 11.27 \\ \sigma_{moy} = \frac{3 \times 1.44 + 1.38}{4} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1.44 \text{ bar} \leq 2.63 \text{ bar} \\ \sigma_2 = 1.38 \text{ bar} \leq 2.63 \text{ bar} \\ \sigma_{moy} = 1.42 \text{ bar} \leq 2.63 \text{ bar} \end{cases}$$

Sens-Y :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{33500.82 \times 10^{-3}}{237.68} + \frac{2010.05 \times 10^{-3}}{1640.05} \times 11.27 \\ \sigma_2 = \frac{33500.82 \times 10^{-3}}{237.68} - \frac{2010.05 \times 10^{-3}}{1640.05} \times 11.27 \\ \sigma_{moy} = \frac{3 \times 1.47 + 1.35}{4} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1.47 \text{ bar} \leq 2.63 \text{ bar} \\ \sigma_2 = 1.35 \text{ bar} \leq 2.63 \text{ bar} \\ \sigma_{moy} = 1.44 \text{ bar} \leq 2.63 \text{ bar} \end{cases}$$

Donc,

La stabilité de la structure est assurée dans les deux directions

VIII.6.3.4.4 Vérification de l'effet de sous pression :

$$W_{tot} \geq F_s * \gamma_w * Z * S_{radier}$$

$$S_{radier} = 237.68m^2 \quad Z = 2.40m \quad \gamma_w = 10 \text{ KN}/m^3 \quad F_s = 1.5$$

VIII.6.3.5 Calcul le poids Total :

$$W_{tot} = W_{batiment} + W_{radier}$$

$$W_{radier} = S_{radier} * \gamma_{beton} * h_{radier} = 237.68 * 25 * 0.30 = 1782.6 \text{ KN}$$

$$W_{tot} = 1782.6 + 20014.24 = 21796.84 \text{ KN}$$

$$F_s * \gamma_w * Z * S_{radier} = 1.5 * 10 * 2.40 * 237.68 = 8556.48 \text{ KN}$$

$$21796.84 \text{ KN} > 8556.48 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

⇒ Il n'a pas de risque de soulèvement

VIII.6.3.6 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{d * b}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c_{28}} ; 4 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{283.21 * 10^{-3}}{1 * 0.9 * 0.30} = 1.05 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.05 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

VIII.6.4 Calcul le ferrailage :

- Evaluation des charges :

ELU :

$$q_u = \frac{N_{ubâtiment} + 1.35 * N_{radier}}{S_{radier}} = \frac{30948.35 + 1.35 * 1782.6}{237.68} = 140.34 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = \frac{N_{sbatiment} + N_{radier}}{S_{radier}} = \frac{22568.94 + 1782.6}{237.68} = 102.46 \text{ KN/m}^2$$
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.35}{4.35} = 1$$

Donc la dalle porte dans deux sens

VIII.6.4 Calcul les sollicitations :

ELU ($\nu = 0$) :

- $\mu_x = 0.0368$
- $\mu_y = 1.000$

ELS ($\nu = 0.2$) :

- $\mu_x = 0.0442$
- $\mu_y = 1.000$

VIII.6.5 Calcul les moments isostatiques :

ELU :

$$M_{o_x} = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0368 * 140.34 * 4.35^2 = 97.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{o_y} = \mu_y * M_{o_x} = 1 * 97.73 = 97.73 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{o_x} = \mu_x * q_s * l_x^2 = 0.0442 * 102.46 * 4.35^2 = 85.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{o_y} = \mu_y * M_{o_x} = 1 * 85.69 = 85.69 \text{ KN.m}$$

VIII.6.6 Calcul les sollicitations sur appuis et travée :

ELU :

Appuis

$$M_{a_x} = -0.5 * M_{o_x} = -0.5 * 97.73 = -48.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_y} = -48.97 \text{ KN.m}$$

Travée

$$M_{t_x} = 0.75 * M_{o_x} = 0.75 * 97.73 = 73.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 73.30 \text{ KN.m}$$

ELS :

Appuis

$$M_{a_x} = -0.5 * M_{o_x} = -0.5 * 85.69 = -42.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_y} = -0.5 * 85.69 = -42.85 \text{ KN.m}$$

Travée

$$M_{t_x} = 0.75 * M_{o_x} = 0.75 * 85.69 = 64.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 64.27 \text{ KN.m}$$

VIII.6.7 Calcul les sections d'armatures :

ELU :

Travée

$$\mu = \frac{M_{t_u}}{d^2 * b * f_{bc}} = \frac{73.30 * 10^{-3}}{0.24^2 * 1 * 14.2} = 0.09$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.09}) = 0.118$$

$$A_s = \frac{0.8 * \alpha * b * d * f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 * 0.118 * 100 * 24 * 14.2}{348} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Appuis

$$\mu = \frac{M_{au}}{d^2 * b * f_{bc}} = \frac{48.87 * 10^{-3}}{0.24^2 * 1 * 14.2} = 0.06$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.06}) = 0.08$$

$$A_s = \frac{0.8 * \alpha * b * d * f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 * 0.08 * 100 * 24 * 14.2}{348} = 6.26 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{minx} = 0.0008 * \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) * b * h = 0.0008 * \left(\frac{3 - 1}{2}\right) * 100 * 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = 0.0008 * b * h = 0.0008 * 100 * 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

- **La section adoptée**

En travée :

$$A_s = \max\{A_{s_{calculé}}; A_{smin}\} = \max\{9.24 \text{ cm}^2; 2.40 \text{ cm}^2\} = 9.24 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10HA12 = 11.3 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max\{A_{s_{calculé}}; A_{smin}\} = \max\{6.27 \text{ cm}^2; 2.40 \text{ cm}^2\} = 6.27 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 = 6.97 cm²

- **Espacement des armatures :**

Travée

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Appuis

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armature transversale :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

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

$$T_u = \frac{q_u * l_x * l_y}{2l_y + l_x} = \frac{140.34 * 4.35 * 4.35}{2 * 4.35 + 4.35} = 203.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{203.5 * 10^{-3}}{1 * 0.9 * 0.30} = 0.75 \text{ MPa}$$

VIII.6.7 Vérification à ELS

- En travée

Dans le béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Dans l'acier : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} * f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = 201.64 \text{ MPa}$

$$b * y^2 + 30 * (A_s + A'_s) * y - 30 * (d * A_s + d' * A'_s) = 0$$

Donc :

$$b * y^2 + 30 * (A_s) * y - 30 * (d * A_s) = 0$$

$$100 * y^2 + 30 * (11.3) * y - 30 * 24 * 11.30 = 0$$

$$100y^2 + 339y - 8136 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 * a * c = 339^2 - 4 * 100 * (-8136)$$

$$\Delta = 3369321$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-339 - \sqrt{3369321}}{2 * 100} = -10.87 \text{ m}$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-339 + \sqrt{3369321}}{2 * 100} = 7.48 \text{ m}$$

- **Calcul le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * [A_s * (d - y)^2 + A'_s * (d' - y)^2]$$

$$I = \frac{100 * 7.48^3}{3} + 15 * (11.30 * (24 - 7.48)^2)$$

$$I = 60208.21 \text{ cm}^4$$

• **Coefficient k :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{64.27 * 10^{-3}}{60208.61 * 10^{-8}} = 106.75$$

$$\sigma_{bc} = K * Y_{ser} = 106.75 * 7.48 * 10^{-2} = 7.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 15 * k * (d - Y_{ser}) = 15 * 106.75 * (0.24 - 0.0748)$$

$$\sigma_s = 264.53 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

On redimensionne la section sur travée :

$$\mu_{ser} = \frac{15 * M_{ser}}{b * d^2 * \bar{\sigma}_s}$$

$$\mu_{ser} = \frac{15 * 64.27 * 10^{-3}}{1 * 0.24^2 * 201.67} = 0.083$$

On a:

$$\alpha^3 + 3\alpha^2 - 6M_{ser} * (\alpha - 1)$$

La solution :

$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{7.48}{24} = 0.31$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s * d * \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

$$A_s = \frac{64.27 * 10^{-3}}{201.64 * 0.24 * \left(1 - \frac{0.31}{3}\right)} = 14.81 \text{ cm}^2$$

