

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierie

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**ETUDE DE LA STRUCTURE DE LA GRANDE MOSQUEE
D'ANNABA**

Présenté par : BENLAASEL Mohamed Abderrahmane

KHEMIRI Isra

MANSOURI Chaima

Encadrant : MENADI Souad

Grade : MCB

Université Badji Mokhtar Annaba

Jury de Soutenance :

HACENE CHAOUICHE Yousria	M.A.A	Badji Mokhtar Annaba	Président
MENADI Souad	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
KEBAILI Bachir	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciement

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à ALLAH le plus puissant,
Qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre
encadrant Mme Menadi Souad.*

Pour son soutien et ses conseils judicieux durant l'élaboration de ce projet.

*Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce
manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en valeur de ce travail,*

*Sans oublier nos enseignants du département de Génie Civil pour leur Grand apport dans notre
formation.*

*Nos sincères remerciements à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de
ce projet de fin d'étude, et particulièrement M. Belguendouz Fethi Le PDG de GART Annaba qui
nous a accueillis dans son établissement malgré les conditions difficiles dues au (COVID19)
ainsi que Mme Hadiby Sana et Mme Kahoul Salima*

*Nous remercions tous ceux qui nous ont fourni leur aide : M. Bouadila, M. Mansouri Med Taher,
Nabil, Ilyes et tous les membres de nos familles et nos amis qui nous ont soutenus*

ملخص

المشروع الحالي دراسة تفصيلية لمسجد يتكون من 9 أجزاء، وتقع في بوخضرة 3 مدينة عنابة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و B.A.E.L91 modifié99)، وتتألف هذه الدراسة من تسعة فصول:

يبدأ الفصل الأول وصف عام للمشروع مع عرض لخصائص المواد، ثم الفصل الثاني القياسات الأولية للهياكل والفصل الثالث تخفيض الأحمال.

ويهدف الفصل الرابع لدراسة العناصر الثانوية (المتراس، السلالم، القبة)، الفصل الخامس دراسة الأسقف.

الدراسة الديناميكية للهياكل في الفصل السادس استعملنا فيها برنامج Robot لاستخراج مختلف الاجتهادات والاحمال (الأحمال الدائمة والغير الدائمة وتحميل الزلزالية).

في النهاية (الأعمدة، والعوارض، والجدران الخرسانية) سيتم دراستها في الفصل السابع والثامن، والأساسات في الفصل الأخير.

كلمات البحث: البناء، الخرسانة المسلحة، Robot، RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a MASDJID consists of a 9 blocks, located BOUKHADRA 3 ANNABA.

This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of nine parts: The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, and then the second is Pre-design of the structure and the third part the descent of the load.

The fourth part aims to study the floors and the fifth secondary elements (parapet, stairs, dome).

The dynamic study of the structure was begun in the sixth part with software ROBOT to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

The reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails) will be calculated in the seventh and eighth part structural elements and walls sails.

At the end, infrastructure (insulated sole, raft) will be calculated in the last part.

Key words: Reinforced concrete, ROBOT, SAP 2000, RPA 99 modifié 2003, BAEL 91 Modifié 99

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un MOSQUEE constitué de 9 blocs, implanté à BOUKHDRA 3 ANNABA

Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de neuf chapitres:

Le premier chapitre entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le deuxième chapitre pré dimensionnement de la structure et le troisième chapitre la descente des charges.

Le quatrième chapitre a pour objectif d'étude des planchers, ensuite le cinquième chapitre éléments secondaires (acrotère, escaliers, coupole).

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

L'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles,) sera calculé dans le septième et le huitième chapitre étude des portiques et voiles.

Et en fin pour les éléments de l'infrastructure (semelle isolé, radier général) seront calculé dans le dernier chapitre.

Mots clés : Béton armé, Robot, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation du projet et matériaux	3
I.1. Description de l'ouvrage (mosquée)	4
I.1.1. Caractéristiques géométriques	Erreur ! Signet non défini.
I.2.1.1. Bloc 1	7
I.2.1.2. Bloc 2 et Bloc 4.....	7
I.2.1.3. Bloc 3 (Sahn)	8
I.2.1.4. Bloc 5	8
I.2.1.5. Bloc 6 et bloc 7	8
I.2.1.6. Bloc 8 (MIHRAB)	9
I.2.1.7. Bloc 9 (Minaret).....	9
I.2. Eléments constituant l'ouvrage.....	10
I.2.1. Contreventement	10
I.2.2. Plancher.....	10
I.2.3. Terrasse	10
I.2.4. Escaliers	10
I.2.5. Maçonnerie.....	10
I.2.6. Revêtements	10
I.2.7. Acrotères	11
I.3. Conception structurelle	11
I.3.1. Choix du système de contreventement.....	11
I.4. Matériaux utilisés	11
I.4.1. Introduction.....	11
I.4.2. Présentation de la méthode de calcul aux états limites	12
I.5.2.1. Etat limite ultime (ELU) :	12
I.5.2.2. Etat limite de service (ELS)	12
I.4.3. Les matériaux	12
I.5.3.1. Le béton	12
I.5.3.2. Les aciers	16
I.5. Les actions	18
I.6. Les sollicitations.....	18

I.7. Hypothèses de calcul des sections en béton arme	18
I.7.1. Calcul aux états limites de services.....	18
I.7.2. Calcul aux états limites ultimes de résistance	19
Chapitre II : Prédimensionnement.....	20
II.1. Introduction	21
II.2. Prédimensionnement	21
II.2.1. Les poutres	21
II.2.1.1. Selon BAEL91	21
II.2.1.2. Vérification d'après RPA99 version 2003	21
II.2.2. Les poutrelles (plancher à corps creux)	23
II.2.3. Poteaux.....	24
II.2.4. Refends.....	28
Chapitre III : Descente des charges.....	29
III.1. Introduction	30
III.2. Les charges réglementaires	30
III.2.1. Les charges permanentes	30
III.2.2. Les charges d'exploitation.....	30
III.3. Evaluation des charges.....	30
III.3.1. Les planchers	30
III.3.1.1. Plancher étage courant.....	31
III.3.1.2. Plancher terrasse accessible.....	31
III.3.1.3. Plancher terrasse inaccessible.....	31
III.3.2. L'acrotère.....	32
III.3.3. Les murs.....	32
III.3.3.1. Cloison extérieur.....	32
III.3.3.2. Cloison intérieur de 10cm.....	33
III.3.3.3. Cloison intérieur à double paroi	33
III.4. Descente de charge.....	33
III.4.1. Etapes de calcul	33
Chapitre IV : Etudes des planchers à corps creux.....	35
IV.1. Etudes des plancher.....	36
IV.2. Dalle à corps creux.....	36
IV.2.1. Dimensionnement des poutrelles	36

IV.2.1.1. Méthode de calcul.....	36
IV.2.1.2. Application de la méthode.....	37
IV.2.2. Détermination des armatures.....	42
IV.2.2.1. Le moment de la table de compression.....	42
IV.2.3. Vérification à l'ELU.....	43
IV.2.3.1. Condition de non fragilité.....	43
IV.2.3.2. Vérification contrainte tangentielle du béton.....	44
IV.2.3.3. Calcul des Armatures transversale.....	44
IV.2.3.4. Espacement des armatures transversales.....	44
IV.2.3.5. Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant.....	44
IV.2.4. Vérification à l'ELS.....	44
IV.2.4.1. Vérification des contraintes.....	44
IV.2.4.2. Vérification de la section d'armature à l'ELS en travée.....	45
IV.2.4.3. Calcul de ferrailage à ELS en Appuis.....	46
IV.2.4.4. Vérification de la flèche.....	46
IV.2.5. Ferrailage des armatures avec logiciel.....	47
IV.2.6. Schéma de ferrailage des planchers.....	51
IV.3. Dalle pleine.....	51
IV.3.1. Prédimensionnement de la dalle.....	51
IV.3.1.1. Dalle pleine sur 4 coté.....	51
IV.3.1.2. Dalle portante sur 2 sens.....	52
IV.3.2. Les moments de la dalle à l'ELU.....	52
IV.3.2.1. Calcul de l'effort tranchant.....	52
IV.3.3. Les Moment de la dalle à l'ELS.....	53
IV.3.4. Ferrailage de la dalle plein.....	53
IV.3.4.1. Ferrailage à ELU.....	53
IV.3.4.2. Vérification de la section du ferrailage à l'ELS.....	55
IV.3.5. Ferrailage de la dalle pleine :.....	58
Chapitre V : Les éléments secondaires.....	59
V.1. Introduction.....	60
V.2. L'acrotère.....	60
V.2.1. Introduction.....	60
V.2.2. Principe de calcul.....	60
V.2.3. Evaluation des charges.....	61

V.2.3.1. Charge permanente	61
V.2.3.2. Surcharge d'exploitation	61
V.2.3.3. Détermination de l'effort due au séisme	61
V.2.4. Evaluation des sollicitations	62
V.2.4.1. Etat limite ultime	62
V.2.4.2. Etat limite de service	62
V.2.4.3. Vérification de non flambement	62
V.2.5. Ferrailage	63
V.2.5.1. Calcul à l'ELU :	63
V.2.5.2. Calcul à l'E.L.S	65
V.3. Les escaliers	68
V.3.1. Définition générale	68
V.3.2. Composition d'un escalier	69
V.3.3. Dimensionnement d'escalier	69
V.3.3.1. Nombre de contre marche et de marche	69
V.3.3.2. La longueur de la volée	69
V.3.3.3. L'angle d'inclinaison	69
V.3.3.4. L'épaisseur de la paillasse	70
V.3.4. D'après le plan d'architecture	70
V.3.4.1. Le 1 ^{er} volée	70
V.3.4.2. Le 2 ^{ème} volée :	70
V.3.4.3. Le 3 ^{ème} volée	71
V.3.5. Evaluation des charges	71
V.3.5.1. Le palier	71
V.3.5.2. La volée (paillasse)	72
V.3.6. Ferrailage d'escalier	72
V.3.6.1. Le 1 ^{er} volée	73
V.3.6.2. Calcul des sollicitations à ELU	73
V.3.6.3. Calcul à E.L.S	75
V.3.6.4. Plan de ferrailage des escaliers :	80
V.4. La coupole	81
V.4.1. Définition	81
V.4.2. Classification	81
V.4.2.1. Selon la forme en plan	81
V.4.2.2. Selon la forme de la méridienne	81

V.4.2.3. Selon la disposition au sommet.....	81
V.4.2.4. Selon la conception des rives inférieures.....	81
V.4.2.5. Selon la disposition constructive.....	82
V.4.2.6. Selon le mode de construction.....	82
V.4.2.7. Selon la montrée de la coupole.....	82
V.4.3. Prédimensionnement.....	82
V.4.4. Méthode de calcul.....	83
V.4.4.1. Coupole sphérique.....	83
V.4.4.2. Combinaison des efforts axiaux.....	84
V.4.5. Calcul du ferrailage.....	84
V.4.5.1. Vérification à l'E.L.U.....	84
V.4.5.2. Vérification à l'ELS.....	86
V.5. Calcul de la ceinture.....	88
V.5.1. Définition.....	88
V.5.2. Sollicitation.....	88
V.5.3. Calcul de la charge totale.....	88
V.5.3.1. A l'ELU :.....	88
V.5.3.2. A l'ELS :.....	88
V.5.4. Ferrailage.....	89
V.5.4.1. Vérification à l'ELU.....	89
V.5.4.2. Vérification à l'ELS.....	89
Chapitre VI : Etude sismique.....	91
VI.1. Introduction.....	92
VI.2. Choix de la méthode de calcul.....	93
VI.2.1. Méthode statique équivalente.....	93
VI.2.1.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	93
VI.2.1.2. Calcul de la force sismique totale.....	94
VI.2.1.3. Classification des ouvrages selon leur configuration.....	96
VI.2.2. Analyse Modale spectrale : selon article 4.3 RPA 2003.....	98
VI.2.2.1. Principe.....	98
VI.2.2.2. Modélisation.....	98
VI.2.2.3. Spectre de réponse de calcul.....	99
VI.3. Etude sismique.....	99
VI.3.1. Bloc 1.....	99

VI.3.1.1. Calcul de la force sismique statique selon RPA 2003	99
VI.3.1.2. D : facteur d'amplification dynamique moyenne,	99
VI.3.1.3. Coefficient de comportement	100
VI.3.1.4. Q : facteur de qualité	100
VI.3.1.5. Poids de la structure (d'après robot millenium)	100
VI.3.1.6. Analyse des résultats	101
VI.3.2. Bloc 2.....	105
VI.3.2.1. Calcul de la force sismique statique selon RPA 2003	105
VI.3.2.2. Analyse des résultats	105
VI.3.3. Bloc 6.....	109
VI.3.3.1. Calcul de la force sismique statique selon RPA 2003	109
VI.3.3.2. Analyse des résultats	110
VI.3.4. Minaret.....	113
VI.3.4.1. Calcul de la force sismique statique selon RPA 2003	113
VI.3.4.2. Analyse des résultats	114
VI.3.5. Mihrab.....	122
VI.3.5.1. Calcul de la force sismique statique selon RPA 2003	122
VI.3.5.2. Analyse des résultats	122
Chapitre VII : Etude des portiques	127
VII.1. Introduction.....	128
VII.2. Ferrailage des portiques	128
VII.2.1. Les poutres	128
VII.2.1.1.Les combinaisons de calcul	128
VII.2.1.2.Ferrailage par BAEL91	129
VII.2.1.3.Recommandation du RPA99/version 2003	130
VII.2.1.4.Calcul ferrailage des poutres	131
VII.2.1.5.Schéma de Ferrailages des poutres.....	135
VII.2.2. Les poteaux.....	136
VII.2.2.1.Recommandation du RPA 99/version 2003	136
VII.2.2.2.Calcul de ferrailage des poteaux.....	138
VII.2.2.3.Schéma des ferrailages des poteaux	146
Chapitre VIII : Etude des voiles	148
VIII.1.Définition du voile en béton arme	149
VIII.2.Classification des types de voiles	149

VIII.3. Classification des structures avec voiles	149
VIII.4. Rôles des voiles de contreventement	150
VIII.5. Caractéristiques géométrique des voiles	151
VIII.6. Méthode de calcul des voile méthode de contrainte	153
VIII.6.1. Etude de la section soumise à la flexion composée.....	153
VIII.6.1.1. Section partiellement comprimée (tendue)	153
VIII.6.1.2. Section entièrement tendue	154
VIII.6.1.3. Section entièrement comprimée	154
VIII.6.2. Calcul du ferrailage plein	155
VIII.6.2.1. Zone 1) : sens x	155
VIII.6.2.2. Armature verticale.....	155
VIII.6.2.3. Ferrailage.....	156
VIII.6.2.4. Armatures horizontales	157
VIII.6.2.5. Ferrailage de Linteau :	159
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	163
IX.1. Etude des fondations	164
IX.1.1. Introduction.....	164
IX.1.2. Classification des fondations	164
IX.1.2.1. Fondations superficielles	164
IX.1.2.2. Fondations profondes	164
IX.1.2.3. Fondations spéciales	164
IX.1.3. Choix de type de fondations	164
IX.1.4. Charges à considérer.....	165
IX.1.4.1. Semelles isolées.....	165
IX.2. Radier nervuré.....	167
IX.2.1. Rôle et définition	167
IX.2.2. Choix du type de fondation.....	167
IX.2.3. Modélisation du sol.....	168
IX.2.4. Vérification de la contrainte du sol.....	168
IX.2.5. Ferrailage du radier nervurer	169
IX.2.5.1. Ferrailage de la dalle	169
IX.2.5.2. Ferrailage des nervures	171
Conclusion générale	172
Références bibliographiques	174

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e 16

Tableau III.1 : Charges permanentes et charge d'exploitation (étage courant)..... 31

Tableau III.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation (terrasse accessible)..... 31

Tableau III.3 : Charges permanentes et charge d'exploitation (terrasse inaccessible)..... 31

Tableau III.4 : Charges permanentes et charge d'exploitation (Cloison extérieur)..... 32

Tableau III.5 : Charges permanentes et charge d'exploitation (Cloison intérieur de 10cm)..... 33

Tableau III.6 : Charges permanentes et charge d'exploitation (Cloison intérieur à double paroi) 33

Tableau IV.1 : Ferrailage des poutrelles du calcul manuel 43

Tableau IV.2 : ferrailage des armatures longitudinales avec logiciel 47

Tableau IV.3 : Ferrailage des armatures transversales 8 Travées (Zone nodale)..... 48

Tableau IV.4 : Ferrailage des armatures transversales 8 Travées (Zone courante)..... 49

Tableau IV.5 : Ferrailage des armatures transversales 6 Travées (Zone nodale)..... 49

Tableau IV.6 : Ferrailage des armatures transversales 6 Travées (Zone courante)..... 50