On adopte : $10HA14 = 15.40cm^2$

- En Appuis

Dans le béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 MPa$

Dans l'acier : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} * f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = 201.64 MPa$

$$b * y^2 + 30 * (A_s + A'_s) - 30 * (d * A_s + d' * A'_s) = 0$$

Donc :

$$b * y^2 + 30 * (A_s) * y - 30 * (d * A_s) = 0$$

$$100 * y^2 + 30 * (6.79) * y - 30 * 24 * 6.79 = 0$$

$$100y^2 + 203.7y - 4888.8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 * a * c = 203.7^2 - 4 * 100 * (-4888.8)$$

$$\Delta = 1997013.69$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-339 - \sqrt{1997013.69}}{2 * 100} = -7.57 m$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-339 + \sqrt{1997013.69}}{2 * 100} = 6.57 m$$

- Calcul le moment d'inertie

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * [A_s * (d - y)^2 + A'_s * (d' - y)^2]$$

$$I = \frac{100 * 6.57^3}{3} + 15 * (6.79 * (24 - 6.57)^2)$$

$$I = 40395.64 cm^4$$

- Coefficient k :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{42.85 * 10^{-3}}{40395.64 * 10^{-8}} = 106.08$$

$$\sigma_{bc} = K * Y_{ser} = 106.08 * 6.57 * 10^{-2} = 6.97 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.97 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots CV$$

$$\sigma_s = 15 * k * (d - Y_{ser}) = 15 * 106.08 * (0.24 - 0.0657) = 277.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 277.35 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

- On redimensionne la section sur appuis

$$\mu_{ser} = \frac{15 * M_{ser}}{b * d^2 * \bar{\sigma}_s}$$

$$\mu_{ser} = \frac{15 * 42.85 * 10^{-3}}{1 * 0.24^2 * 201.64} = 0.055$$

On a :

$$\alpha^3 + 3\alpha^2 - 6M_{ser} * (\alpha - 1)$$

La solution :

$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{6.57}{24} = 0.27$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s * d * \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

$$A_s = \frac{42.85 * 10^{-3}}{201.64 * 0.24 * \left(1 - \frac{0.27}{3}\right)} = 9.73 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$10HA12 = 11.30 \text{ cm}^2$$

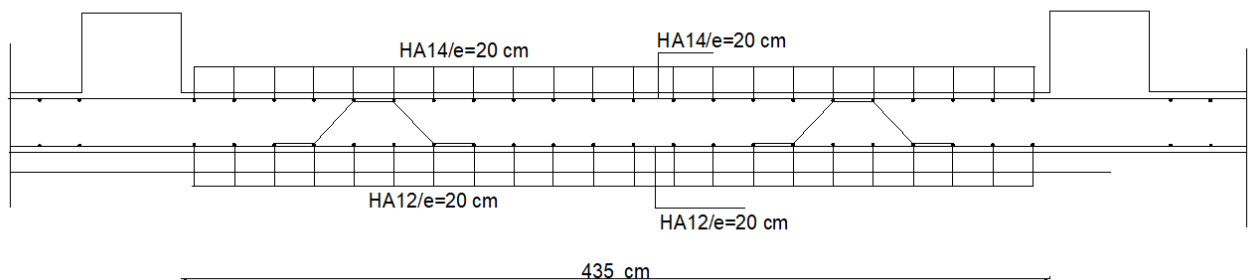


Figure VIII. 2 Schéma de ferrailage de la Dalle du radier.

VIII.6.8 Calcul le débord :

$$M_{max} = \frac{q_u * l^2}{2} = \frac{140.35 * 0.5^2}{2} = 17.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{d^2 * b * f_{bc}} = \frac{17.54 * 10^{-3}}{0.24^2 * 1 * 14.2} = 0.02$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.02}) = 0.025$$

$$A_s = \frac{0.8 * b * d * \alpha * f_{bc}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.8 * 100 * 24 * 0.025 * 14.2}{348} = 1.96 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 24 * 100 * 2.1}{400} = 2.90 \text{ cm}^2$$

Section adopté :

$$A_s = \max\{A_{scalculé}; A_{smin}\}$$

$$A_s = \max\{1.96 \text{ cm}^2; 2.90 \text{ cm}^2\}$$

$$A_s = 2.90 \text{ cm}^2$$

On adopte :

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

- **La contrainte tangentielle :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{140.35 * 0.50 * 10^{-3}}{1 * 0.24} \quad \tau_u = 0.29 \text{ MPa}$$

- **La contrainte tangentielle maximale :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

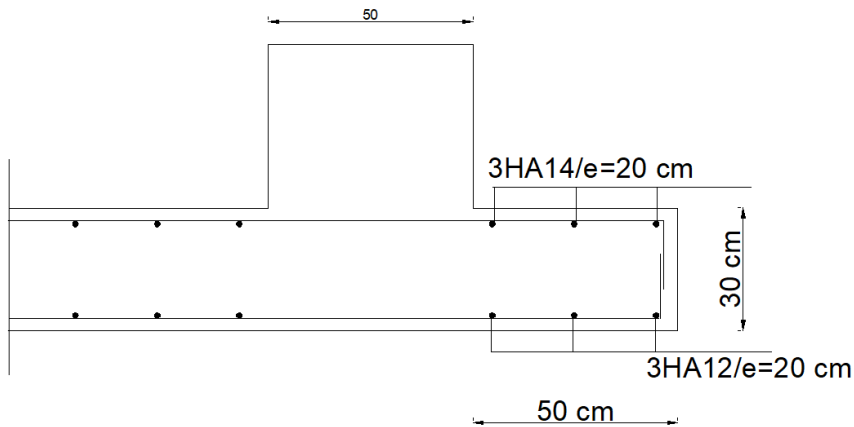


Figure VIII.3: Schéma de ferrailage de debtors.

VIII.6.9 : Etude des nervure

VIII.6.9.1 Définition

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation. Dans ce cas, on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

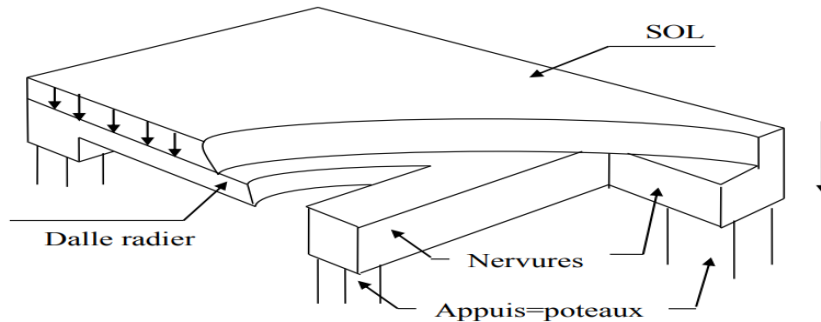


Figure VIII.4: La poutre nervure dans infrastructure.

VIII.6.9.2 Evaluation des charges :

$$P_{triangulaire} = \frac{1}{3} * q * L$$

$$P_{trapiz} = \frac{q * L}{2} * \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right)$$

Sens X :

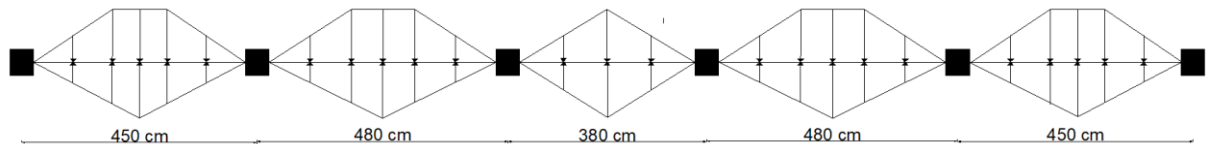


Figure VIII.5: Les charges revenant à la nervure sens X.

ELU :

Tableau VIII.4: Charges de la nervure à L'ELU sens X.

Travée	q_u [KN/m ²]	L[m]	ρ	P_{trian} [KN]	P_{trap} [KN]	P_{tot} [KN]
1	140.34	4.05	0.97	189.46	195.06	384.52
2	140.34	4.35	0.91	203.49	220.98	424.48
3	140.34	3.35	/	156.71	/	313.43
4	140.34	4.05	0.97	189.46	195.06	384.52
5	140.34	4.35	0.91	203.49	220.98	424.48
						386.28

ELS :

Tableau VIII. 1: Charges de la nervure à L'ELS sens X.

Travée	q_s [KN/m ²]	L[m]	ρ	P_{trian} [KN]	P_{trap} [KN]	P_{tot} [KN]
1	102.46	4.05	0.97	138.32	142.41	280.73
2	102.46	4.35	0.91	148.57	161.34	309.90
3	102.46	3.35	/	114.41	/	228.83
4	102.46	4.05	0.97	138.31	142.41	280.73
5	102.46	4.35	0.91	148.57	161.34	309.90
						282.02

● Sens Y :

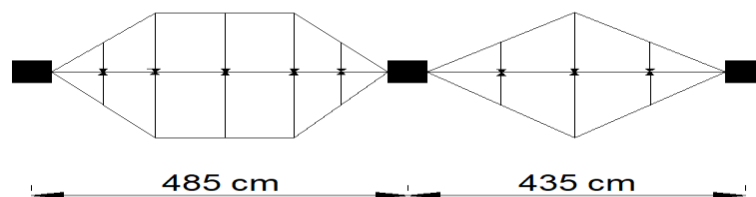


Figure VIII.6: Les charges revenant à la nervure sens Y.

ELU :

Tableau VIII.6: Charges de la nervure à L'ELU sens Y

Travée	q_u [KN/m ²]	L[m]	ρ	P_{trian} [KN]	P_{trap} [KN]	P_{tot} [KN]
A	140.34	3.85	/	180.10	/	360.21
B	140.34	4.35	0.93	/	204.13	434.48
						397.34

ELS :

Tableau VIII.7: Charges de la nervure à L'ELS sens Y.

Travée	q_s [KN/m ²]	L[m]	ρ	P_{trian} [KN]	P_{trap} [KN]	P_{tot} [KN]
A	102.46	3.85	/	131.49	/	262.98
B	102.46	4.35	0.93	/	158.60	317.21
						290.09

VIII.6.9.3 Calcul des sollicitations :

- **Les moments isostatiques :**

Travée A

$$M_0 = \frac{P * L^2}{8} = \frac{397.40 * 3.85^2}{8} = 736.31 \text{ KN.m}$$

Travée B

$$M_0 = \frac{P * L^2}{8} = \frac{397.40 * 4.35^2}{8} = 939.98 \text{ KN.m}$$

- **Les Moment sur appuis de rive :**

$$M_a = 0.15 * M_0 = 0.15 * 736.31 = 110.45 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.15 * M_0 = 0.15 * 939.98 = 141.00 \text{ KN.m}$$

- **Le Moment sur appuis intermédiaire :**

$$M_a = \frac{p_w * L'^3_w + p_e * L'^3_e}{8.5 * (L'_w + L'_e)} = \frac{397.40 * 3.85^3 + 397.40 * 4.35^3}{8.5 * (3.85 + 4.35)} = -794.68 \text{ KN.m}$$

VIII.6.9.4 Calcul l'effort Tranchant :

Travée A :

$$V_{wA} = \frac{M_{a0} - M_{a1}}{L} - \frac{p * L}{2} = \frac{-110.45 + 794.68}{3.85} - \frac{397.40 * 3.85}{2} = -587.27 \text{ KN}$$

$$V_{eA} = V_{w1} + P * L = -587.27 + 397.40 * 3.85 = 942.72 \text{ KN}$$

Travée B :

$$V_{wB} = \frac{M_{a0} - M_{a1}}{L} - \frac{p * L}{2} = \frac{-794.68 + 141.00}{4.35} - \frac{397.40 * 4.35}{2} = -1014.62 \text{ KN}$$

$$V_{eB} = V_{w1} + P * L = -1014.62 + 397.40 * 4.35 = 714.07 \text{ KN}$$

- Calcul les moments en travée :

Travée A :

$$X_{OA} = -\frac{V_w}{p} = \frac{587.27}{397.40} = 1.48 \text{ m}$$

$$M_{max_{TA}} = M_a - V_{wA} * X_{OA} - p * \frac{X_{OA}^2}{2} = -110.45 + 587.27 * 1.48 - 397.40 * \frac{1.48^2}{2}$$

$$M_{max_{TA}} = 323.40 \text{ KN.m}$$

Travée B :

$$X_{OB} = -\frac{V_w}{p} = \frac{1014.62}{397.40} = 2.55 \text{ m}$$

$$M_{max_{TB}} = M_a - V_{wA} * X_{OA} - p * \frac{X_{OA}^2}{2} = -794.68 + 1014.62 * 2.55 - 397.40 * \frac{2.55^2}{2}$$

$$M_{max_{TB}} = 500.55 \text{ KN.m}$$

VIII.6.9.4 Calcul le ferrailage :

ELU :

$$\begin{cases} \text{Moment sur Appuis } M_a = 794.68 \text{ KN.m} \\ \text{Moment en travée } M_t = 500.55 \text{ KN.m} \\ \text{Effort tranchant } T_{max} = 1014.62 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} \text{Moment sur Appuis } M_a = 580.09 \text{ KN.m} \\ \text{Moment en travée } M_t = 345.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VIII.6.9.5 : Calcul les sections d'armatures :

En Travée :

$$d = 0.8 * h = 0.8 * 70 = 56 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{500.55 * 10^{-3}}{0.5 * 0.56^2 * 14.2} = 0.225$$

$$\mu = 0.225 < 0.392 \dots \dots \dots A'_s = 0$$

$$\mu = 0.225 > 0.186 \dots \dots \dots \text{PivotA}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.225}) = 0.323$$

$$B_u = 0.8\alpha = 0.8 * 0.323 = 0.258$$

$$A_s = B_u * d * b * \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.258 * 56 * 50 * \frac{14.2}{348} = 29.47 \text{ cm}^2$$

Sur Appuis :

$$d = 0.8 * h = 0.8 * 70 = 56 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{794.68 * 10^{-3}}{0.5 * 0.56^2 * 14.2} = 0.357$$

$$\mu = 0.357 < 0.392 \dots \dots \dots A'_s = 0$$

$$\mu = 0.357 > 0.186 \dots \dots \dots \text{PivotA}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.357}) = 0.582$$

$$B_u = 0.8\alpha = 0.8 * 0.582 = 0.466$$

$$A_s = B_u * d * b * \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.466 * 56 * 50 * \frac{14.2}{348} = 53.24 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{S_{min}} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En Appuis

$$A_{S_{min}} = 0.23 * 50 * 56 * \frac{2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Sur Travée

$$A_{S_{min}} = 0.23 * 50 * 56 * \frac{2.1}{400} = 3.38cm^2$$

- **Section minimale des aciers selon le RPA99/2003 :**

$$A_{S_{RPA}} = 0.5\% * b * h$$

En Appuis

$$A_{S_{RPA}} = 0.5\% * 50 * 70 = 17.5cm^2$$

Sur Travée

$$A_{S_{RPA}} = 0.5\% * 50 * 70 = 17.5cm^2$$

- **Section adoptée :**

$$A_s = \max(A_s ; A_{S_{min}} ; A_{S_{RPA}})$$

En Appuis

$$A_s = \max(53.24cm^2 ; 3.38cm^2 ; 17.5cm^2)$$

$$A_s = 53.24cm^2$$

On adopte : 12HA25 = 58.92cm²

En Travée

$$A_s = \max(26.96cm^2 ; 3.38cm^2 ; 17.5cm^2)$$

$$A_s = 29.47cm^2$$

On adopte : 8HA20 + 4HA16 = 33.16 cm²

- **Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003) :**

- **En Appuis :**

-Zone courante :

$$A_{S_{max}} = 0.04 * b * h = 0.04 * 50 * 70 = 140cm^2$$

$$A_s = \leq A_{S_{max}} = 140cm^2$$

-Zone de recouvrement :

$$A_{S_{max}} = 0.06 * b * h = 0.06 * 50 * 70 = 210cm^2$$

$$A_s = \leq A_{s_{max}} = 210cm^2$$

Sur Travée

-Zone courante :

$$A_{s_{max}} = 0.04 * b * h = 0.04 * 50 * 70 = 140cm^2$$

$$A_s = \leq A_{s_{max}} = 140cm^2$$

-Zone de recouvrement :

$$A_{s_{max}} = 0.06 * b * h = 0.06 * 50 * 70 = 210cm^2$$

$$A_s = \leq A_{s_{max}} = 210cm^2$$

- Armatures transversales

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{70}{35}; \frac{50}{10}; \phi_t\right)$$

- Calcul de l'espacement

D'après le CBA93 : l'espacement minimal des cadres est donné par la formule :

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(0.9 * 56 ; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(50.4 cm ; 40cm)$$

$$S_t = 20cm$$

D'après le RPA99/2003 : l'espacement minimal des cadres en :

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{70}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min(17.5cm ; 12\phi_l)$$

-En dehors de la zone nodale :