Tableau IV.7 : Moment de la dalle pleine RDC a L'ELU..... 52

Tableau IV.8 : Moment de la dalle pleine RDC à L'ELU..... 53

Tableau V.1 : Calcul de la section des armatures..... 65

Tableau V.2 : charge permanente et exploitation de palier 71

Tableau V.3 : Charge permanente et exploitation de paillasse 72

Tableau VI.1 : Coefficient d'accélération de zone A. (selon RPA) 94

Tableau VI.2 : Période caractéristique T2..... 94

Tableau VI.3 : Valeurs de ξ (%)..... 95

Tableau VI.4 : valeurs du coefficient C_T 95

Tableau VI.5 : Valeurs du coefficient de comportement R..... 96

Tableau VI.6 : valeurs des pénalités P_q 96

Tableau VI.7 : Résultat du coefficient de qualité sens x « bloc 1 » 100

Tableau VI.8 : tableau des masses « bloc 1 »..... 101

Tableau VI.9 : L'effort sismique EX..... 101

Tableau VI.10 : L'effort sismique EX « bloc 1 »..... 101

Tableau VI.11 : Vérification de l'effort normal réduit « bloc 1 »..... 102

Tableau VI.12 : L'excentricité entre G et R dans le sens x « bloc 1 »..... 102

Tableau VI.13 : L'excentricité entre G et R dans le sens y « bloc 1 »..... 103

Tableau VI.14 : le déplacement au sommet dans le sens x « bloc 1 » 103

Tableau VI.15 : Le déplacement au sommet dans le sens y « bloc 1 » 103

Tableau VI.16 : Le déplacement inter étage dans le sens x « bloc 1 »..... 103

Tableau VI.17 : Le déplacement inter étage dans le sens y « bloc 1 ».....	103
Tableau VI.18 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens x « bloc 1 ».....	104
Tableau VI.19 : Vérification de θ_k dans le sens x « bloc 1 ».....	104
Tableau VI.20 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens y « bloc 1 ».....	104
Tableau VI.21 : Vérification de θ_k dans le sens y « bloc 1 ».....	104
Tableau VI.22 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens x « bloc 1 »....	104
Tableau VI.23 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens y « bloc 1 »....	105
Tableau VI.24 : Tableau des masses « bloc 2 »	105
Tableau VI.25 : L'effort sismique EX « bloc 2 ».....	106
Tableau VI.26 : L'effort sismique EX « bloc 2 ».....	106
Tableau VI.27 : Vérification de l'effort normal réduit « bloc 2 ».....	107
Tableau VI.28 : L'excentricité entre G et R dans le sens x « bloc 2 ».....	107
Tableau VI.29 : L'excentricité entre G et R dans le sens y « bloc 2 ».....	107
Tableau VI.30 : le déplacement au sommet dans le sens x « bloc 2 »	107
Tableau VI.31 : Le déplacement au sommet dans le sens y « bloc 2 ».....	107
Tableau VI.32 : Le déplacement inter étage dans le sens x « bloc 2 ».....	108
Tableau VI.33 : Le déplacement inter étage dans le sens y « bloc 2 ».....	108
Tableau VI.34 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens x « bloc 2 ».....	108
Tableau VI.35 : Vérification de θ_k dans le sens x « bloc 2 ».....	108
Tableau VI.36 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens y « bloc 2 ».....	108
Tableau VI.37 : Vérification de θ_k dans le sens y « bloc 2 ».....	109
Tableau VI.38 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens x « bloc 2 »....	109
Tableau VI.39 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens y « bloc 2 »....	109
Tableau VI.40 : Tableau des masses « bloc 3 »	110
Tableau VI.41 : L'effort sismique EX « bloc 6 ».....	110
Tableau VI.42 : L'effort sismique EX « bloc 6 ».....	110
Tableau VI.43 : Vérification de l'effort normal réduit « bloc 6 ».....	111
Tableau VI.44 : L'excentricité entre G et R dans le sens x « bloc 6 ».....	111
Tableau VI.45 : L'excentricité entre G et R dans le sens y « bloc 6 ».....	112
Tableau VI.46 : le déplacement au sommet dans le sens x « bloc 6 »	112
Tableau VI.47 : Le déplacement au sommet dans le sens y « bloc 6 ».....	112
Tableau VI.48 : Le déplacement inter étage dans le sens x « bloc 6 ».....	112
Tableau VI.49 : Le déplacement inter étage dans le sens y « bloc 6 ».....	112
Tableau VI.50 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens x « bloc 6 ».....	112
Tableau VI.51 : Vérification de θ_k dans le sens x « bloc 6 ».....	113
Tableau VI.52 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens y « bloc 6 ».....	113
Tableau VI.53 : Vérification de θ_k dans le sens y « bloc 6 ».....	113

Tableau VI.54 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens x « bloc 2 »....	113
Tableau VI.55 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens y « bloc 6 »....	113
Tableau VI.56 : Tableau des masses « Minaret ».....	115
Tableau VI.57 : L'effort sismique EX « Minaret ».....	115
Tableau VI.58 : L'effort sismique EX « Minaret ».....	115
Tableau VI.59 : Vérification de l'effort normal réduit « Minaret ».....	116
Tableau VI.60 : L'excentricité entre G et R dans le sens x « Minaret ».....	117
Tableau VI.61 : L'excentricité entre G et R dans le sens y « Minaret ».....	118
Tableau VI.62 : le déplacement au sommet dans le sens x « Minaret ».....	118
Tableau VI.63 : Le déplacement au sommet dans le sens y « Minaret ».....	118
Tableau VI.64 : Le déplacement inter étage dans le sens x « Minaret ».....	119
Tableau VI.65 : Le déplacement inter étage dans le sens y « Minaret ».....	119
Tableau VI.66 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens x « Minaret ».....	120
Tableau VI.67 : Vérification de θ_k dans le sens x « Minaret ».....	120
Tableau VI.68 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens y « Minaret ».....	121
Tableau VI.69 : Vérification de θ_k dans le sens y « Minaret ».....	121
Tableau VI.70 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens x « bloc 2 »....	122
Tableau VI.71 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens y « Minaret ».	122
Tableau VI.72 : Tableau des masses « Mihrab ».....	122
Tableau VI.73 : L'effort sismique EX « Mihrab ».....	123
Tableau VI.74 : L'effort sismique EX « Mihrab ».....	123
Tableau VI.75 : Vérification de l'effort normal réduit « Mihrab ».....	124
Tableau VI.76 : L'excentricité entre G et R dans le sens x « Mihrab ».....	124
Tableau VI.77 : L'excentricité entre G et R dans le sens y « Mihrab ».....	124
Tableau VI.78 : le déplacement au sommet dans le sens x « Mihrab ».....	124
Tableau VI.79 : Le déplacement au sommet dans le sens y « Mihrab ».....	124
Tableau VI.80 : Le déplacement inter étage dans le sens x « Mihrab ».....	125
Tableau VI.81 : Le déplacement inter étage dans le sens y « Mihrab ».....	125
Tableau VI.82 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens x « Mihrab ».....	125
Tableau VI.83 : Vérification de θ_k dans le sens x « Mihrab ».....	125
Tableau VI.84: Vérification de l'effet P- Δ dans le sens y « Mihrab ».....	125
Tableau VI.85: Vérification de θ_k dans le sens y « Mihrab ».....	126
Tableau VI.86 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens x « bloc 2 »....	126
Tableau VI.87 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens y « Mihrab »..	126
Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres dans le sens x et y.....	132
Tableau VII.2 : Les armatures transversales.....	134
Tableau VII.3 : Ferrailage des poteaux circulaire.....	138

Tableau VII.4 : Ferrailage des poteaux rectangulaire	138
Tableau VII.5 : Armatures transversales du poteau « bloc6 »	142
Tableau VII.6 : Armatures transversales du poteau « Mihrab ».....	143
Tableau VII.7 : Armatures transversales du poteau « Minaret ».....	144
Tableau VIII.1 : Section des armatures transversal.....	160
Tableau VIII.2 : Ferrailage de linteau avec diagonale	162
Tableau IX.1 : Ferrailage du radier dans le sens x	170
Tableau XI.2 : Ferrailage du radier dans le sens y	170
Tableau XI.3 : Ferrailage nervure dans le sens y.	171

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELU.....	15
Figure I.2 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELS	15
Figure I.3 : Diagramme de déformation de l’acier.....	17
Figure I.4 : Règle de trois pivots	19
Figure II.1 : « Dalle en corps creux ».....	23
Figure III.1 : Plancher corps creux.....	30
Figure III.2 : coffrage acrotère	32
Figure III.3 : maçonnerie en brique creuse	32
Figure III.4 : Décence de charge à ELU avec robot	34
Figure III.5 : Décence de charge à ELS avec robot	34
Figure IV.1 : Plancher a corps creux.....	36
Figure IV.2 : Corps Creux hourdis.....	36
Figure IV.3 : Coupe transversale de la poutrelle.....	51
Figure IV.4 : Ferrailage de la poutrelle	51
Figure IV.5 : Ferrailage de la dalle pleine.....	58
Figure V.1 : Schéma de l’acrotère.....	61
Figure V.2 : Schémas des Coupes transversales de l’acrotère	64
Figure V.3 : Schéma ferrailage de l’acrotère	68
Figure V.4 : Vue en plan de l’escalier	72
Figure V.5 : Escalier coupe transversale	73
Figure V.6 : Ferrailage de 1 ^{er} volée.....	80
Figure V.7 : Ferrailage de 2 ^{ème} volée	80
Figure V.8 : Ferrailage de 3 ^{ème} volée	80
Figure V.9 : Géométrie de la coupole	82
Figure V.10 : Composante de N_{ϕ}	83
Figure V.11 : Equilibre des forces intérieures et extérieures	83
Figure V.12 : Représentation des efforts.....	84
Figure V.13 : Ferrailage de la coupole.....	87
Figure VI.1 : Limites des décrochements en plan.....	97
Figure VI.2 : Limites des décrochements en élévation	98
Figure VII.1 : Ferrailages des poutres « type 1 ».....	135
Figure VII.2 : Ferrailages des poutres « type 2 ».....	135

Figure VII.3 : Ferrailages des poutres « type3 »	135
Figure VII.4 : Ferrailages des poutres « type 4 »	136
Figure VII.5 : Ferrailages du poteau coupe longitudinale.....	146
Figure VII.6 : Ferrailages du poteau coupe 1-1	147
Figure VII.7 : Ferrailages du poteau coupe 2-2	147
Figure VIII.1 : Différent type des voiles	149
Figure VIII.2 : Voile plein.....	151
Figure VIII.3 : Section partiellement comprimée	153
Figure VIII.4 : Section entièrement tendue	154
Figure VIII.5 : Section entièrement comprimé	154
Figure VIII.6 : Ferrailages du voile plein coupe longitudinale.....	158
Figure VIII.7 : Ferrailages du voile plein coupe transversale	158
Figure VIII.8 : Ferrailages du linteau sans diagonale	160
Figure VIII.9 : Armatures de linteaux	161
Figure VIII.10 : Ferrailage du linteau avec diagonale	1613
Figure IX.1 : Ferrailage de la semelle isolé	167
Figure IX.2 : Radier sur robot	168
Figure IX.3 : Contrainte sous radier (MPa).....	169
Figure IX.4 : Sollicitations du radier (ELS).....	170
Figure IX.5 : Diagramme moment fléchissant des nervures.....	171

Liste des abréviations

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- Q : Charge d'exploitation.
- 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.
- η : Coefficient de fissuration.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ε_{bc} : Déformation relative.
- α : Coefficient de réduction
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.

e	: Epaisseur.
F	: Force concentrée.
f	: Flèche.
\bar{f}	: Flèche admissible.
D	: Fiche d'ancrage.
h	: hauteur d'une section
b	: largeur d'une section.
L	: Longueur ou portée.
L_f	: Longueur de flambement.
i	: Rayon de giration.
B_r	: la section réduite du béton.
W	: Poids total de la structure.
d	: Hauteur utile.
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier.
M_u	: Moment à l'état limite ultime.
M_{ser}	: Moment à l'état limite de service.
M_t	: Moment en travée.
M_a	: Moment sur appuis.
M_0	: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I	: Moment d'inertie.
f_i	: Flèche due aux charges instantanées.
f_v	: Flèche due aux charges de longue durée.
I_{fi}	: Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}	: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
M	: Moment, Masse.
E_{ij}	: Module d'élasticité instantané.
E_{vj}	: Module d'élasticité différé.
E_{i28}	: Module d'élasticité instantané à j jours d'âge.
E_{v28}	: Module d'élasticité différé à j jours d'âge.
n	: est appelé coefficient d'équivalence.
E_s	: Module d'élasticité de l'acier.
P	: Rayon moyen.
f_{c28}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
f_{t28}	: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Flèche (F) : hauteur du sommet par rapport a la base

R : rayon de la courbure (il sert pour tracer la coupole selon les méridiens)

a : rayon de la base de la coupole.

α : Angle que fait R par rapport a OY dans le plan OXY selon les méridiens

θ : Au plan OXY dans la direction d une pabelle donne

W : surface latérale de la coupole

W0 : de la base

e : épaisseur de la paroi (elle peut être variable ou constante) mais généralement faible

N_α : effet axiale dans la direction du méridien (il faut être compression ou traction/ml de la parallèle considère.

N_θ : effet axiale dans la direction de pabelle correspondante ou même angle (α)/ml du méride considère.

G : ensemble des charge permanentes / m^2 de surface(w)

Q : surcharger de la neige / m^2 de (w0) ; car il agit directement sur la projection horizontale

H : composante horizontale le N_α /ml de la parallèle considère, elle agit dans le sens radial et donne traction ou compression complémentaire qui s' ajoute a (N_θ)

Introduction générale

Introduction générale

L'Engineering a été un aspect de la vie depuis le début de l'existence humaine. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, réalisation, l'exploitation et la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructure. Le génie civil englobe les travaux publics et le bâtiment.

Chaque étude de projet de bâtiment doit assurer :

- La sécurité qui dépend de la stabilité de l'ouvrage
- L'économie qui sert à diminuer les couts des projets
- Le confort pour assurer un bon usage de l'ouvrage
- L'esthétique qui présente un critère très important dans le milieu environnant.

L'expérience a montré que la majorité des bâtiments endommagés par le tremblement de terre de par exemple celui de Boumerdès du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, les projets doivent être conformes aux réglementations parasismiques. (RPA 99 révisé en 2003). Ces normes rigidifient convenablement la structure.

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'une structure en béton armé.

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme de Master en « génie civil » consiste à l'étude de «LA GRANDE MOSQUEE » qui sera implanté à « Annaba ».

Ce projet n'est pas encore entamé.

Chapitre I :

Présentation du projet et matériaux

I.1. Description de l'ouvrage (mosquée)

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier les éléments structuraux d'une mosquée qui sera située dans une région de moyenne sismicité (Annaba). Région correspondant à la zone (IIa), selon la classification du règlement parasismique algérien RPA 99 modifié en 2003. L'édifice occupe une surface de 7.3 Hectares et se compose de 9 Blocs séparés par des jointes sismiques.

L'édifice comporte :

- **UN NIVEAU TECHNIQUE** : Niveau 1 situé à - 05.10 m
D'une surface de 3828.60 m² comportant les salles d'ablution et les locaux techniques.
- **LA SALLE DE PRIERE** : Niveau 2 situé à 00.00 m
D'une surface de 16 521.30m² ; composée de 4 niveaux de 6m d'hauteur et d'une capacité totale de 12 000 fidèles.
- **LA SALLE DE PRIERE PRINCIPALE** : Niveau 2 situé à 00.00 m
D'une surface de 4900 m² et d'une capacité de 6000 fidèles.
- **MEZZANINE HOMMES** : Niveau 3 situé à 06.12 m
D'une surface de 3 500 m² et d'une capacité de 3400 fidèles.
- **MEZZANINE FEMMES** : Niveau 4 situé à 12.24 m
D'une surface de 2 400 m² d'une capacité de 2000 fidèles.
- **TERRASSE ACCESSIBLE** : Niveau 4 situé à 12.24 m
D'une surface de 1930 m² d'une capacité de 1200 fidèles.
- **LA COUPOLE** : Niveau 4 situé à 12.24 m
De 18m de diamètre et de 11.30 m de hauteur sur un tambour de 2.90m.
- **SAHN**
D'une surface de 450 m² avec une couverture translucide amovible.
- **MINARET**
Comporte 22 étages d'une hauteur totale de 70 m (134 m par rapport au niveau de la mer). La surface de chaque niveau est de 100m² avec une surface total de 2936 m².
- **LA BASE** :
Comporte 6 étages de plus de 21 m de hauteur et une surface au sol de 405m², d'une surface totale de 1504 m².

- **LE CORPS** :

Comporte 13 étages, de plus de 40 m de hauteur et une surface au sol de 81m². Chaque niveau comporte un espace d'exposition de l'histoire de l'Algérie et de la région d'une surface totale de 1 400m².