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

$$S_t \leq \frac{70}{2} = 35cm$$

$$S_t = 20cm$$

- Longueur de recouvrement

$$L = 40\phi_t$$

$$L = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}$$

- Section minimale des aciers transversaux

$$A_t \geq 0.003 * S_t * b$$

-Zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 * 10 * 50$$

$$A_t = 1.5 \text{ cm}^2$$

-En dehors de la zone nodale

$$A_t \geq 0.003 * 20 * 50$$

$$A_t = 3 \text{ cm}^2$$

On prend : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

VIII.6.9.6 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1)

Il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu-préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} = \frac{936.75 * 10^{-3}}{0.56 * 0.50} = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

On augmente la contrainte admissible de cisaillement en opérant une rotation des armatures transversales d'un angle de 45°

Donc la contrainte admissible de cisaillement est telle que :

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right] = 4.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

VIII.6.9.7 Vérification à ELS

Il faut vérifier ce qui suit :

Pour le béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_s = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = 201.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * k * (d - y)$$

▪ En Travée

$$b * y^2 + 30 * (A_s + A'_s) * y - 30 * (d * A_s + d' * A'_s) = 0$$

Donc

$$b * y^2 + 30 * (A_s) * y - 30 * (d * A_s) = 0$$

$$50 * y^2 + 30 * (33.16) * y - 30 * 56 * 33.16 = 0$$

$$50y^2 + 994.8y - 55708.8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 * a * c = 994.8^2 - 4 * 50 * (-55708.8)$$

$$\Delta = 12131387.04$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-994.8 - \sqrt{12131387.04}}{2 * 50} = -44.77 \text{ cm}$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-994.8 + \sqrt{12131387.04}}{2 * 50} = 24.88 \text{ cm}$$

Calcule le moment d'inertie

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * [A_s * (d - y)^2 + A'_s * (d' - y)^2]$$

$$I = \frac{50 * 24.88^3}{3} + 15 * (33.16 * (56 - 24.88)^2)$$

$$I = 545880.38 \text{ cm}^4$$

Coefficient k

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{345.36 * 10^{-3}}{545880 * 10^{-8}} = 63.27$$

$$\sigma_{bc} = K * Y_{ser} = 63.27 * 24.88 * 10^{-2} = 15.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\sigma_s = 15 * k * (d - Y_{ser}) = 15 * 63.27 * (0.56 - 0.2488) = 295.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 295.34 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

- Sur appuis :

$$b * y^2 + 30 * (A_s + A'_s) - 30 * (d * A_s + d' * A'_s) = 0$$

Donc

$$b * y^2 + 30 * (A_s) * y - 30 * (d * A_s) = 0$$

$$50 * y^2 + 30 * (58.92) * y - 30 * 56 * 58.92 = 0$$

$$50y^2 + 1767.60y - 98985.60 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 * a * c = 1767.60^2 - 4 * 50 * (-98985.60)$$

$$\Delta = 22921529.76$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-1767.60 - \sqrt{22921529.76}}{2 * 50} = -65.55 \text{ cm}$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-1767.60 + \sqrt{22921529.76}}{2 * 50} = 30.20 \text{ cm}$$

Calcul le moment d'inertie

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * [A_s * (d - y)^2 + A'_s * (d' - y)^2]$$

$$I = \frac{50 * 30.20^3}{3} + 15 * (58.92 * (56 - 30.20)^2)$$

$$I = 1047352.77 \text{ m}^4$$

Coefficient k

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{580.09 * 10^{-3}}{1047352.7 * 10^{-8}} = 55.39$$

$$\sigma_{bc} = K * Y_{ser} = 55.39 * 30.20 * 10^{-2} = 16.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 16.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\sigma_s = 15 * k * (d - Y_{ser}) = 15 * 55.39 * (0.56 - 0.3020) = 214.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 214.36 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

- Redimensionnement à L'ELS

$$\mu_{ser} = \frac{15 * M_{ser}}{b * d^2 * \bar{\sigma}_s}$$

$$\text{On a : } \alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{ser}(\alpha - 1)$$

La solution est :

$$\alpha = \frac{y_{ser}}{d}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s * d * \left(1 - \frac{a}{3}\right)}$$

▪ En travée

$$\mu_{ser} = \frac{15 * M_{ser}}{b * d^2 * \bar{\sigma}_s} = \frac{15 * 345.36 * 10^{-3}}{0.5 * 0.56^2 * 201.64} = 0.16$$

$$\mu_{ser} = 0.16$$

$$\text{On a : } \alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{ser}(\alpha - 1)$$

La solution est :

$$\alpha = \frac{24.88}{56} = 0.44$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s * d * \left(1 - \frac{a}{3}\right)} = \frac{345.36 * 10^{-3}}{201.64 * 0.56 * \left(1 - \frac{0.44}{3}\right)} = 35.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 35.84 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6HA25 + 4HA20 = 42.02 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$\mu_{ser} = \frac{15 * M_{ser}}{b * d^2 * \bar{\sigma}_s} = \frac{15 * 580.09 * 10^{-3}}{0.5 * 0.56^2 * 201.64}$$

$$\mu_{ser} = 0.27$$

$$\text{On a : } \alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{ser}(\alpha - 1)$$

La solution est :

$$\alpha = \frac{30.20}{56} = 0.54$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s * d * \left(1 - \frac{a}{3}\right)} = \frac{580.09 * 10^{-3}}{201.64 * 0.56 * \left(1 - \frac{0.54}{3}\right)} = 62.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 62.65 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6HA32 + 4HA25 = 67.88 \text{ cm}^2$$

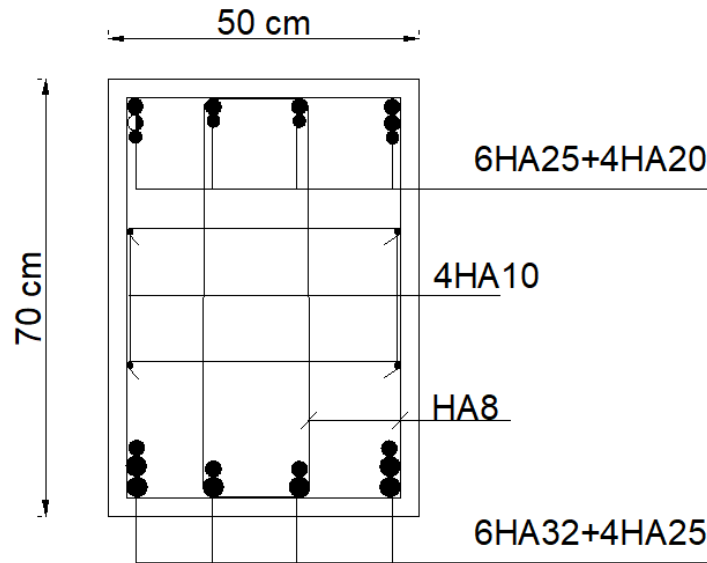


Figure VIII. 2: Schéma de ferrailage de la nervure.

VIII.7 Etude de longrine

VIII.7 .1 Définition

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

VIII.7 .2 Rôle des longrines :

Elles ont pour rôle de :

- Porter les murs de façades ;
- Limiter les dallages ;
- Solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

VIII.7 .3 Calcul des longrines

● Calcul l'effort :

$$\text{ELU} : F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1916.62}{12} = 159.72 \text{KN}$$

$$\text{ELS} : F_s = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1401.36}{12} = 116.78 \text{KN}$$

VIII.7.4 Calcul de la section d'armature :

$$A_{s1} = \frac{F_u}{f_e/\gamma_s} = \frac{159.72 * 10^{-3}}{400} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{F_s}{\bar{\sigma}_s} = \frac{116.78 * 10^{-3}}{201.63} = 5.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.6\% * b = 0.6\% * 30 * 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{s1}; A_{s2}; A_{s_{min}}\}$$

$$A_s = \max\{4\text{cm}^2; 5.79\text{cm}^2; 6.3\text{cm}^2\}$$

On adopte :

$$6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

VIII.7.5 : Les Armatures transversal :

$$\phi_t = \min\left\{\frac{b}{35}; \frac{a}{10}; f_{t28}\right\}$$

$$\phi_t = \min\{1; 3; 2.1\}$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

VIII.7.6 L'espacement :

$$S_t = \min\{20\text{cm}; 15\phi_l\}$$

Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante $S_t = 15\text{cm}$

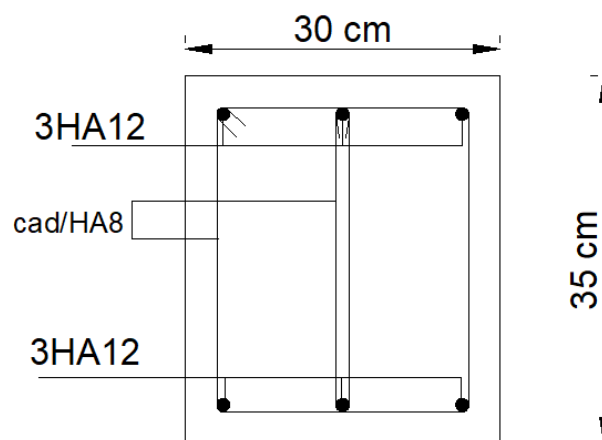


Figure VIII.8: Schéma de ferrailage de longing

Conclusion générale :

Durant le projet de fin d'étude, nous avons pu faire l'analyse d'une structure existante et proposer une variante. Il ressort que le choix et la disposition des voiles de contreventement est un facteur important pour avoir une bonne conception.