- **LE COURONNEMENT** :

Composé de 2 niveaux, de plus de 8 m de hauteur.

- **MIHRAB** :

Situé sur la façade principale (Qibla) composé de 5 niveaux avec une terrasse. Sa surface est de 610m²; il comprendra les locaux de l'Imam, la salle de fatwas, des bureaux, un espace VIP.....

- **POUR ENSEIGNEMENT** :

Composé de 5 niveaux d'une surface de 316 m² par niveau et d'une surface totale de 1896 m² comporte 12 salles de cours.

- **BIBLIOTHEQUE** :

Equivalent du bloc enseignement d'une surface de 1580 m² comporte quatre salles lecture, salle de cours et salle de conférence.

- **POSTE TRANSFORMATEUR** :

D'une surface de 140 m².

- **GROUPE ELECTROGENE** :

D'une surface de 40 m².

- **CHAUFFERIE** :

D'une surface de 60 m².

- **CLIMATISATION** :

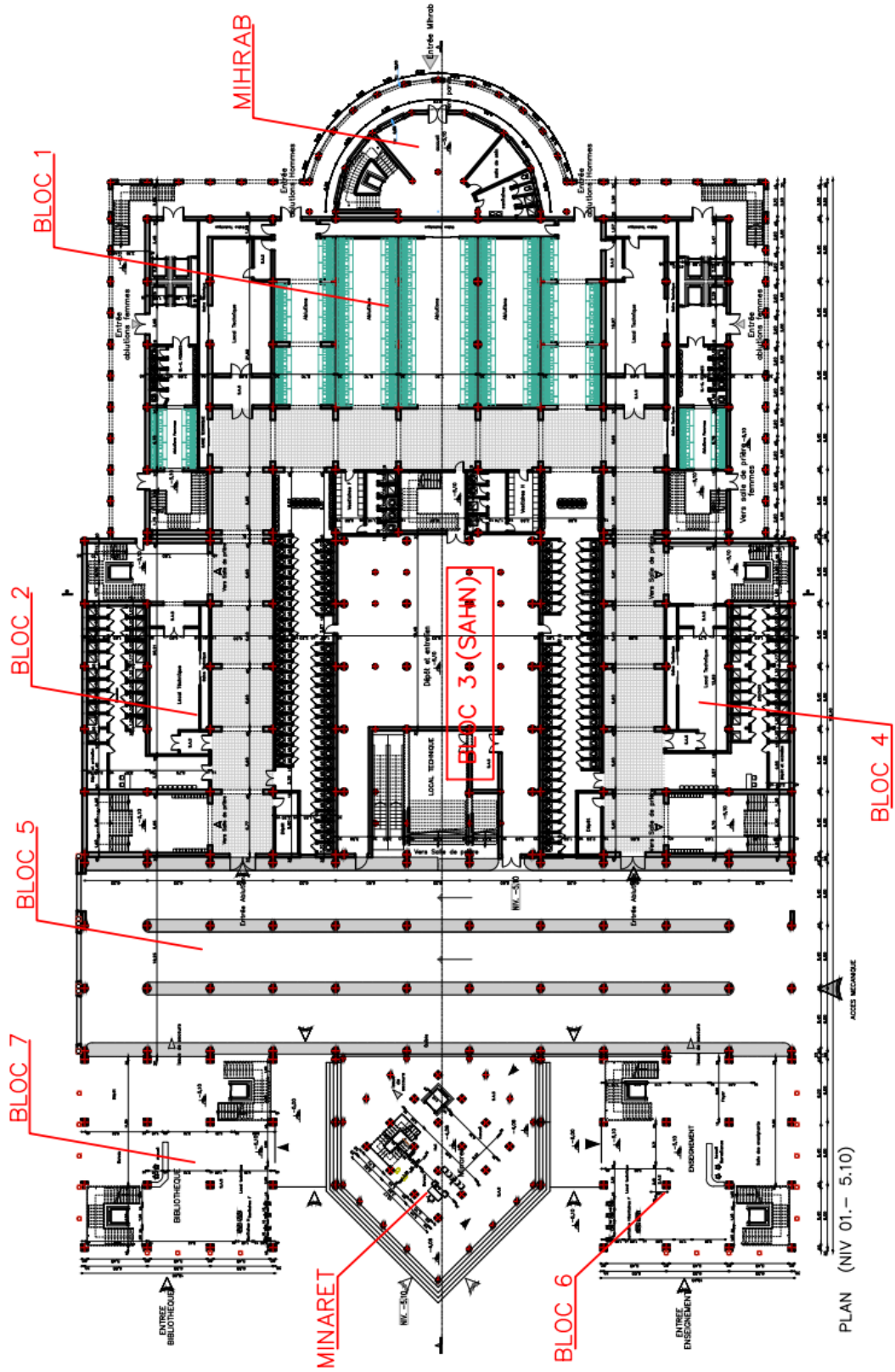
D'une surface de 85 m².

- **RESERVOIR D'EAU** :

D'une surface de 180 m².

- **LOCAUX TECHNIQUES** :

D'une surface de 30 m²



I.1.1. Caractéristiques géométriques

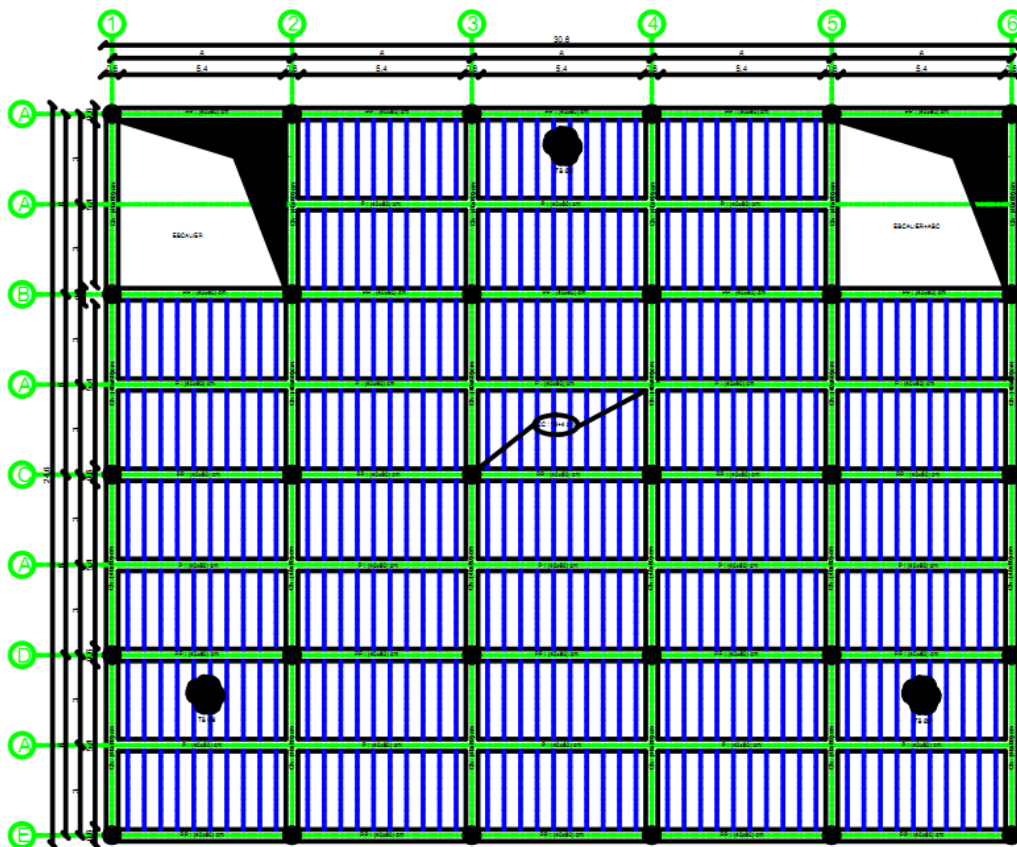
La forme et les caractéristiques géométriques des différentes parties de cet ouvrage sont résumées comme suit :

I.2.1.1. Bloc 1

- Longueur en plan ----- 63.00 m
- Largeur en plan ----- 34.00 m
- Hauteur du Sous-sol ----- 05.10 m
- Hauteur d'étage ----- 06.12 m
- Hauteur totale ----- 17.34 m

I.2.1.2. Bloc 2 et Bloc 4

- Longueur en plan ----- 30.59 m
- Largeur en plan ----- 24.60 m
- Hauteur du Sous-sol ----- 05.10 m
- Hauteur d'étage ----- 06.12 m
- Hauteur totale ----- 23.46 m



I.2.1.3. Bloc 3 (Sahn)

D'une surface de 450 m² avec une couverture translucide amovible.

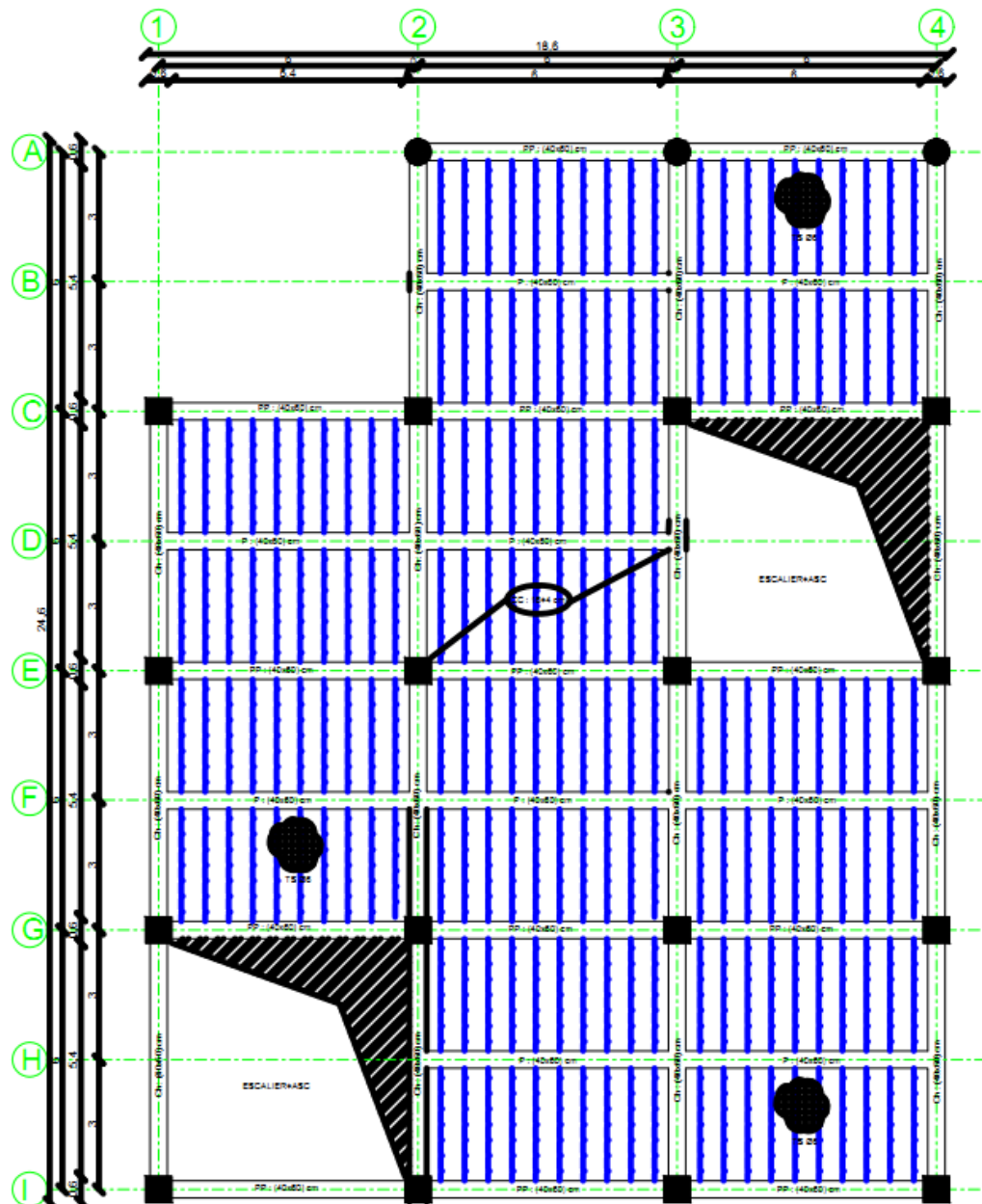
- Longueur en plan ----- 30.56 m
- Largeur en plan ----- 19.40 m
- Hauteur totale (Sous-sol) ----- 05.10 m

I.2.1.4. Bloc 5

- Longueur en plan ----- 68.20 m
- Largeur en plan ----- 18.60 m
- Hauteur du S.S ----- 05.10 m
- Hauteur d'étage ----- 06.12 m
- Hauteur totale ----- 17.34m

I.2.1.5. Bloc 6 et bloc 7

- Longueur en plan ----- 24.60 m
- Largeur en plan ----- 18.60 m
- Hauteur du Sous-sol ----- 05.10 m
- Hauteur d'étage ----- 03.06 m
- Hauteur totale ----- 24.20 m



I.2.1.6. Bloc 8 (MIHRAB)

- Rayon ----- R = 12.60 m
- Hauteur totale ----- 24.20 m
- Hauteur du Sous-sol ----- 05.10 m
- Hauteur d'étage ----- 03.06 m

I.2.1.7. Bloc 9 (Minaret)

a. Partie 9A

- Hauteur totale ----- 17.34 m
- Hauteur du Sous-sol ----- 04.08 m
- Hauteur d'étage ----- 03.06 m
- Surface $18.6 \times 12.6 + 9.1 \times 18.6 =$ ----- 403.62 m^2

b. Partie 9B (Minaret)

- Hauteur totale ----- 68.34 m
- Hauteur du Sous-sol ----- 04.08 m
- Hauteur d'étage ----- 03.06 m

I.2. Eléments constituant l'ouvrage

I.2.1. Contreventement

Il s'agit d'un contreventement mixte assuré par des portiques et des voiles en béton armé qui reprennent d'une part les charges statiques dues aux poids propres de la structure et à la surcharge d'exploitation et d'autre part, les charges dynamiques dues au séisme et aux actions accidentelles.

I.2.2. Plancher

Nous avons adopté pour tous les niveaux et les blocs des planchers à corps creux. Néanmoins, pour le bloc « MIHRAB » nous avons opté pour des dalles pleines.

I.2.3. Terrasse

Dans notre ouvrage il existe une terrasse accessible : bloc 2, bloc 4, bloc 5 et le mihrab et terrasse inaccessible pour les autres blocs

I.2.4. Escaliers

Les escaliers sont de type orthogonal, en béton armé coulés sur place.

I.2.5. Maçonnerie

Les éléments de remplissage des murs sont assurés par maçonnerie locale (briques creuses 8 trous de 10 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieures et briques creuses 12 trous de 15 cm d'épaisseur pour les parois extérieures.

Murs extérieurs : ils sont constitués en double parois :

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur paroi extérieure.
- Lambe d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur paroi intérieure.

Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.2.6. Revêtements

- Dalle de sol d'épaisseur 2cm

- Enduit mur extérieur : Mortier de ciment 3cm à l'extérieur.
- Enduit mur intérieur : Mortier de ciment et enduit de plâtre 2cm pour les murs intérieurs et 3cm pour les plafonds.

I.2.7. Acrotères

On opte pour un acrotère de hauteur 60 cm pour la terrasse inaccessible et de 85 cm pour la terrasse accessible.

I.3. Conception structurelle

L'effet des charges verticales est généralement estimé d'une manière simple, au prorata des surfaces de plancher. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité.

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance des efforts horizontaux engendrés par le séisme.
- La détermination de leur répartition entre les différents éléments de contreventement.

I.3.1. Choix du système de contreventement

Les bâtiments dépassent 14 mètres de hauteur et sont situés en zone *II a*. Le contreventement par portique auto-stables est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003). Le choix va se porter sur un contreventement mixte (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 charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4. Matériaux utilisés

I.4.1. Introduction

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont le béton et l'acier.

Les justifications et les calculs de notre projet se feront suivant les règles « BAEL 91 modifié 99 » et le « RPA99 (version 2003) ».

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Le béton seul n'a pas une bonne résistance à la traction et au cisaillement, tandis que l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction. De l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.4.2. Présentation de la méthode de calcul aux états limites

Un état limite est un état particulier d'une structure ou de l'un de ses éléments, dans lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action.

Il existe deux états limites :

I.5.2.1. Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- Perte de la résistance de l'un ou des matériaux.
- Perte de la stabilité de forme (flambement).
- Perte de l'équilibre statique de l'ensemble des éléments.

Critères de calcul :

- Déformations relatives limites.
- Calcul de type rupture avec lois contraintes - déformations des matériaux.

I.5.2.2. Etat limite de service (ELS)

Il est lié aux conditions normales d'exploitation et de durabilité.

Il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments.