La quantité des voiles n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est – à – dire la rapprochement maximal du centre de masse avec le centre d'inertie donne des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

Il a permis d'assimiler les différentes méthodes de calculs et techniques du bâtiment en utilisant les logiciels de calcul de structure ainsi que l'acquisition des connaissances de la réglementation algérienne régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction.

À l'issue de notre projet de fin d'étude nous tenons à indiquer que ce modeste travail, nous a beaucoup aidé à mettre en œuvre toutes nos connaissances acquises durant notre cycle et d'améliorer nos connaissances en se basant sur les documents techniques et d'appliquer des règlements et l'utilisation de certaines méthodes tels que :

Le **RPA** (version 99/2003) ; **CBA 93**. Avec la pratique des logiciels comme : Etabs et Auttocad.

De ce fait, le projet nous a permis de mieux apprécier le métier de génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferraillement mais encore :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.

- La conception

- La forme de l'élément et comment travailler

Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé en passant par plusieurs difficultés comme l'utilisation du logiciel Etabs 9.7 et la stabilisation de notre structure ...etc.

En fin nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter nos connaissances dans la vie pratique et nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

- Document technique règlementaire DTR B.C. 2.48 (Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003).
- Document technique règlementaire DTR B.C. 2.41 (Règles de Conception et de Calcul des Structures-Béton Armé CBA93).
- Document technique règlementaire DTR B.C. 2.42 (Règles de conception et de calcul des murs en béton branchent).
- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et d'exploitations).
- Jean-Pierre Mougins : Béton armé BAEL91 et DTU associés, Eyrolles. Paris.
- Cours Béton armé : 1er année structure, 3ème année licence.
- Cours de Structure en béton armée.
- Résistance des matériaux (RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
(Étude d'un bâtiment en béton armé. Analyse par accélérogramme réel et synthétique- KENEF ABDELMALEK)
(Etude d'un bâtiment R+8 +1 S-SOL à usage commercial et habitation - CHILI Siham, BOUTOUDJ Thileli).
(Etude d'un bâtiment (R+8+ galerie commercial+1Sous-sol) à usage d'habitation, commercial et service contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques) -ISSAD Fateh, DJEBBAR Dihia).

Logiciels :

1. ETABS 20.3.0..... Modélisation.
2. Autodesk AutoCAD 2013..... Dessin.
3. Microsoft word 2016.
4. Microsoft Excel 2016.



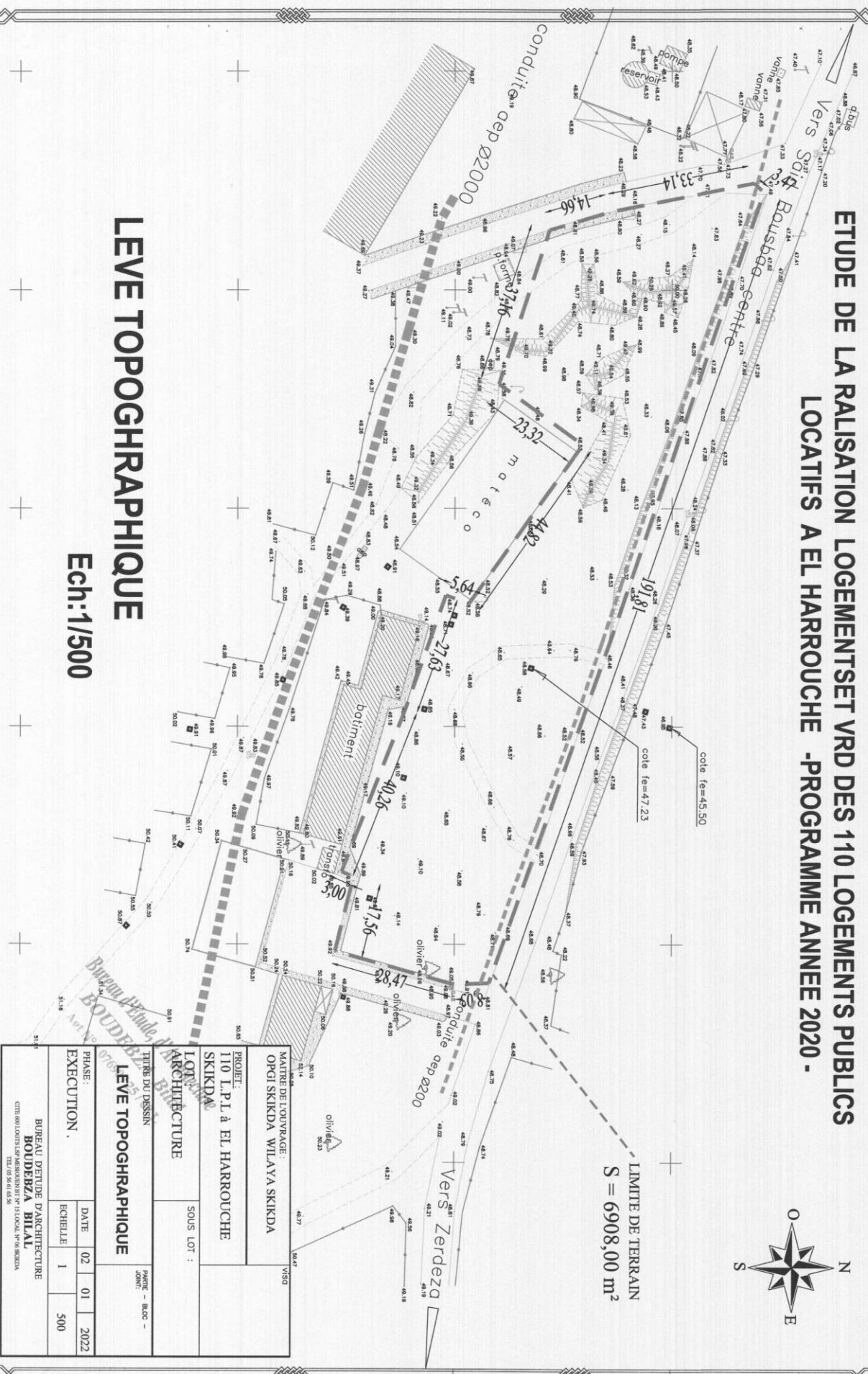
FACADE PRINCIPALE

Ech: 1/100

MAITRE DE L'OUVRAGE : OPGI SKIKDA WILAYA SKIKDA PROJET : 110 L.P.L à EL HARROUICHE SKIKDA DOSSIER : ARCHITECTURE TITRE DU DESSIN : FACADE PRINCIPALE			
PHASE :	DATE :	2022	
EXECUTION,	ECHELLE :	1	100
BUREAU DETUDE D'ARCHITECTURE BOUDEBZA BILAL <small>CTRI / Imprimé / Ouhada SKIKDA TEL: 05 56 61 65 56</small>			

Ce document est la propriété du BET. Il ne peut être donné, communiqué ou décliné sans l'autorisation écrite de son propriétaire.

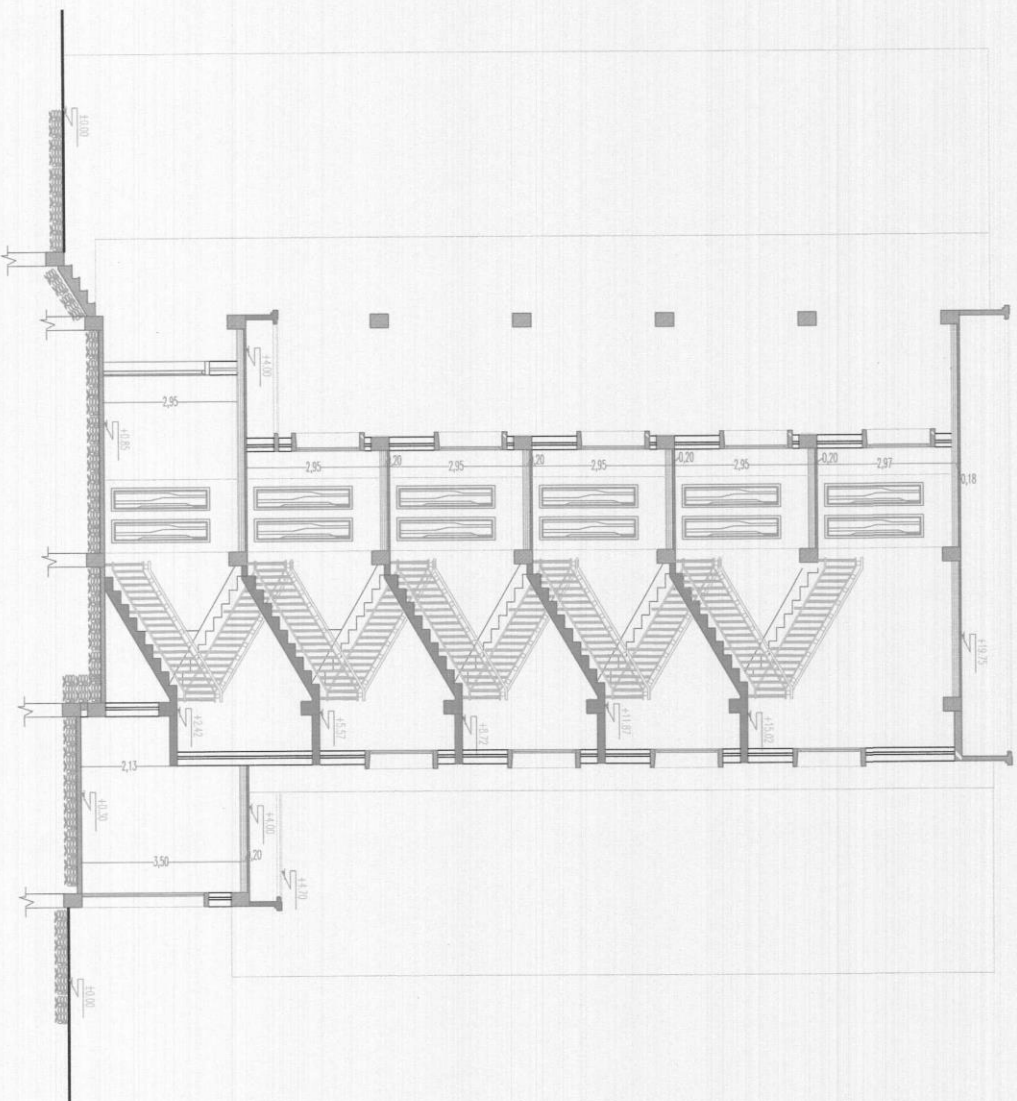
**ETUDE DE LA REALISATION LOGEMENTSET VRD DES 110 LOGEMENTS PUBLICS
 LOCATIFS A EL HARROUCHE -PROGRAMME ANNEE 2020 -**



LEVE TOPOGRAPHIQUE

Ech:1/500

TITRE DU DESSIN LEVE TOPOGRAPHIQUE		PARTIE - BLOC - JOURN:	
PROJET: 110 L.P.L à EL HARROUCHE SKIKDA		VISU	
MAITRE DE L'OUVRAGE: OPCI SKIKDA WILAYA SKIKDA		VISU	
LOT: ARCHITECTURE		SOUS LOT :	
PHASE : EXECUTION.			
DATE	02	01	2022
ECHELLE	1	500	
BUREAU DETUDE D'ARCHITECTURE BOUDEBZA BILAL CITE 6901 LOT 110 L.P.L A EL HARROUCHE N° 13 LOCAL N° 06 SKIKDA TEL: 07 09 09 09 09			

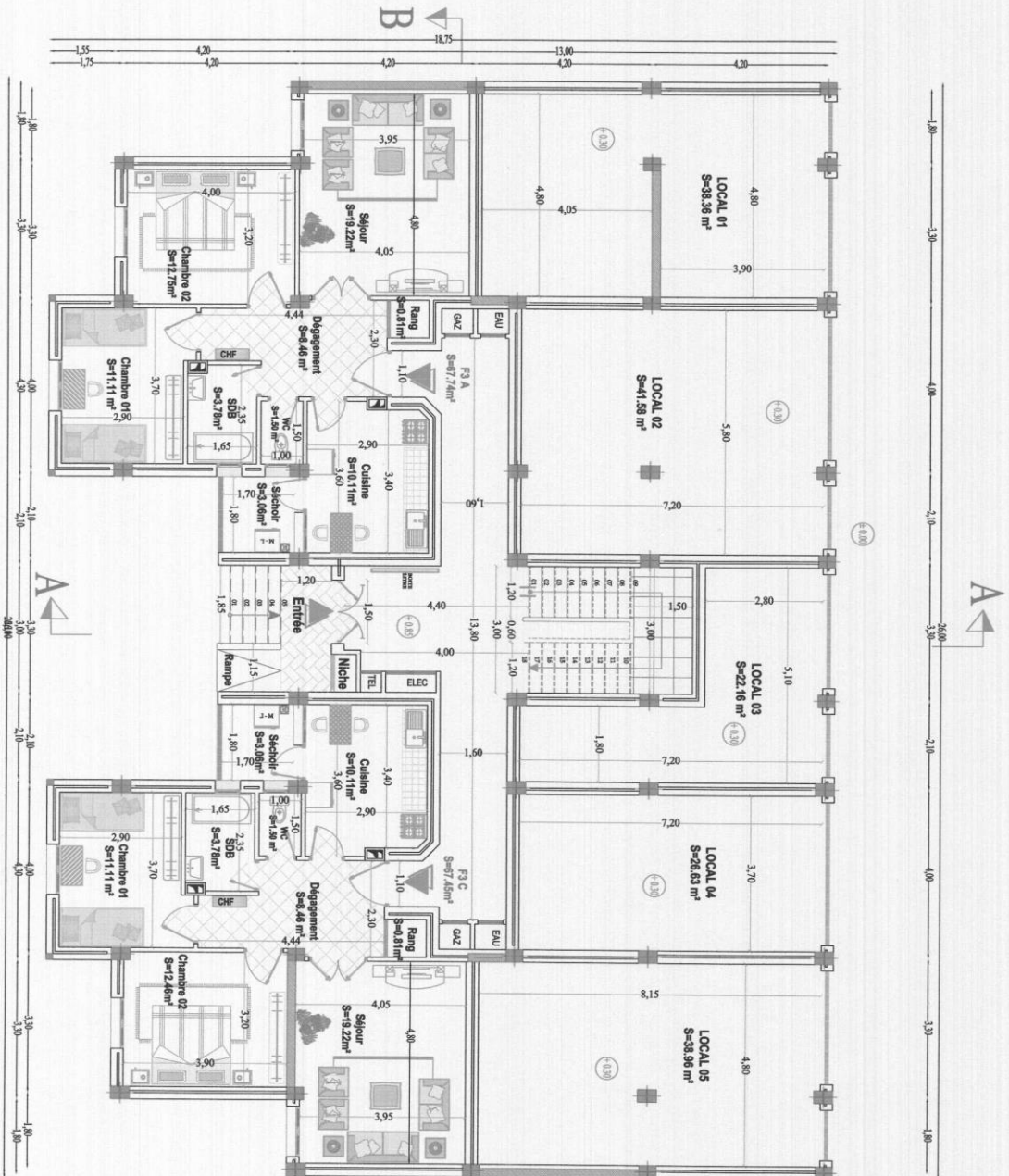


COUPE A-A

Ech:1/100

MATRE DE L'OUVRAGE : OPGI SKIKDA WILAYA SKIKDA	
PROJET : 110 L.P.L à EL HARROUCHE SKIKDA	
DOSSIER : ARCHITECTURE	DATE : 02 01 2022
TITRE DU DESSIN : COUPE A-A	
PHASE : EXECUTION	ECHELLE : 1 100
BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE ROUDEBZA BILAL <small>OTTE / Impasse Oudja Skikda TEL: 09 84 81 61 86</small>	

Ce document est la propriété du B.E.T. Il ne peut être communiqué ou décalqué sans l'autorisation écrite de son propriétaire.