Critères de calcul :

- Contraintes (ou déformations) limites.
- Calcul de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence ...).

I.4.3. Les matériaux

I.5.3.1. Le béton

C'est un mélange dans des proportions bien définies de ciment, de granulats (sable, gravier), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants).

C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.
- Le béton est constitué de deux types de **granulats** :
 - Sable de dimension inférieure 0/5 mm.
 - Gravier de dimension inférieure 5/25 mm.
- L'**eau** utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton.

a. Préparation du béton

On appelle **dosage** le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

La composition pour un mètre cube de béton ordinaire est :

- 350Kg/m³ de ciment CPA325
- 400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$
- 800 L de gravillon $D_g \leq 25\text{ mm}$
- 210 L d'eau.

Il existe plusieurs méthodes de calcul de la composition basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

b. Caractéristiques physiques du béton

- **Lamasse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.
- **Le retrait** : C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.
- **La dilatation** : puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times L$.
- **Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

c. Caractéristiques mécaniques du béton

- **La résistance à la compression:**

Dans le cas courant, le béton est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} et choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Soit dans ce projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance à la compression à « j » jours est donnée par :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Pour } j < 28 \text{ jours.}$$

- **La résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} est donnée par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} . \text{ Pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} .$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

- **Le module de déformation longitudinale « E » :**

- Sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 heures, on admet à défaut de mesure qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation instantané du béton

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} .$$

$$E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- On admet que sous contraintes normales d'une longue durée, le module de déformation différé est donné par : $E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} .$

$$E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$$

d. Contraintes limites

- **En compression :**

A l'ELU :

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le Diagramme de calcul dit : « parabole – rectangle » ; il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ (ou f_{bc}) suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot f_{c28}$$

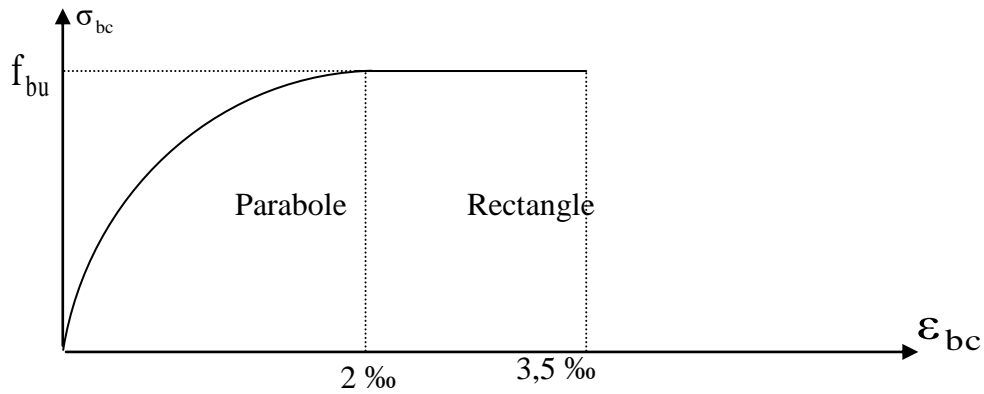


Figure I.1 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

Le coefficient γ_b vaut :

- 1,5 en situation durable ou transitoire (SDT).
- 1,15 en situation accidentelle (SA).

Le coefficient θ est donné en fonction de la durée d'application des combinaisons d'actions, il vaut :

- 1 pour une durée > 24 heures
- 0,9 pour une durée entre 1 et 24 heures.
- 0,85 pour une durée < 1 heure.

D'où : $f_{bu} = 14.2$ MPa en SDT.

$f_{bu} = 18.47$ MPa en SA.

A l'ELS :

Dans ce cas le diagramme contrainte – déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :

- **En compression**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}.$$

D'où $\overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa



Figure I.2 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

- **En cisaillement :**

La contrainte de cisaillement ultime ($\bar{\tau}_u$) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \quad \text{D'où } \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MPa}) \quad \text{D'où } \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

1.5.3.2. Les aciers

Les aciers associés au béton servent à reprendre les efforts de traction et les éventuels efforts de compression dans les éléments effectifs ou entièrement tendus.

- **Types d'acier utilisé**

Barres lisses (RL) → FeE235

Barre à hautes adhérences (HA) → FeE400

Treillis soudé de diamètre 6 hautes adhérences → FeE215

- **Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e**

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE215 FeE235	215 235	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	FeE 400 FeE 500	400 500	Emploi courant
Fils tréfiles HA type 3	FeTE400 FeTE500	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TLE500 $\phi > 6$ mm TLE520 $\phi \leq 6$ mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau I.1 : Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Pour le ferrailage principal de résistance, nous utilisons :

Des aciers à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 de type 1, caractérisés par leur limite élastique $f_e = 400$ MPa.

- **Module d'élasticité :**

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} .$$

- **Contraintes limites :**

A l'ELU:

$$\overline{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour : } \varepsilon_s > 1,74\text{‰} \\ E_s \cdot \varepsilon_s & \text{pour : } \varepsilon_s \leq 1,74\text{‰} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & ; \text{ en : SDT } \Rightarrow \sigma_s = 348\text{MPa} \\ \gamma_s = 1 & ; \text{ en : SA } \Rightarrow \sigma_s = 400\text{MPa} \end{cases}$$

A l'ELS:

$$\overline{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} & ; \text{ enfissuration peu nuisible.} \\ \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} , 110 \sqrt{\eta f t_j} \right) \right) & ; \text{ enfissuration préjudiciable.} \\ 0,8 \sigma_s & ; \text{ enfissuration très préjudiciable.} \end{cases}$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les aciers RL.} \\ \eta = 1,6 & \text{pour les aciers HA.} \end{cases}$$

D'où:

$$\overline{\sigma}_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa en FPN} \\ 202 \text{ MPa en FP} \\ 160 \text{ MPa en FTP} \end{cases}$$

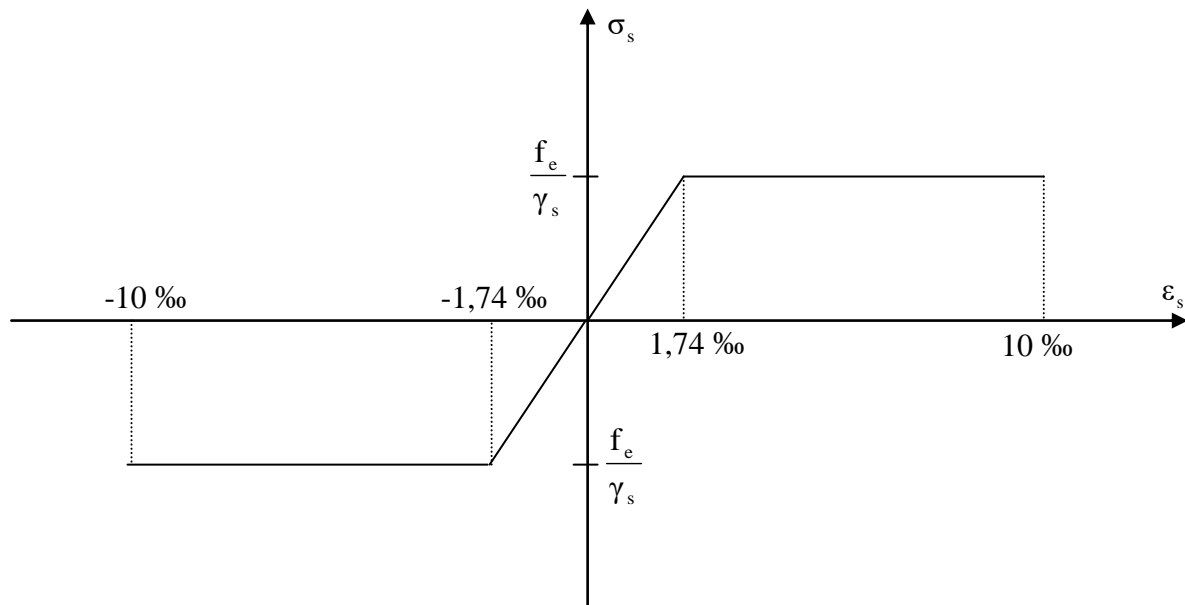


Figure I.3 : Diagramme de déformation de l'acier

I.5. Les actions

- **Définition** : les actions sont des forces appliquées à une construction soit :

-directement : action permanentes ; action variables d'exploitation ; action climatiques et action accidentelles.

-indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement

- **Les actions permanentes (G) :**

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

-poids propre de la structure.

-poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement)

-efforts (poids, poussée des eaux et des terres)

-efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait)

- **Les actions variables (Q) :**

Elles varient de façon importante dans le temps :

- Les charges d'exploitation

- Les charges climatiques

- Les explosions (gaz, bombes)

- Les séismes

I.6. Les sollicitations

Les sollicitations sont définies comme étant les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous formes des forces ; d'efforts (normaux ou tranchants) de moment (de flexion, de torsionetc.)

I.7. Hypothèses de calcul des sections en béton armé

I.7.1. Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15.

($n = \frac{E_s}{E_b}$), n : est appelé coefficient d'équivalence.

I.7.2. Calcul aux états limites ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à
 $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion
 $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure -1-

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10% de l'armature la plus tendue, supposée concentrée au centre de gravité de l'ensemble des barres.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5‰ du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton de la fibre située à $(3/7)h$ de la fibre la plus comprimée.

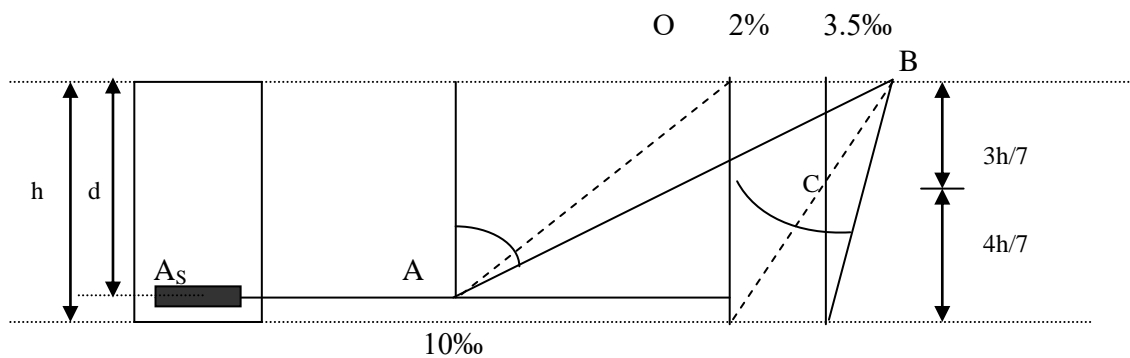


Figure I.4 : Règle de trois pivots

La position de l'axe neutre est la distance du centre de gravité à la fibre la plus comprimée du béton. Sa valeur détermine le domaine par lequel passe l'état de déformation de la section.

Chapitre II :

Prédimensionnement

II.1. Introduction

Le prédimensionnement a pour but “ le pré calcul ” des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99modifié **2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d’éviter un sur plus d’acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Prédimensionnement

II.2.1. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le prédimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

II.2.1.1. Selon BAEL91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

II.2.1.2. Vérification d’après RPA99 version 2003

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

Avec: L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

a. Blocs 1 2 3 4 et sahn

✓ *Les poutres longitudinales :* $L = L_{1max} = 6.0m$

- *Par BAEL 91 :*

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 40 \leq h \leq 60 \\ 1.8 \leq b \leq 4.2 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 60 cm**

b = 40 cm

- **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b=40\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h=60\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

→ Donc on choisi une poutre de section "60×40"

✓ **Les poutres transversales : $L = L_{max} = 7.60\text{m}$**

- **Par BAEL 91 :**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 50.66 \leq h \leq 76 \\ 2.28 \leq b \leq 5.32 \end{cases}$$

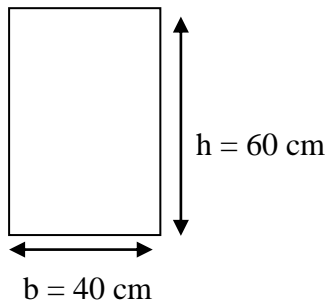
On prend : **h = 60 cm**

b = 40 cm

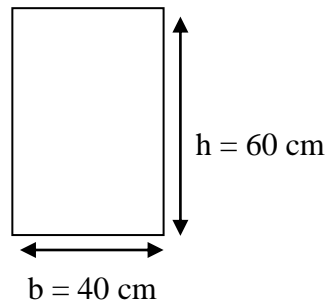
- **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b=40\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h=60\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = \frac{60}{40} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

→ Donc on choisi une poutre de section "60×40"



Poutre transversale



Poutre longitudinale

b. Bloc minaret :

✓ **La poutre de portait max : $L = L_{1max} = 6.00\text{m}$**

- **Par BAEL 91 :**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 40 \leq h \leq 60 \\ 1.8 \leq b \leq 4.2 \end{cases}$$

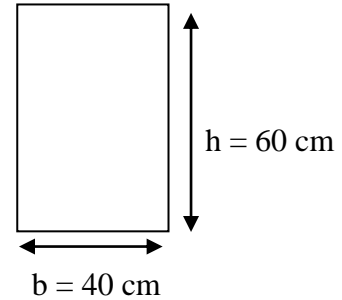
On prend : **h = 60cm**

b = 40 cm

- Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b=40\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h=60\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

→ Donc on choisi une poutre de section "40×60"



✓ La poutre de portée max: $L = L_{1max} = 7.6\text{m}$

- Par BAEL 91 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 50.66 \leq h \leq 76 \\ 2.28 \leq b \leq 5.32 \end{cases}$$

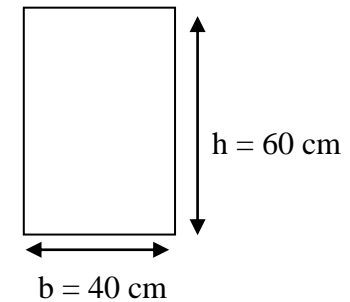
On prend : **h = 60cm**

b = 40 cm

- Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b=40\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h=60\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

→ Donc on choisi une poutre de section "40×60"



II.2.2. Les poutrelles (plancher à corps creux)

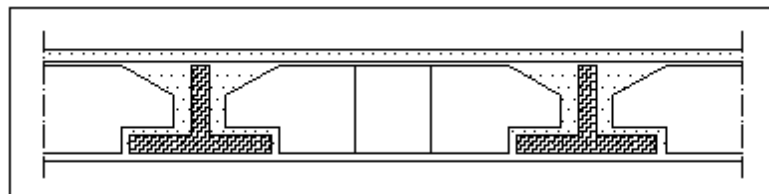


Figure II.2 : « Dalle en corps creux »

- Résistance au feu :

- e = 07cm : pour une (01) heure de coup de feu.
- e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu.
- e = 17,5 cm : pour quatre (04) heures de coup de feu.

- Isolation phonique :

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm** ($e \geq 16 \text{ cm}$)

- L'épaisseur du plancher :

Est donnée par la formule suivante : $L/22,5 < ht < L/15$ avec :

L : longueur entre nus d'appuis.

ht : hauteur totale du plancher.

b_0 : la largeur de la poutrelle

b : la longueur de la poutrelle

On a :

$$L_{\max} = 260 \text{ cm}$$

$$11.55 < h_t < 17.33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{On prend } h_t = 20 \text{ cm}$$

Suivant la standardisation nous adoptons un plancher (16+4) cm

$$\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

Nous avons ainsi : $h = 16 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$

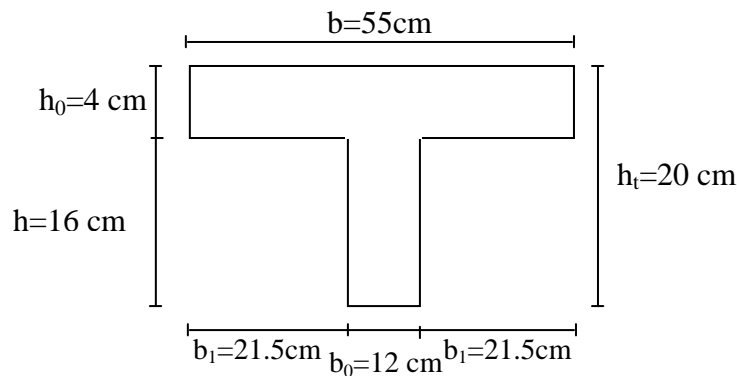
(les blocs de l'hourdis sont standard de : 16 ; 20 ; 25 ; 30 ; 35, et la dalle de compression 16+4 ; 20+5 ; 25+5 ; 30+5)

- Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0 = (8 \div 14) \text{ cm}$; on adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$
- La largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{432}{10} = 34 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{l_n}{2} \Rightarrow b_1 \leq \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

\Rightarrow On prend donc : $b_1 = 22.5 \text{ cm}$ (la plus faible valeur)

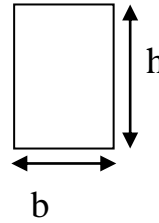
$$\text{Et on a : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 21.5 + 12 = 55 \text{ cm} \quad \Rightarrow \mathbf{b = 55 \text{ cm}}$$



II.2.3. Poteaux

Selon les prescriptions du **PRA 2003** les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ * \min(b, h) \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \ll \text{Zone II .a} \gg \\ * \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$



• **Condition de non flambement :**

Considérons une section rectangulaire de dimensions $b \times h$ avec : $b \leq h$

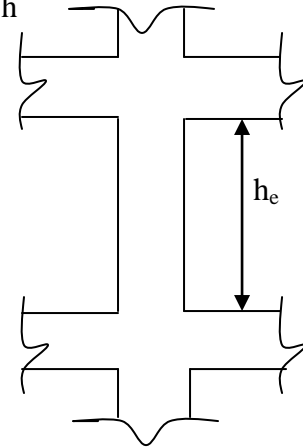
L'élanement $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Avec : $\lambda = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Nous avons : I : moment d'inertie.