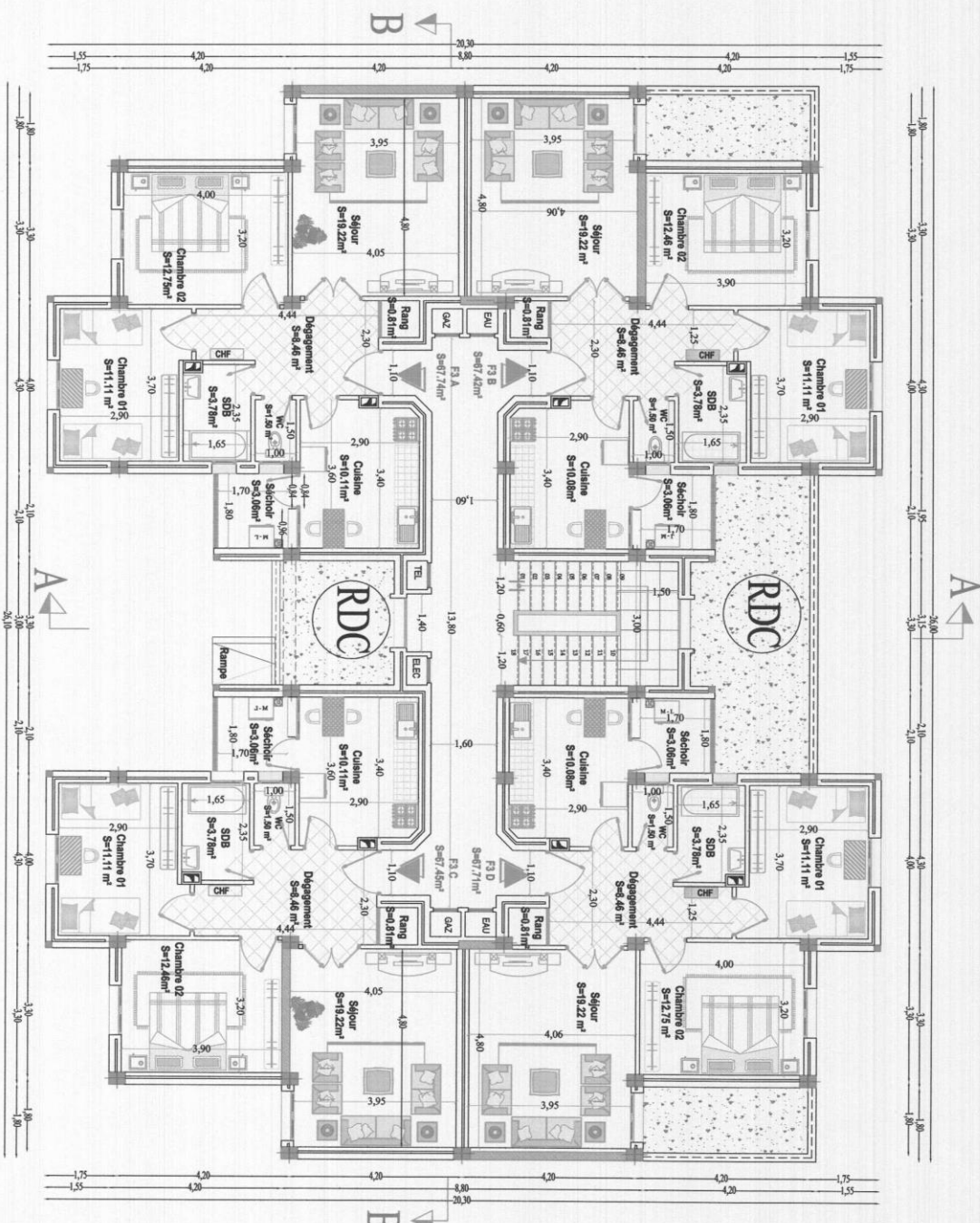


PLAN RDC Ech:1/100

MAITRE DE L'OUVRAGE : OPGI SKIKDA WILAYA SKIKDA	
PROJET : 110 L.P.L à EL HARROUCHE SKIKDA	
DOSSIER : ARCHITECTURE	DATE : 02 01 2022
TITRE DU DESSIN : PLAN RDC	ECHELLE : 1 100
BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE BOUDEBZA BILAL <small>CRTE Ingénieur (Cade) TEL: 08 56 61 61 56</small>	
PHASE : EXECUTION.	

Ce document est la propriété de BPT. Il ne peut être donné, communiqué ou divulgué sans l'autorisation écrite de son propriétaire.





PLAN ETAGE COURANT

Ech: 1/100

MATRE DE L'OUVRAGE : OPQI SKIKDA WILAVA SKIKDA	
PROJET : 110 L.P.L à EL HARROUCHE SKIKDA	
DOSSIER : ARCHITECTURE	
TITRE DU DESSIN : PLAN ETAGE COURANT	
PHASE :	DATE : 02 01 2022
EXECUTION :	ECHELLE : 1 100
BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE BOUDERZA BILAL <small>CTI1 Ingénieur (Oùs) BICIDA</small> <small>TEL: 06 56 61 61 56</small>	

Ce document est la propriété du B.E.T. Il ne peut être donné, communiqué ou décalqué sans l'autorisation écrite de son propriétaire.

**ETUDE DE LA REALISATION LOGEMENTSET VRD DES 110 LOGEMENTS PUBLICS
LOCATIFS A EL HARROUCHE -PROGRAMME ANNEE 2020 -**

**SAID BOUSBAA EL HARROUCHE
WILAYA DE SKIKDA**



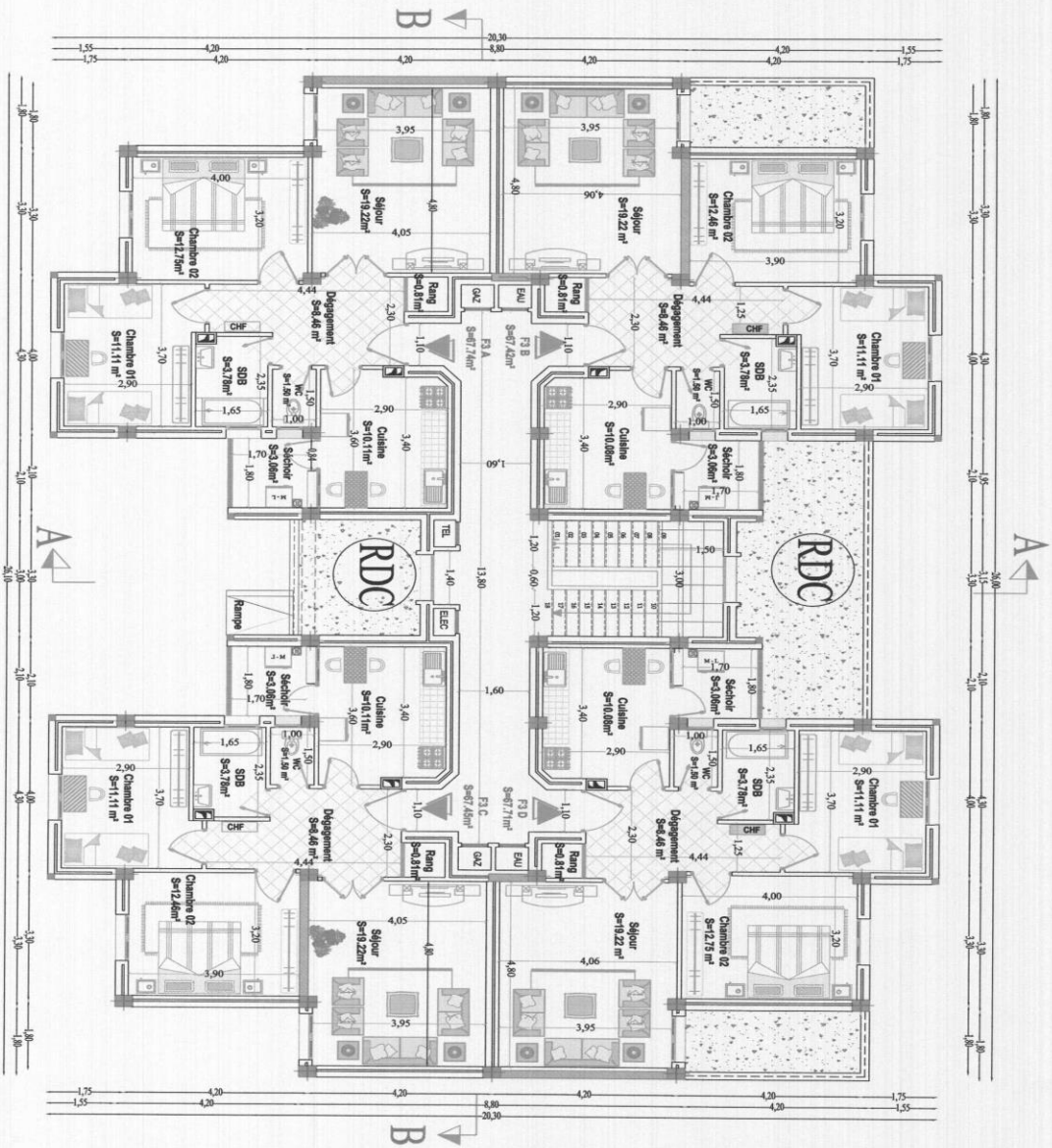
PLAN DE MASSE

Ech:1/500

LEGENDE	
	LANDIT DE TERBAN S = 6908,00 m ²
	ACCES
	ACCES LOGEMENTS
	ACCES COMMERCES
	PARKINGS LOGEMENTS 48 PLACES
	PARKINGS COMMERCES 26 PLACES
	BL.O.C. TYPE C-5 4F3 PAR PALIER 22 LOGEMENTS