- B : section du béton.

- L_f : longueur du flambement



N.B : dans notre cas : $l_f = 0.7l_0$; poteau encastré dans se fait parallèle au cote « b » :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\Gamma h b^3}{12} \\ B = h \times b \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = L_f / i = \frac{L_f}{b} \sqrt{12}.$$

N.B : il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ « pour faire participer à la résistance du poteau, tous les barres d'acier de la section »

Donc : $b \geq \sqrt{12} \frac{L_f}{35}$ avec : $L_f = 0.7L_0 = 428.4 \text{ cm}$

$b \geq 1484.02 / 35$

$b \geq 42.40 \text{ cm}$

Soit : **$b = 60 \text{ cm}$** « Pour les raisons d'architecture »

• **Calcul 'B_r' :**

On a : $B_r = (a - 0.02) (b - 0.02)$

B_r : est la section réduite du béton.

• **Calcul la section réduite du béton :**

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots \dots \dots \text{ [BAEL 91] §/}$$

Ou :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que .

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

N_u : est l'effort normale ultime. $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné a tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,708$$

$$\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0,603$$

λ : L'élancement du poteau considéré

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $f_e = 400 \text{ MPa}$)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 2cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On a le pourcentage d'armature est de 1% $\Rightarrow \frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$

Donc :
$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{f_e}{100 \gamma_s} \right) \right]$$

Et enfin :
$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_s} + \frac{f_e}{100\gamma_s}} \right]$$

On a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $f_e = 400\text{MPa}$, $\gamma_b = 15$, $\gamma_s = 1.15$

Pour : $\lambda \leq 35 \rightarrow B_r \geq 0.064N_u$

- l'effort normal ultime s'obtient à partir de la descente des charges
- nous considérons l'effort normale correspondant à un poteau intermédiaire du « bloc 6 »
(le poteau le plus sollicité) : $N_u = 4696.37\text{ KN}$

$B_r \geq 0.064 \times 4696.37 \times 10^3 = \mathbf{0.300 \times 10^6\text{ mm}^2}$

Et on à : $B_r = (a-0.02)(b-0.02)$

Si on choisit un poteau de $(60 \times 60)\text{ cm}^2$

$B_r = (0.6 - 0.02)(0.60 - 0.02) = 0.306\text{m}^2$

$B_r = 0.306\text{m}^2 \geq 0.064N_u = 0.300\text{m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

• **Vérification vis-à-vis du flambement :**

D'après les règles de **BAEL 91** , l'élanement λ est donné par la relation suivante :

$\lambda = L_f / i$

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, $L_f = 0.7L_0$

Donc : $\lambda = (0.7L_0 \sqrt{12}) / b = \mathbf{24.73}$

$\lambda = 24.73 \leq 35 \dots\dots\dots\text{CV}$

• **Vérification vis-à-vis de RPA 2003 :**

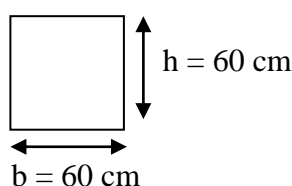
D'après RPA 2003 nous avons pour la zone (IIa)

$h = 40\text{ cm} \geq \mathbf{25\text{ cm}} \dots\dots\dots\text{CV}$

$b = 30\text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots\text{CV}$

Donc on adopte un poteau de $(\mathbf{60 \times 60})\text{ cm}^2$ au RDC et les différents étages.

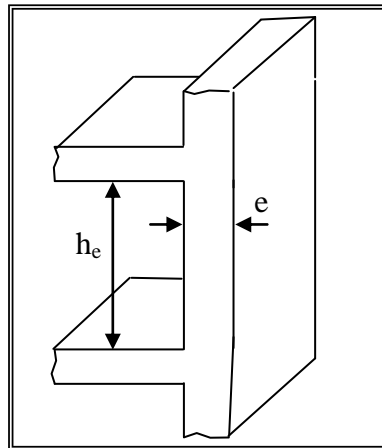


II.2.4. Refends

Les refends sont des éléments porteurs en béton armé ayant deux fonctions principales :

- Prendre et transmettre une partie des charges.
- Transmettre les efforts horizontaux dus au séisme et au vent. C'est-à-dire participer au contreventement de la structure.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité des extrémités comme indiqué à la figure.



- Coup de voile en élévation -

D'après RPA 2003, l'épaisseur minimale « e » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$$e \geq h_e / 20 \quad / \quad h_e = 612 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e \geq h_e / 20 = \frac{612}{20} = 30.6 \text{ cm} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec h_e la hauteur libre d'étage donc on adopte **e = 30 cm** pour tous les refends.

Chapitre III :

Descente des charges

III.1.Introduction

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

III.2.Les charges réglementaires

Les charges réglementaire sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

III.2.1. Les charges permanentes

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

III.2.2. Les charges d'exploitation

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

III.3.Evaluation des charges

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

III.3.1. Les planchers

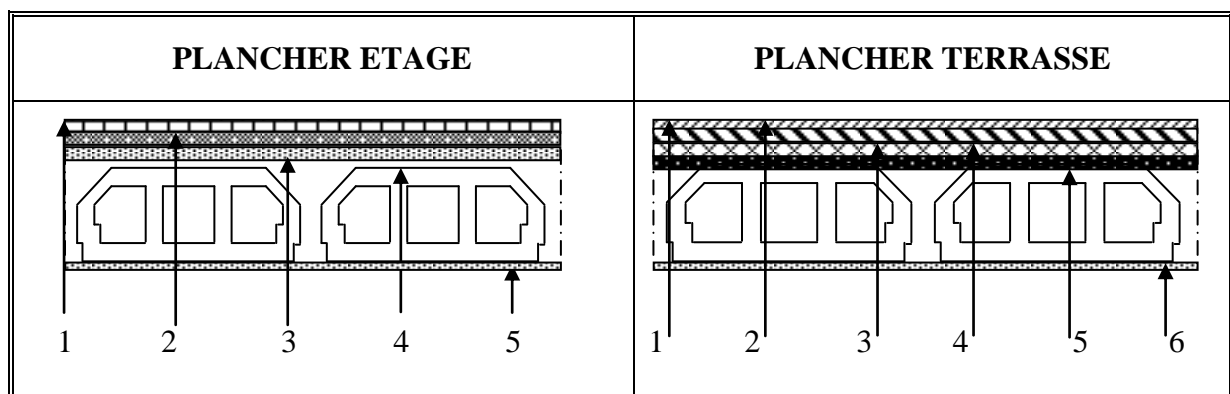


Figure III.1 : Plancher corps creux

III.3.1.1. Plancher étage courant

Charges permanentes et charge d'exploitation :

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	3	20	0.60
3- Lit de sable	3	18	0.54
4- Dalle à corps creux	20	-	2.80
5- Enduit de plâtre	2	10	0.2
6-Cloisons	20	10	2.00

G =	6.54	(KN/m²)
Q =	5	(KN/m²)

Tableau III.1 : Charges permanentes et charge d'exploitation (étage courant)

III.3.1.2. Plancher terrasse accessible

Charges permanentes et charge d'exploitation :

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	20	0.4
2-mortier de pose	3	20	0.6
3-Étanchéité multicouche	2	/	0.12
4-Forme de pente	10	20	2
5-Isolation thermique	4	4	0.16
6-Dalle à corps creux	20	/	2.8
7-Enduit de plâtre	2	10	0.2

G =	6.28	(KN/m²)
Q =	5	(KN/m²)

Tableau III.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation (terrasse accessible)

III.3.1.3. Plancher terrasse inaccessible

Charge permanente et charge d'exploitation:

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Gravillon de protection	5	20	1
2-Etanchéité multi couche	2	-	0.12
3-Isolation thermique	4	4	0.16
4-Forme de pente	8	20	1.6
5-Dalle à corps creux	20	-	2.80
6-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	5.88	(KN/m²)
Q =	1	(KN/m²)

Tableau III.3 : Charges permanentes et charge d'exploitation (terrasse inaccessible)

III.3.2. L'acrotère

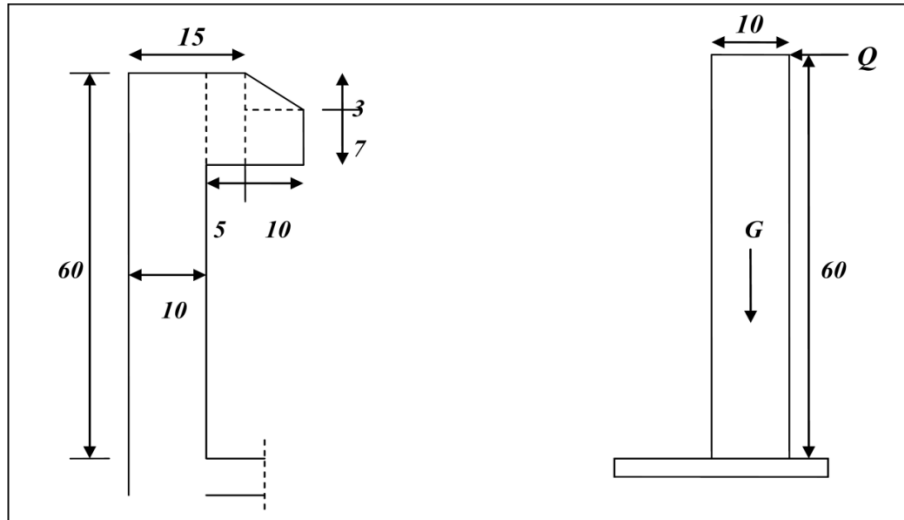


Figure III.2 : coffrage acrotère

On fait les calculs pour 1m de longueur.

- Charge permanente :

$$G_{acr} = 25 S_{acr} \text{ (l'acrotère est fait en B.A)}$$

$$G_{acr} = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + (0.07 \times 0.1) \right] \times 25$$

G =	1.837	(KN/m²)
------------	--------------	---------------------------

III.3.3. Les murs

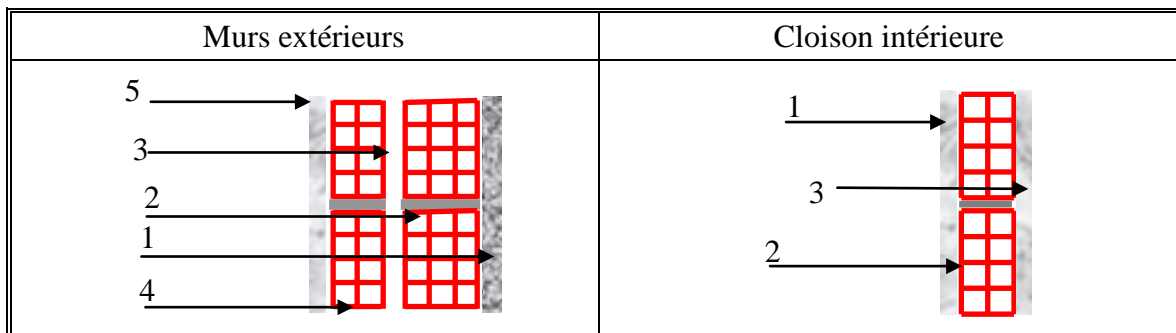


Figure 5 : maçonnerie en brique creuse

III.3.3.1. Cloison extérieur

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
2-Brique creux	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.76	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

Tableau III.4 : Charges permanentes et charge d'exploitation (Cloison extérieur)

III.3.3.2. Cloison intérieure de 10cm

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
2-Brique creux	10	-	0.90
3-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	1.30	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

Tableau III.5 : Charges permanentes et charge d'exploitation (Cloison intérieure de 10cm)

III.3.3.3. Cloison intérieure à double paroi

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
2-Brique creux	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.60	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

Tableau III.6 : Charges permanentes et charge d'exploitation (Cloison intérieure à double paroi)

III.4.Descente de charge

III.4.1. Etapes de calcul

Les étapes de pré-dimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait vérification à RPA 2003.

Mais pour facilité le calcul on a utiliser la descente des charges obtenue du logiciel de calcul robot qui a afficher les résultats suivantes :

L'ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\Rightarrow N_u = 4696.37 \text{ KN}$$

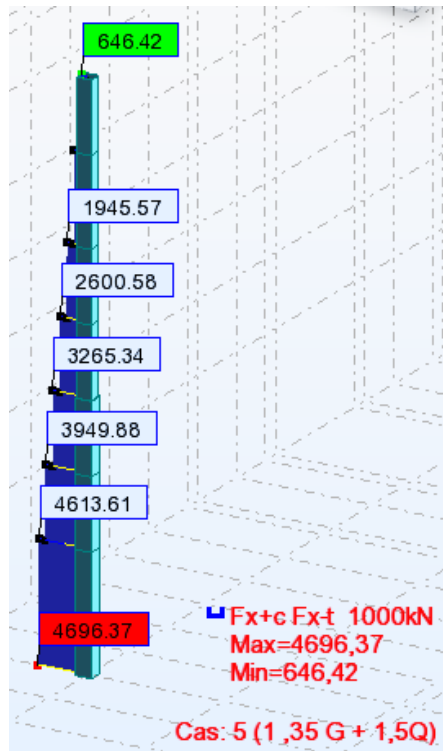


Figure III.3 : Décente de charge à ELU avec robot

L'ELS :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\Rightarrow N_{ser} = 3370.16 \text{ KN}$$

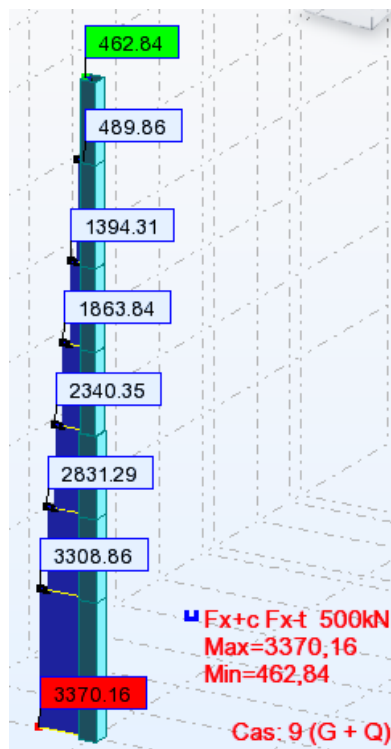


Figure III.4 : Décente de charge à ELS avec robot

Chapitre IV :

Etudes des planchers à corps creux

IV.1. Etudes des plancher

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (16x20x55) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

IV.2. Dalle à corps creux

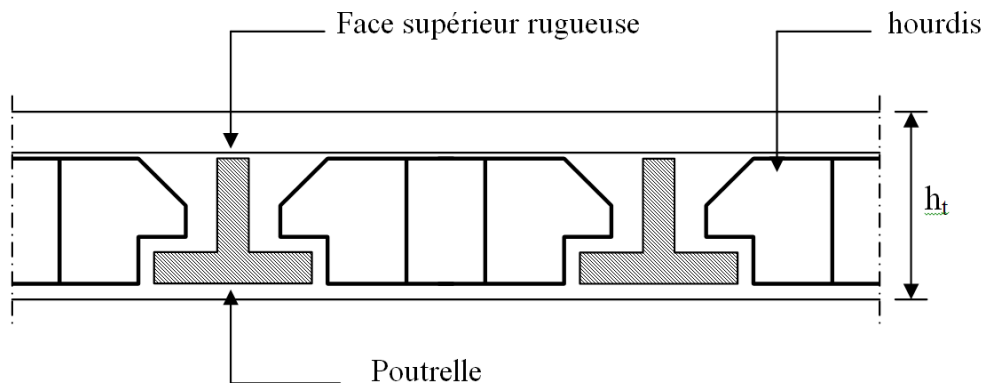


Figure IV.1 : Plancher à corps creux

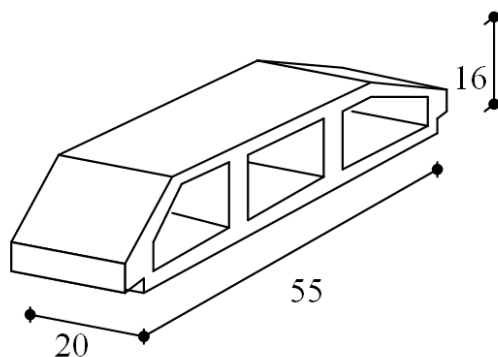


Figure IV.2 : Corps Creux hourdis

IV.2.1. Dimensionnement des poutrelles

IV.2.1.1. Méthode de calcul

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

✓ **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91**, on peut appliquer « *la méthode forfaitaire* » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

Plancher étage courant :

$$G=6.54 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=5 \text{ KN/m}^2.$$

Plancher terrasse inaccessible :

$$G=6.88 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=1 \text{ KN/m}^2.$$

1^{ère} Condition : $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

- Plancher terrasse :

$$Q=1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(11.76, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{CV}$$

- Plancher étage courant:

$$Q=5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(13.08, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{CV}$$

2^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

La portée entre axes de la poutrelle : 3m

- $0.8 \leq \frac{3}{3} = 1.11 \leq 1.25 \text{CV}$

3^{ème} Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité « $I = \text{constante}$ »CV

4^{ème} Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.....CV

→ D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « *la méthode forfaitaire* ».

IV.2.1.2. Application de la méthode

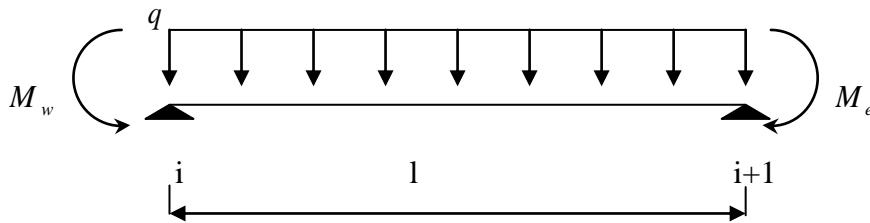
Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes

en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w : M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.



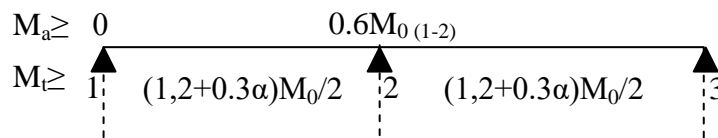
D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91**
 les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

1 • $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

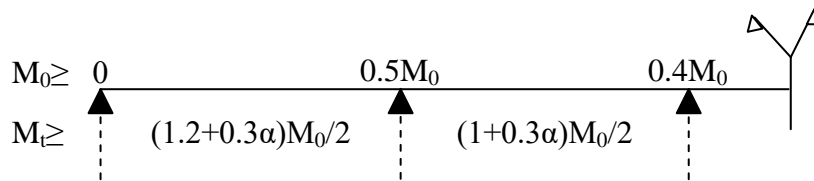
2 • $\begin{cases} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{cases}$

Les valeurs minimales des moments :

- cas d'une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$



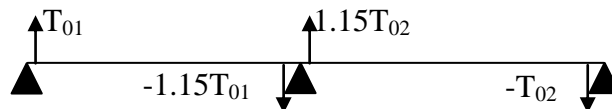
- cas d'une poutre à plusieurs travées :



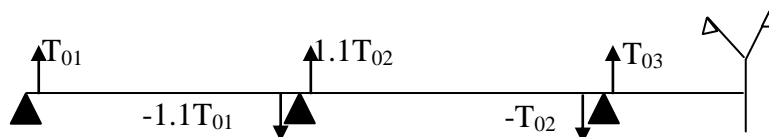
Remarque : dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à : $M_a = -0.15M_0$

Les efforts tranchants :

- cas d'une poutre à deux travées :



- cas d'une poutre à plusieurs travées :



a. Evaluation des charges : (charge sollicitée sur les poutrelles)

- Plancher terrasse :

Charge permanente :G = 6.88 KN/m²

Charge d'exploitation :Q = 1 KN/m²

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{1 + 6.88} = \mathbf{0.127}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = (1 + 0.3 \times 0.127) = \mathbf{1.038}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) / 2 = (1 + 0.3 \times 0.127) / 2 = \mathbf{0.519}$$

$$(1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = (1.2 + 0.3 \times 0.127) / 2 = \mathbf{0.619}$$

b. Calcul à l'état limite ultime

- Combinaison de charge : (Le calcul fait pour une bande de 55 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.55$$

$$Q_u = 1.35 (6.88) + 1.5 (1) \times 0.55 = \mathbf{5.933 \text{ KN/ml}}$$

- Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5.933 \times (3)^2}{8} = \mathbf{6.675 \text{ KN.m}}$$

- Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15 M_0_{(1-2)} = 0.15 \times 6.675 = \mathbf{1.001 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_0_{(1-2)} = 0.5 \times 6.675 = \mathbf{3.337 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_0_{(2-3)} = 0.4 \times 6.675 = \mathbf{2.670 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_0_{(3-4)} = 0.4 \times 6.675 = \mathbf{2.670 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.4 M_0_{(4-5)} = 0.4 \times 6.675 = \mathbf{2.670 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0.4 M_0_{(5-6)} = 0.4 \times 6.675 = \mathbf{2.670 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0.4 M_0_{(6-7)} = 0.4 \times 6.675 = \mathbf{2.670 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a8} = 0.5 M_0_{(7-8)} = 0.5 \times 6.675 = \mathbf{3.337 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a9} = 0.15 M_0_{(8-9)} = 0.15 \times 6.675 = \mathbf{1.001 \text{ KN.m}}$$

- Les moments en travée :

Travée (1-2) : travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (6.675) - (\mathbf{1.001} + \mathbf{3.337}) / 2 = 4.839 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.127) \times 6.675 / 2 = 4.132 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = 4.839 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) : travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (6.675) - (3.337 + 2.670)/2 = 4.005 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.127) \times 6.675/2 = 3.464 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(2-3)} = 4.005 \text{ KN.m}$$

Travée (3-4) : (6-7) travée intermédiaire

$$M_{t(3-4):(6-7)} : \max \begin{cases} 1.05 (6.675) - (2.670 + 2.670)/2 = 4.338 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.127) \times 6.675/2 = 3.464 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(3-4):(6-7)} = 4.338 \text{ KN.m}$$

Travée (7-8) : travée intermédiaire

$$M_{t(7-8)} : \max \begin{cases} 1.05 (6.675) - (3.337 + 2.670)/2 = 4.005 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.127) \times 6.675/2 = 3.464 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(7-8)} = 4.005 \text{ KN.m}$$

Travée (8-9) : travée de rive

$$M_{t(8-9)} : \max \begin{cases} 1.05 (6.675) - (1.001 + 3.337)/2 = 4.839 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.127) \times 6.675/2 = 4.132 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(8-9)} = 4.839 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6.675 \times 3/2 = 10.012 \text{ KN}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 10.012 = 11.013 \text{ KN}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.675 \times 3/2 = 11.013 \text{ KN}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.675 \times 3/2 = 10.012 \text{ KN}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 6.675 \times 3/2 = 10.012 \text{ KN}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 6.675 \times 3/2 = 10.012 \text{ KN}$$

$$T_{w(4-5)} = q_u L/2 = 6.675 \times 3/2 = 10.012 \text{ KN}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 6.675 \times 3/2 = 10.012 \text{ KN}$$

$$T_{w(5-6)} = q_u L/2 = 6.675 \times 3/2 = 10.012 \text{ KN}$$

$$T_{e(5-6)} = q_u L/2 = 6.675 \times 3/2 = 10.012 \text{ KN}$$

$$T_{w(6-7)} = q_u L/2 = 6.675 \times 3/2 = 10.012 \text{ KN}$$

$$T_{e(6-7)} = q_u L/2 = 6.675 \times 3/2 = 10.012 \text{ KN}$$

$$T_{w(7-8)} = q_u L/2 = 6.675 \times 3/2 = 10.012 \text{ KN}$$

$$T_{e(7-8)} = 1.1 T_{w(4-5)} = 1.1 \times 10.012 = 11.013 \text{ KN}$$

$$T_{w(8-9)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.675 \times 3/2 = 11.013 \text{ KN}$$

$$T_{e(8-9)} = q_u L/2 = 6.675 \times 3/2 = 10.012 \text{ KN}$$

c. Calcul à l'état limite de service

- Combinaison de charge : (Le calcul fait pour une bande de 55 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.55 \Rightarrow q_s = (6.88+1) \times 0.55 = \mathbf{4.334 \text{ KN/m}}$$

- Moments isostatiques : $M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$

$$M_0 = 4.334 \times 3^2 / 8 = \mathbf{4.875 \text{ KN.m}}$$

- Moments sur appui :

$$M_{a(1)} = 0.15 \times M_0 \quad M_{0(1-2)} = 0.15 \times 4.875 = \mathbf{0.731 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(2)} = 0.5 \times M_0 \quad M_{0(1-2)} = 0.5 \times 4.875 = \mathbf{2.437 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(3)} = 0.4 \times M_0 \quad M_{0(2-3)} = 0.4 \times 4.875 = \mathbf{1.950 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(4)} = 0.4 \times M_0 \quad M_{0(3-4)} = 0.4 \times 4.875 = \mathbf{1.950 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(5)} = 0.4 \times M_0 \quad M_{0(4-5)} = 0.4 \times 4.875 = \mathbf{1.950 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(6)} = 0.4 \times M_0 \quad M_{0(5-6)} = 0.4 \times 4.875 = \mathbf{1.950 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(7)} = 0.4 \times M_0 \quad M_{0(6-7)} = 0.4 \times 4.875 = \mathbf{1.950 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(8)} = 0.5 \times M_0 \quad M_{0(7-8)} = 0.5 \times 4.875 = \mathbf{2.437 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a(9)} = 0.15 \times M_0 \quad M_{0(8-9)} = 0.15 \times 4.875 = \mathbf{0.731 \text{ KN.m}}$$

- Moments en travée :

Travée (1-2) : travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (4.875) - (\mathbf{0.731} + \mathbf{2.437}) / 2 = 3.534 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.127) \times 4.875 / 2 = 3.017 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = 3.534 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) : travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (4.875) - (\mathbf{2.437} + \mathbf{1.950}) / 2 = 2.925 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.127) \times 4.875 / 2 = 2.530 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(2-3)} = 2.925 \text{ K.m}}$$

Travée (3-4) : travée intermédiaire

$$M_{t(3-4)} : \max \begin{cases} 1.05 (4.875) - (1.950 + 1.950) / 2 = 3.168 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.127) \times 4.875 / 2 = 2.530 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(3-4)} = 3.168 \text{ KN.m}}$$

Travée (4-5) : travée intermédiaire

$$M_{t(4-5)} : \max \begin{cases} 1.05 (4.875) - (1.950 + 1.950)/2 = 3.168 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.127) \times 4.875 / 2 = 2.530 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{(4-5)} = 3.168 \text{ KN.m}}$$

Travée (5-6) : travée intermédiaire

$$M_{t(5-6)} : \max \begin{cases} 1.05 (4.875) - (1.950 + 1.950)/2 = 3.168 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.127) \times 4.875 / 2 = 2.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(5-6)} = 3.168 \text{ KN.m}}$$

Travée (6-7) : travée intermédiaire

$$M_{t(6-7)} : \max \begin{cases} 1.05 (4.875) - (1.950 + 1.950)/2 = 3.168 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.127) \times 4.875 / 2 = 2.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(6-7)} = 3.168 \text{ KN.m}}$$

Travée (7-8) : travée intermédiaire

$$M_{t(7-8)} : \max \begin{cases} 1.05 (4.875) - (1.950 + 2.437)/2 = 2.925 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.127) \times 4.875 / 2 = 2.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(7-8)} = 2.925 \text{ KN.m}}$$

Travée (8-9) : travée de rive

$$M_{t(8-9)} : \max \begin{cases} 1.05 (4.875) - (0.731 + 2.437)/2 = 3.534 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.127) \times 4.875 / 2 = 3.017 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(8-9)} = 3.534 \text{ KN.m}}$$

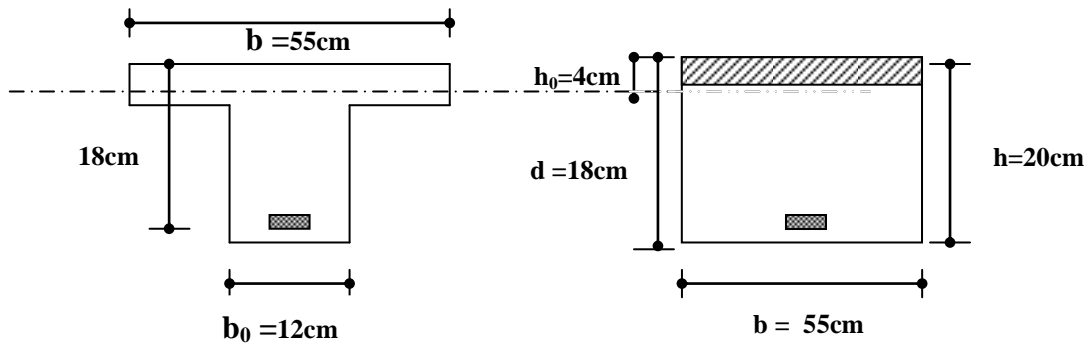
IV.2.2. Détermination des armatures

IV.2.2.1. Le moment de la table de compression

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \mathbf{BAEL91}$$

$$M_t = 0,55 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot (0,18 - 0,02) \cdot 10^3 = \mathbf{49,878 \text{ KN.m}}$$

$M_t \geq M_{\max} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (55 \times 20) \text{ cm}^2$.



pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

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

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats dans le tableau :

APPUIS ET TRAVEES	M _U (KN.M)	b (CM)	d (CM)	μ	α	Z (CM)	A _S (CM ²)	A _{MIN}	A _{ADOPTÉE} (CM ²)
1;9	1.001	12	18	0.0182	0,0229	17.835	0.161	0,261	1HA10=0,79
1-2 ;8-9	4.839	55	18	0.0192	0,0242	17.826	0.780	1,200	2HA10=1,57
2;8	3.337	12	18	0.0606	0.0782	17.437	0.550	0,261	1HA10=0,79
2-3 ;7-8	4.005	55	18	0.0159	0.0200	17.856	0.645	1,200	2H10=1,57
3:7	2.670	12	18	0.0485	0.0622	17.552	0.437	0,261	1HA10=0,79
3-4:6-7	4.338	55	18	0.0172	0.0217	17.844	0.700	1,200	2HA10=1,57

Tableau IV.1 : Ferrailage des poutrelles du calcul manuel

IV.2.3. Vérification à l'ELU

IV.2.3.1. Condition de non fragilité

a. en travée

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 0,55 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = \mathbf{1,200 \text{ cm}^2}$$

$$1,57 \text{ cm}^2 \geq 1,200 \text{ cm}^2$$

b. sur appui

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = \mathbf{0,261 \text{ cm}^2}$$

$$0.79\text{cm}^2 \geq 0.261 \text{ cm}^2$$

IV.2.3.2. Vérification contrainte tangentielle du béton

$$T_{u_{\max}} = 11,013\text{KN}$$

a. Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{11,013 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,509\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,509\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.2.3.3. Calcul des Armatures transversale

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200 / 35; 120 / 10; 10)\text{mm} = 5,71\text{mm}$$

On adopte un cadre $\phi 6 \rightarrow$ **1 cadre HA6**

$$\Rightarrow A_t = 2\text{HA6} = 0.56 \text{ cm}^2$$

IV.2.3.4. Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \cdot 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

On adopte : **S_t=15cm**

IV.2.3.5. Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant

a. Sur appui de rive

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2 \times \frac{10.012}{0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1,030\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13,33\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,030\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. Appui intermédiaire

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 11.013}{0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1,133\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,133\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,3\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.2.4. Vérification à l'ELS

IV.2.4.1. Vérification des contraintes

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

a. En travée (5-6)

$\alpha=0,0265$;

$\gamma=6.269/4.568=1,372$

$(\gamma-1)/2+f_{c28}/100= (1.372-1)/2+25/100 = 0,436$

$\Rightarrow \alpha=0,023 \leq 0,436 \dots\dots\dots CV$

b. Appui de rive

$\alpha= 0,0358$

$\gamma=1.297/0.945=1,372$

$(\gamma-1)/2+f_{c28}/100 \Rightarrow (1,372 -1)/2+25/100=0,437$

$\Rightarrow \alpha=0,0358 < 0,437 \dots\dots\dots CV$

c. Appui intermédiaire

$\alpha= 0,1237$

$\gamma=4,324/3.150=1,372$

$(\gamma-1)/2+f_{c28}/100= (1,372-1)/2+25/100=0,436$

$\alpha=0,1237 < 0,436 \dots\dots\dots CV$

IV.2.4.2. Vérification de la section d'armature à l'ELS en travée

$2HA10=1.57 \text{ cm}^2$

a. La position de l'axe neutre

$\frac{b_0 x^2}{2} - 15(d - x) \times A = 0 \Rightarrow \frac{55x^2}{2} - 15(18 - x) \times 1.57 = 0$