MAITRE DE L'OUVRAGE : OPGI SKIKDA WILAYA SKIKDA	
PROJET : 110 L.P.L à EL HARROUCHE SKIKDA	
DOSSIER : ARCHITECTURE	PARTIE : B.O.C.-COMF
TITRE DU DESSIN : PLAN DE MASSE	
PRISÉ : EXECUTION	DATE : 02 01 2022
EXECUTION	ECHELLE : 1 100
BUREAU DETUDE D'ARCHITECTURE BOUDENZA BILAL Cas Impasse n°111 - TEL: 05 56 81 81 86 01000 Skikda - Wilaya de Skikda	

Ce document est la propriété du B.E.T. Il ne peut être donné, communiqué ou décalqué sans l'autorisation écrite de son propriétaire.



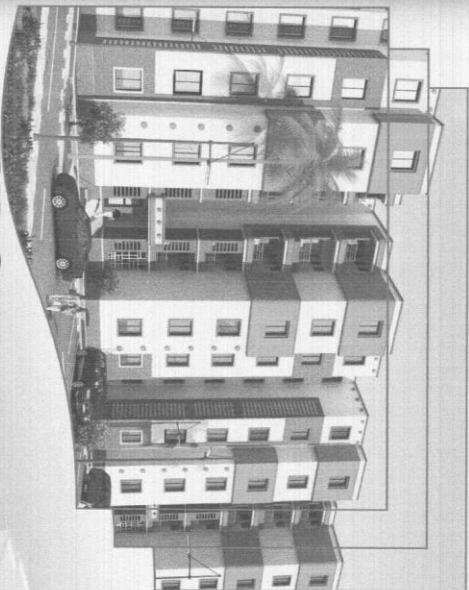
PLAN 5eme ETAGE

Ech:1/100

MATRE DE L'OUVRAGE : OPGI SKIKDA WILAYA SKIKDA	
PROJET : 110 L.P.L à EL HARROUCHE SKIKDA	
DOSSIER : ARCHITECTURE	MATRE BLOC : 08/09/21
TITRE DU DESSIN	
PLAN 5eme ETAGE	
PHASE :	
EXECUTION	DATE 02 01 2022
ECHELLE 1 100	
 BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE BOUDERZA BILAL <small>CEPI - 09/09/2018 TEL: 09 96 61 61 96</small>	

Ce document est la propriété de BEF. Il ne peut être diffusé, communiqué ou divulgué sans l'autorisation écrite de son propriétaire.

EXECUTION

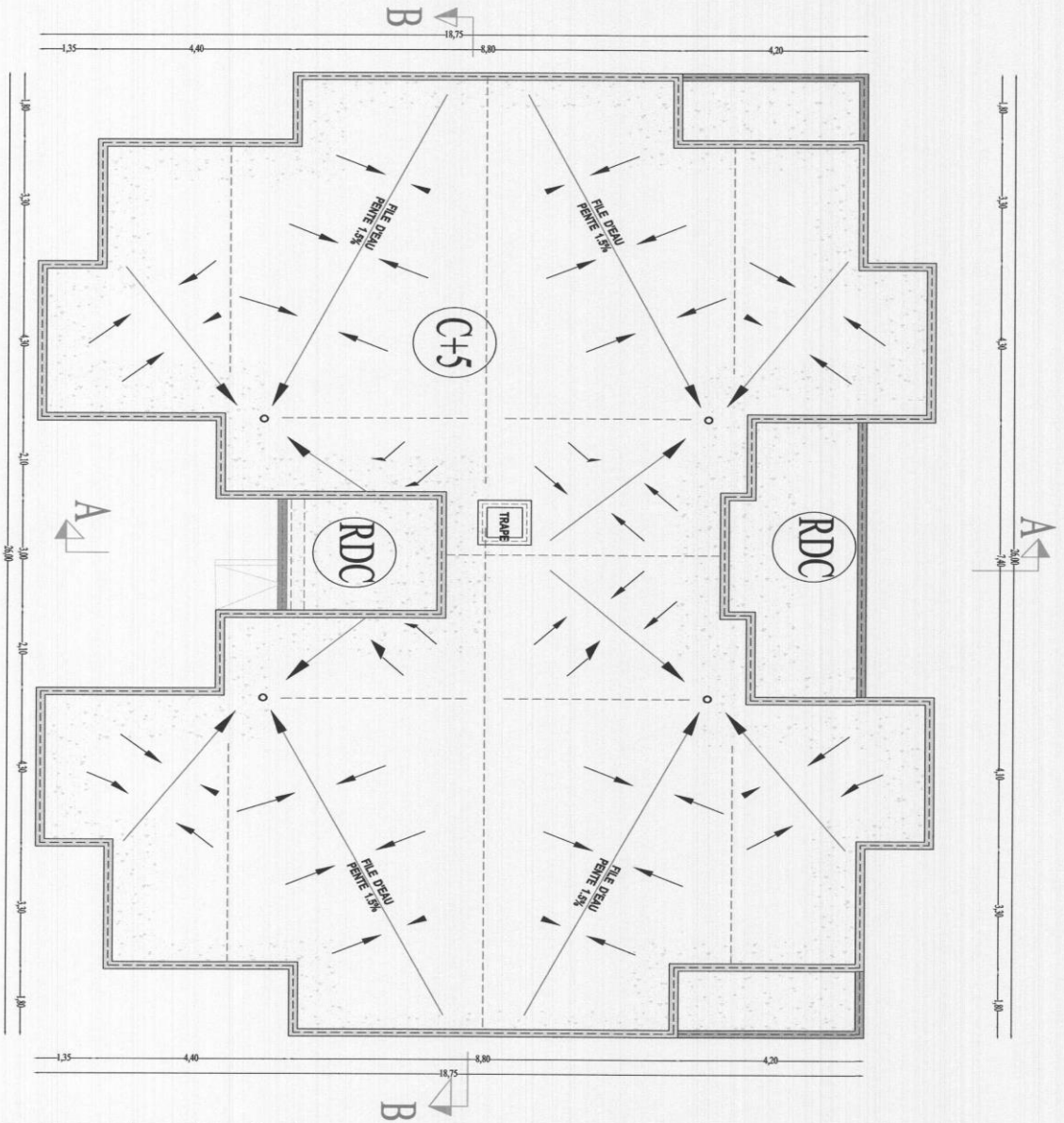


**PROJET : « L'ETUDE ET SUIVI DE LA REALISATION
LOGEMENTS ET VRD DES 110 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS
À EL HARROUCHE PROGRAMME ANNEE 2020 -SKIKDA »**

MATRE D'OUVRAGE : OPGI DE SKIKDA "

MATRE DE L'OEUVRE : BET. BOUDEBZA BILAL

PLAN TOITURE Ech:1/100



MAITRE DE L'OUVRAGE : OUGI SKIKDA WILAYA SKIKDA
 PROJET : 110 L.P.L à EL HARROUCHE SKIKDA
 DOSSIER : ARCHITECTURE
 TITRE DU DESSIN : PLAN TOITURE
 PHASE : EXECUTION
 DATE : 02 01 2022
 ECHELLE : 1 / 100

B&A BUREAU D'ENTRE D'ARCHITECTURE
BOUDEBZA BILAL
 CITE Regenera (Ouled SIKKIDA)
 TEL: 09 86 61 62 56

Ce document est la propriété de B&A. Il ne peut être donné, communiqué ou divulgué sans l'autorisation écrite de son propriétaire.