$27.5x^2 - 23.55(18 - x) = 0 \Rightarrow 27.5x^2 + 23.55x - 423.9 = 0 \Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac$

$= 23.55^2 - (4 \times 27.5 \times 423.9) = 1149.21 + 79326 = 80475.21$

$\Rightarrow x = 3.52 \text{ cm}$

$I = \frac{bx^3}{3} + 15(x - d)^2 \times As = 55 \times \frac{3.52^3}{3} + 15(18 - 3.52)^2$

$I = 3944.65 \text{ cm}^4$

b. Calcul de la contrainte du béton

$M_s \text{ travée} = 3.534 \text{ KN/m}^2$

$\sigma'_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 25000 = 15000 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{3.534 \times 3.52 \times 10^{-2}}{3944.65 \times 10^{-8}} = 3154.077 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \sigma_{bc} < \sigma'_{bc} \dots\dots\dots CV$

c. Calcul de la contrainte d'acier

$\sigma'_s = \min(2 \times \frac{f_e}{3} ; 110\sqrt{n \text{ ftj}} \text{ MPa})$

$\sigma'_s = 202.000$

$$\sigma_s = \frac{15 \times Ms}{I} (d - x) = \frac{15 \times 3.534}{3944.65 \times 10^{-8}} (18 - 3.52) \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_s = 194588.82 \text{ KN/m}^2$$

IV.2.4.3. Calcul de ferrailage à ELS en Appuis

$$1\text{HA}10 = 0.79 \text{ m}^2$$

a. La position de l'axe neutre

$$\frac{b_0 x^2}{2} - 15(d - x) \times As = 0 \Rightarrow \frac{10x^2}{2} - 15(18 - x) \times 0.79 = 0 \Rightarrow 5x^2 - 213.3 + 11.85x = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (11.85)^2 - (4 \times 5 \times (-301.5)) = 287.30 + 7322.4 = 7609.7$$

$$\Rightarrow x = 5.45 \text{ cm}$$

b. Le calcul moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15(x - d)^2 \times As = \frac{10 \times 5.45^3}{3} + 15(18 - 5.45)^2 \times 0.79$$

$$I = 2406 \text{ cm}^4$$

c. Calcul de la contrainte

$$Ms = 2.437 \text{ KN.m}$$

d. Calcul de la contrainte du béton

Il faut que $\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$

$$\sigma'_{bc} = 0.6fc28 = 0.6 \times 25000 = 15000 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{2.437 \times 5.45 \times 10^{-2}}{2406 \times 10^{-8}} = 5520.22 \text{ KN/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

e. Calcul de la contrainte d'acier

Il faut que $\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$

$$\sigma'_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}; 110 \sqrt{n ftj} \text{ MPa}\right)$$

$$\sigma'_s = 202.000$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times Ms}{I} (d - x) = \frac{15 \times 2.437}{2406 \times 10^{-8}} (18 - 5.45) \times 10^{-2} \rightarrow \sigma_s = 190675.498 \text{ KN/m}^2$$

Alors $\sigma_s < \sigma'_s \dots\dots\dots \text{CV}$

Avec un 1H10 = 0.79 cm²

IV.2.4.4. Vérification de la flèche

a. Condition de la flèche

$$h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.2/3 = 0,066 \geq 1/22.5 = 0,044 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0.20/3 = 0,066 \geq 3,534/15 \times 4.875 = 0,0483 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 1.57/12 \times 18 = 0,0073 \leq 3.6/400 = 0,009 \dots \dots \dots CV$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile

IV.2.5. Ferrailage des armatures avec logiciel

Poutrelles						
Les armatures longitudinales						
en travée						
	poutrelle	comb	M max	As	section adoptée	
ETAGE COURANT	8 travées	ELU	4,96	0,8	2HA10	1,57
		ELS	3,56			
	6 travées	ELU	4,99	0,8	2HA10	1,57
		ELS	3,56			
TERASSE INACCESS	8 travées	ELU	3,5	0,6	2HA10	1,57
		ELS	2,56			
	6 travées	ELU	3,46	0,6	2HA10	1,57
		ELS	2,54			
en appuis						
ETAGE COURANT	8 travées	ELU	10,74	1,6	2HA10	1,57
		ELS	7,78			
	6 travées	ELU	10,44	1,9	2HA10	1,57
		ELS	7,47			
TERASSE INACCESS	8 travées	ELU	7,88	1,4	2HA10	1,57
		ELS	5,78			
	6 travées	ELU	7,62	1,4	2HA10	1,57
		ELS	5,59			

Tableau IV.2 : ferrailage des armatures longitudinales avec logiciel

8 Travées (zone nodale)				
Données				
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	b0 =	0,12	m
	Hauteur totale de la poutre	h =	0,20	m
	Hauteur utile de la poutre	d =	0,18	m
	Longueur de la poutre	l =	3,00	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort tranchant ultime		Vu =	17,48	KN
Coefficient K		K = 0 si (reprise de bétonnage , FTP)		
		K = 1 si (flexion simple , FPP et FP)		
Conditions de fissuration (1) FPP , (2) FP , (3) FTP			2	

Chapitre IV : Etudes des planchers à corps creux

Contrainte limite de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times F_{c28})$	$F_{t28} =$	2,10	MPa
Contrainte tangente de travail	$V_u / (b \times d)$	$\tau_u =$	0,81	MPa
Contrainte tangente de travail admissible	$FPP = \min [(0.2 \times F_{c28}) / 1.5 ; 5 \text{ MPa}]$			
	$FP \text{ et } FTP = \min [(0.15 \times F_{c28}) / 1.5 ; 4 \text{ MPa}]$	$\tau_{u \text{ adm}} =$	2,50	MPa
Vérification	$\tau_u < \tau_{u \text{ adm}}$	vérifier		

Diamètre des armatures long		$\phi_l =$	16	mm
Diamètre max trans	$\min (\phi_l, h / 35, b / 10)$	$\phi_{t.\text{maxi}} =$	5,71	mm
Choix des armatures transversales		$\phi_t =$	8	mm
Section des armatures transversales		$A_t =$	1,01	cm ²
St max des aciers trans	$\min [0.9 \times d, 40 \text{ cm}, (A_t \times F_e) / (0.4 \times b)]$	$St_{\text{maxi}} =$	16,20	cm
Espacement des aciers trans	$(0.9 \times A_t \times F_e) / [b \times 1.15 \times (\tau_u - (0.3 \times F_{t28} \times K))]$	$St' =$	146,98	cm
Vérification	$St < St_{\text{maxi}}$ et $St > 7 \text{ cm}$	faux		
Espacement choisi	St nodale =		10	cm
	St courante =		20	cm

Tableau IV.3 : Ferrailage des armatures transversales 8 Travées (Zone nodale)

8 Travées (zone courante)				
Données				
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	$b =$	0,55	m
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	0,20	m
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	0,18	m
	Longueur de la poutre	$l =$	3,00	m
Contrainte de l'acier utilisé		$F_e =$	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		$F_{c28} =$	25	MPa
Effort tranchant ultime		$V_u =$	12,02	KN
Coefficient K	$K = 0$ si (reprise de bétonnage , FTP)			
	$K = 1$ si (flexion simple , FPP et FP)	$K =$	1	
Conditions de fissuration (1) FPP , (2) FP , (3) FTP			2	

Calcul des contraintes admissibles				
Contrainte limite de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times F_{c28})$	$F_{t28} =$	2,10	MPa
Contrainte tangente de travail	$V_u / (b \times d)$	$\tau_u =$	0,56	MPa
Contrainte tangente de travail admissible	$FPP = \min [(0.2 \times F_{c28}) / 1.5 ; 5 \text{ MPa}]$			
	$FP \text{ et } FTP = \min [(0.15 \times F_{c28}) / 1.5 ; 4 \text{ MPa}]$	$\tau_{u \text{ adm}} =$	2,50	MPa
Vérification	$\tau_u < \tau_{u \text{ adm}}$	vérifier		

Détermination des armatures transversales				
Diamètre des armatures long		$\phi_l =$	16	mm
Diamètre max trans	$\min (\phi_l, h / 35, b / 10)$	$\phi_{t.\text{maxi}} =$	5,71	mm

Chapitre IV : Etudes des planchers à corps creux

Choix des armatures transversales		$\phi_t =$	8	mm
Section des armatures transversales		$A_t =$	1,01	cm ²
St max des aciers trans	mini [0.9 x d , 40 cm , (At x Fe) / (0.4 x b)]	St maxi =	16,20	cm
Espacement des aciers trans	$(0.9 \times A_t \times F_e) / [b \times 1.15 \times (\tau_u - (0.3 \times F_t28 \times K))]$	St' =	-358,38	cm
Vérification	St < St maxi et St > 7 cm	vérifier		
Espacement choisi	St nodale =		10	cm
	St courante =		20	cm

Tableau IV.4 : Ferrailage des armatures transversales 8 Travées (Zone courante)

6 Travées (zone nodale)				
Données				
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	b =	0,12	m
	Hauteur totale de la poutre	h =	0,20	m
	Hauteur utile de la poutre	d =	0,18	m
	Longueur de la poutre	l =	3,00	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort tranchant ultime		Vu =	17,28	KN
Coefficient K	K = 0 si (reprise de bétonnage , FTP)			
	K = 1 si (flexion simple , FPP et FP)	K =	1	
Conditions de fissuration (1) FPP , (2) FP , (3) FTP			2	

Calcul des contraintes admissibles				
Contrainte limite de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times F_{c28})$	Ft28 =	2,10	MPa
Contrainte tangente de travail	$V_u / (b \times d)$	$\tau_u =$	0,80	MPa
Contrainte tangente de travail admissible	FPP = mini [(0.2 x Fc28) / 1.5 ; 5 MPa]			
	FP et FTP = mini [(0.15 x Fc28) / 1.5 ; 4 MPa]	$\tau_{u adm} =$	2,50	MPa
Vérification	$\tau_u < \tau_{u adm}$	vérifier		

Détermination des armatures transversales				
Diamètre des armatures long		$\phi_l =$	16	mm
Diamètre max trans	mini (ϕ_l , h / 35 , b / 10)	$\phi_{t,maxi} =$	5,71	mm
Choix des armatures transversales		$\phi_t =$	8	mm
Section des armatures transversales		$A_t =$	1,01	cm ²
St max des aciers trans	mini [0.9 x d , 40 cm , (At x Fe) / (0.4 x b)]	St maxi =	16,20	cm
Espacement des aciers trans	$(0.9 \times A_t \times F_e) / [b \times 1.15 \times (\tau_u - (0.3 \times F_t28 \times K))]$	St' =	154,99	cm
Vérification	St < St maxi et St > 7 cm	faux		
Espacement choisi	St nodale =		10	cm
	St courante =		20	cm

Tableau IV.5 : Ferrailage des armatures transversales 6 Travées (Zone nodale)

Chapitre IV : Etudes des planchers à corps creux

6 Travées (zone courante)				
Données				
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	b =	0,55	m
	Hauteur totale de la poutre	h =	0,20	m
	Hauteur utile de la poutre	d =	0,18	m
	Longueur de la poutre	l =	3,00	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Effort tranchant ultime		Vu =	11,9	KN
Coefficient K	K = 0 si (reprise de bétonnage , FTP)			
	K = 1 si (flexion simple , FPP et FP)	K =	1	
Conditions de fissuration (1) FPP , (2) FP , (3) FTP			2	

Calcul des contraintes admissibles				
Contrainte limite de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	Ft28 =	2,10	MPa
Contrainte tangente de travail	$Vu / (b \times d)$	$\tau_u =$	0,55	MPa
Contrainte tangente de travail admissible	FPP = mini [(0.2 x Fc28) / 1.5 ; 5 MPa]			
	FP et FTP = mini [(0.15 x Fc28) / 1.5 ; 4 MPa]	$\tau_{u adm} =$	2,50	MPa
Vérification	$\tau_u < \tau_{u adm}$	vérifier		

Détermination des armatures transversales				
Diamètre des armatures long		$\phi_l =$	16	mm
Diamètre max trans	mini (ϕ_l , h / 35 , b / 10)	$\phi_{t.maxi} =$	5,71	mm
Choix des armatures transversales		$\phi_t =$	8	mm
Section des armatures transversales		At =	1,01	cm ²
St max des aciers trans	mini [0.9 x d , 40 cm , (At x Fe) / (0.4 x b)]	St maxi =	16,20	cm
Espacement des aciers trans	$(0.9 \times At \times Fe) / [b \times 1.15 \times (\tau_u - (0.3 \times Ft28 \times K))]$	St' =	-333,20	cm
Vérification	St < St maxi et St > 7 cm	vérifier		
Espacement choisi	St nodale =		10	cm
	St courante =		20	cm

Tableau IV.6 : Ferrailage des armatures transversales 6 Travées (Zone courante)

IV.2.6. Schéma de ferrailage des planchers

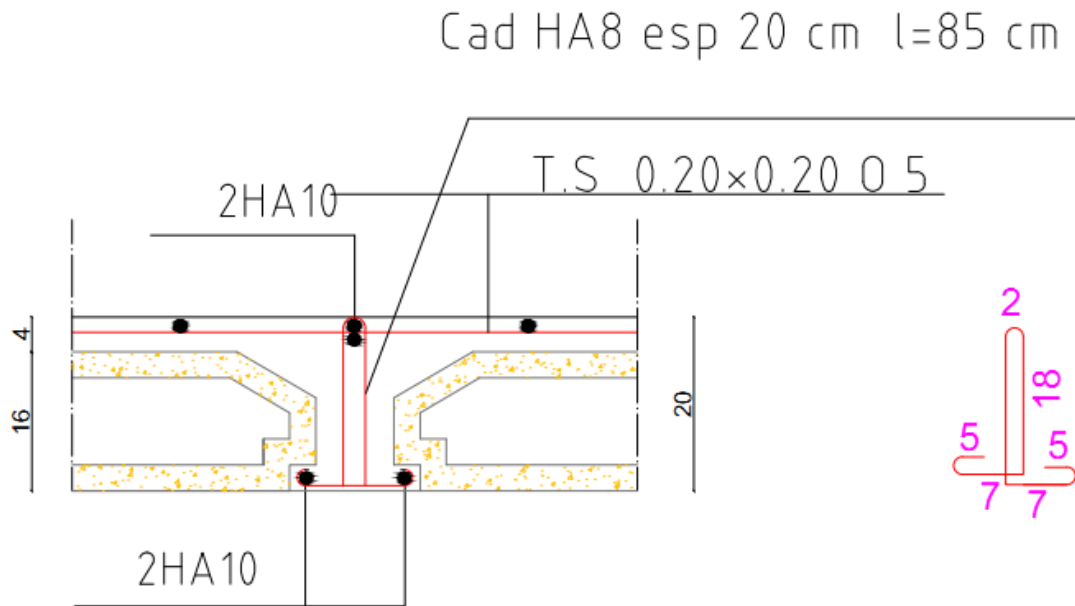


Figure IV.3 : Coupe transversale de la poutrelle

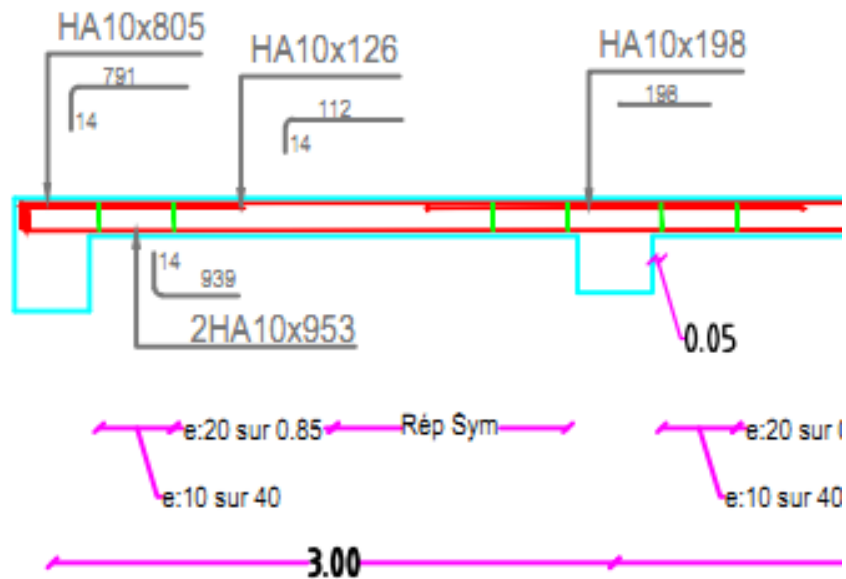


Figure IV.4 : Ferrailage de la poutrelle

IV.3. Dalle pleine

IV.3.1. Prédimensionnement de la dalle

IV.3.1.1. Dalle pleine sur 4 coté

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$$

$$\rho = \frac{6}{6} = 1 > 0.4 \rightarrow 2 \text{ sens}$$

IV.3.1.2. Dalle portante sur 2 sens

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$\frac{600}{45} \leq e \leq \frac{600}{40} \rightarrow 13.33 \leq e \leq 15$$

On a dopte $e=20\text{cm}$

Alors : $\rho = 1$

donc : $ELU: v = 0 ; \mu_x = 0.037 ; \mu_y = 1$

IV.3.2. Les moments de la dalle à l'ELU

G = 8.08 ; Q = 1

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.408\text{Kn/m}^2$$

Sens X

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times lx^2$$

$$M_{ox} = 0.037 \times 12.408 \times (6)^2 = 16.527 \text{Kn.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{ox}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 16.527 = 12.395 \text{Kn.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 \times M_{ox}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times 16.527 = -8.263 \text{Kn.m}$$

Sens Y

$$M_{oy} = 1 \times 16.527 = 16.527 \text{Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{oy}$$

$$M_{oy} = 0.75 \times 16.527 = 12.395\text{Kn.m}$$

$$M_{tx} = -0,5 \times M_{oy}$$

$$M_{ty} = -0.5 \times 16.527 = -8.263\text{Kn.m}$$

<i>Sens X</i>	<i>Sens Y</i>
$M_{tx} = 0.75M_{ox} = 12.395$	$M_{ty} = 0.75M_{oy} = 12.395$
$M_{ax} = -0.5M_{ox} = -8.263$	$M_{ay} = -0.5M_{oy} = -8.263$

Tableau IV.7 : Moment de la dalle pleine RDC a L'ELU

Remarque : les moments sont les même dans les 2 sens, alors on calcule le ferrailage d'un seul sens.

IV.3.2.1. Calcul de l'effort tranchant

$$T_x = q \frac{l_x}{2+\rho} = 12.408 \frac{6}{2+1} = 24.816\text{Kn}$$

$$T_y = q \frac{l_x}{3} = 12.408 \frac{6}{3} = 24.816 \text{Kn}$$

IV.3.3. Les Moment de la dalle à l'ELS

$$ELS \rightarrow v = 0.20 ; \mu_x = 0.044 ; \mu_y = 1$$

$$q_s = G + Q = 8.08 + 1 = 9.08 \text{Kn/m}^2$$

Sens X

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{ox} = 0.044 \times 9.08 \times (6)^2 = 14.382 \text{kN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \cdot 14.382 = 10.787 \text{kN.m}$$

$$M_{ax} = -0.50 \times M_{ox} = -0.50 \cdot 14.382 = -7.191 \text{kN.m}$$

Sens Y

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

$$M_{oy} = 1 \times 14.382 = 14.382 \text{Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{oy}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 14.382 = 10.787 \text{Kn.m}$$

$$M_{tx} = -0.5 \times M_{oy}$$

$$M_{ty} = -0.5 \times 14.382 = -7.191 \text{Kn.m}$$

Sens X	Sens Y
$M_{tx} = 0.75M_{ox} = 9.071 \text{kn.m}$	$M_{ty} = 0.75M_{oy} = 9.071 \text{kn.m}$
$M_{ax} = -0.5M_{ox} = -6.047 \text{kn.m}$	$M_{ay} = -0.5M_{oy} = -6.047 \text{kn.m}$

Tableau IV.8 : Moment de la dalle pleine RDC à L'ELU

IV.3.4. Ferrailage de la dalle pleine

IV.3.4.1. Ferrailage à ELU

a. Conversion des unités

$$F_c28 = 25 \text{Mpa} = 25000 \text{kn/m}^2$$

$$F_e = 400 \text{Mpa} = 400000 \text{kn/m}^2$$

$$E = 2 \times 10^5 \text{N/mm}^2 = 2 \cdot 10^8 \text{kn}$$

$$F_t28 = 2.1$$

$$\gamma_s \rightarrow ELU \rightarrow 1.15$$

$$\gamma_b \rightarrow ELU \rightarrow 1.5$$

$$b=100 \quad h=20 \quad d=18 \text{cm}$$

$$\text{Le sens x (ou y) : } M_{tx} = 12.395 \quad M_{ax} = -8.263$$

b. Ferrailage En Travée

$$M_{tx} = 12.395 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{12.395}{1 * 0.13^2 * 14166.66} = 0.020$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s * \gamma_s} = \frac{400000}{2 * 10^8 * 1.15} = 0.00173 \quad 1.73\%$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.00173} = 0.668$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 * 0.673 * (1 - 0.4 * 0.673) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \sqrt{2U}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - \sqrt{2(0.020)}}) = 0.026$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.026 = 0.989$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{5.013}{0.989 * 0.13 * 347826.08} = 0.000112 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.8 \text{ cm}^2$$

c. Ferrailage En Appui

$$M_{ax} = -8.263 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.5} = 14166.66 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{8.263}{1 * 0.13^2 * 14166.66} = 0.0139$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s * \gamma_s} = \frac{400000}{2 * 10^8 * 1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.0017} = 0.668$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 * 0.668 * (1 - 4 * 0.668) = 0.391$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \sqrt{2U}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - \sqrt{2(0.0139)}}) = 0.0187$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.15} = 347826.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.0187 = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{3.342}{0.992 * 0.13 * 347826.08} = 0.0000744 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{A_s = 1.8 \text{ cm}^2}$$

d. Condition de Non Fragilité

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

on adopte : **5HA10** $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ En travée et en appuis.

IV.3.4.2. Vérification de la section du ferrailage à l'ELS

a. En travée

On a adopter **5HA10** $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

- Position de l'axe neutre (x) :

$$\frac{b}{2X^2} - 15A_s(d - X) = 0 \Rightarrow 100/2 X^2 - 15 * 3.93 * (13 - X) = 0$$

$$50X^2 - 58.95(13 - X) = 0 \Rightarrow 50X^2 - 766.35 + 58.95X = 0$$

$$\Delta = (58.95)^2 - 4(50) * (-766.35) = 156745.10 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 395.91$$

$$X = (-58.95 + 395.91)/100 = 3.36 \text{ cm}$$

$$\mathbf{X = 3.36 \text{ cm}}$$

- Moment d'inertie

$$I = (bX^3/3) + 15A_s(d - X)^2.$$

$$I = (100 * (3.36)^3 / 3) + 15 * 3.93 * (13 - 3.36)^2 = \mathbf{6742.62 \text{ cm}^4}$$

- Vérification de la contrainte du béton

il faut que : $\sigma_b \leq \sigma_b'$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25000 = 15000 \text{ kn/m}^2.$$

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser} * x}{I} \right) \Rightarrow \frac{4.068 * 336.10^{-2}}{6742.62.10^{-8}} = \mathbf{2027.17 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

- Vérification de la contrainte d'acier

Il faut que $\sigma_s \leq \sigma_s'$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right) \quad \eta = \mathbf{1,6 (HA)}$.

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66 \text{ MPa}; 202 \text{ MPa}) \quad \square$$

$\sigma_s \rightarrow 202000 \text{KN/m}^2$

$\sigma_s = 15 \times M_{ser}/I \times (d - x)$

$\sigma_s = 15 \times 4,068/6742.62 \cdot 10^{-8}(13 - 3.36)10^{-2} = 87240.98$

$Espace\ ment\ st = \frac{100 - 1 \cdot (5)}{4} = 23.5 \text{cm} \approx 20 \text{cm}$

b. En appuis

On adopter **5HA10** $A_s=3.93 \text{ cm}^2$

- Position de l'axe neutre (x)

$\frac{b}{2X^2} - 15A_s(d - X) = 0 \Rightarrow 100/2 X^2 - 15 \cdot 5,65(13 - X) = 0$

$X = X_2 = 3.36 \text{ cm}$

- Moment d'inertie

$I = (bX^3/3) + 15A_s(d - X)^2.$

$I = 6113.80 \text{kn/m}^2$

- Vérification de la contrainte du béton

Il faut que $\sigma_b < \sigma_b'$

$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25000 = 15000 \text{kn/m}^2.$

$\sigma_b = \left(\frac{M_{ser} \times x}{I}\right) \Rightarrow 2,712 \times \frac{3.36 \cdot 10^{-2}}{6113,82 \cdot 10^{-8}} = 1490.44 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

- Vérification de la contrainte d'acier

Il faut que $\sigma_s < \sigma_s'$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \cdot f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$ $\eta = 1,6$ (HA)

$\sigma_s \rightarrow 202000 \text{KN/m}^2$

$\sigma_s = 15 \times M_{ser}/I \times (d - x)$

$\sigma_s = 15 \times \frac{2,712}{6113.82} \cdot 10^{-8}(13 - 3.36)10^{-2} = 64142.41 \text{MP} \dots\dots\dots \text{CV}$

$Espace\ ment\ st = \frac{100 - 1.2(5)}{4} = 23.5 \text{cm} \approx 20 \text{cm}$

c. Vérification de la flèche

- Condition de la flèche

$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 0.2/5.60 = 0,036 < 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.n.V}$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \Rightarrow 0.20/5.60 = 0,036 \geq 9.071/15 \times 16.527 = 0,037 \dots\dots\dots \text{CV}$

$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 3.93/100 \times 18 = 0,002 \leq 3.6/400 = 0,009 \dots\dots\dots \text{CV}$

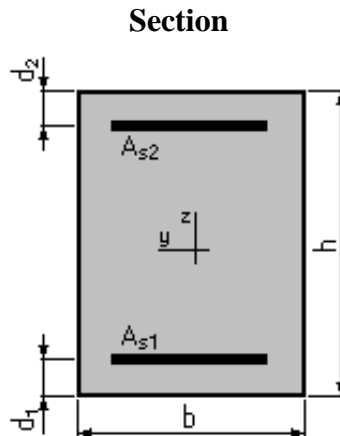
⇒ Le calcul de la flèche est utile

- Flèche de la poutre due à la flexion simple

Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91

Géométrie :



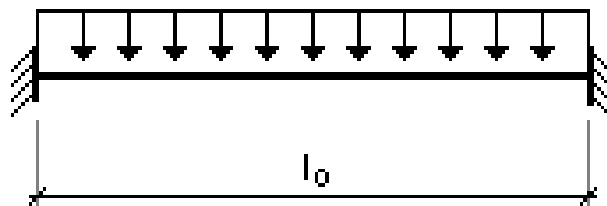
$b = 100,0$ (cm)

$h = 20,0$ (cm)

$d_1 = 2,0$ (cm)

$d_2 = 2,0$ (cm)

Schéma statique



$l_0 = 5,6$ (m)

Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 0,60$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 8,08$ (kNm)

Moment dû à la charge totale : $M_p = 9,07$ (kNm)

Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 0,00$ (kNm)

Section des armatures : $A_{s1} = 3,9$ (cm²)

$$A_{s2} = 3,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Densité du ferrailage : $\rho = 0,43 \text{ (\%)}$

Densité du ferrailage minimale : $\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$

Résultats

Flèche totale : $\Delta f_t = 1,9 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 500,00 = 11,2 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 1,8$	0,00	13,1
$f_{gi} = 0,6$	0,00	13,1
$f_{pi} = 0,7$	0,00	14,7
$f_{ji} = 0,0$	0,00	0,0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 74154,7 \text{ (cm}^4\text{)}$
 $\lambda_i = 9,69$

- f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
- f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Δf_t - flèche nuisible
- f_{adm} - flèche admissible

IV.3.5. Ferrailage de la dalle pleine :

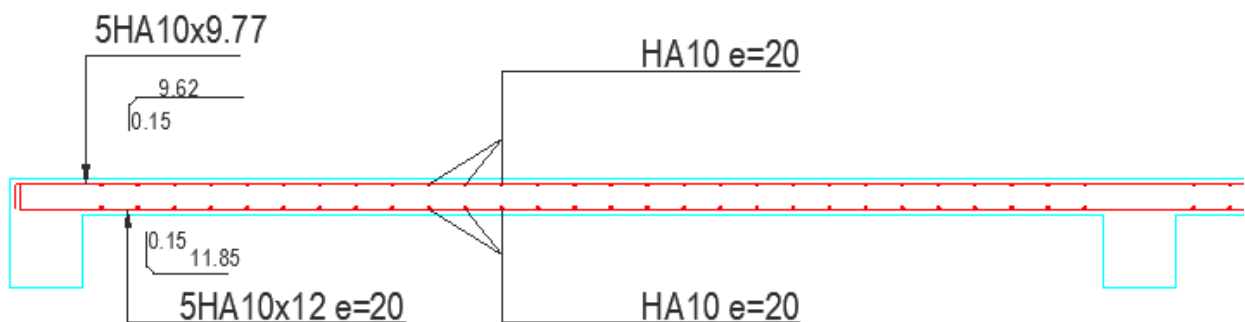


Figure IV.5 : Ferrailage de la dalle pleine

Chapitre V :

Les éléments secondaires

V.1.Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

V.2.L'acrotère

V.2.1.Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- * Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- * Un moment dû à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

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

V.2.2.Principe de calcul

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

V.2.3. Evaluation des charges

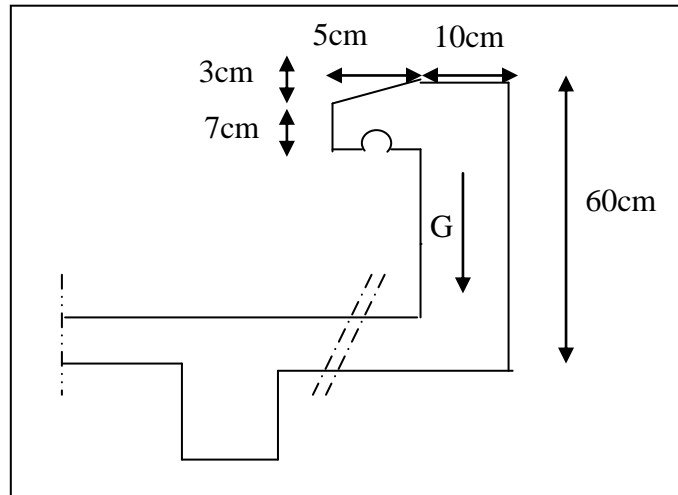


Figure V.1 : Schéma de l'acrotère

V.2.3.1. Charge permanente

$$S = [0.6 \times 0.1 + 0.05 \times 0.1 + (0.03 \times 0.1)/2 + 0.07 \times 0.1]$$

$$\Rightarrow S = 0.0732 \text{ m}^2$$

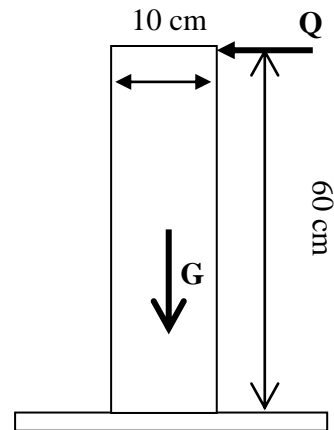
$$G = S \times 25 \Rightarrow G = 1.837 \text{ KN/ml}$$

V.2.3.2. Surcharge d'exploitation

(de la main courante de personne).

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

V.2.3.3. Détermination de l'effort due au séisme



D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

$A = 0,15$ A : coefficient d'accélération de zone (zone II).

$C_P = 0,80$ C_P : facteur de force horizontale (élément en console).

$W_P = 1.837 \text{ KN/ml}$ W_P : poids de l'acrotère.

$$\text{D'où : } F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1.837 \Rightarrow F_P = 0.88 \text{ KN/ml}$$

• Pour G : $N_G = 1.837 \text{ KN/ml}$

$$M_G = 0$$

$$T_G = 0$$

• Pour Q : $N_Q = 0$

$$M_Q = H \times Q = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

• Pour F_p : $N_{F_p} = 0$

$$M_{F_p} = 0.6 \times 0.88 = 0.528 \text{ KN/ml}$$

$$T_{F_p} = F_p = 0.88 \text{ KN/ml}$$

On a : $F_p \leq Q$; alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre : $N_G = 1.837 \text{ KN/ml}$
- Surcharges : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$
- Un moment : $M_E = Q \cdot h = 1.00 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$
- Un effort tranchant : $T_Q = 1.00 \text{ KN}$

V.2.4. Evaluation des sollicitations

V.2.4.1. Etat limite ultime

$$N_U = 1.35 N_G = 1.35 \times 1.837 = 2.48 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5 \times T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

V.2.4.2. Etat limite de service

$$N_{ser} = N_G = 1.837 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = T_Q = 1 \text{ KN}$$

V.2.4.3. Vérification de non flambement

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console :

$$L_f = 2 \cdot L_0 \qquad L_f: \text{ la longueur de flambement.}$$

$$= 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = \mathbf{1.2 \text{ m}}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} \qquad a: \text{ l'épaisseur de l'acrotère.}$$

$$= \frac{1.2 \sqrt{12}}{0.1} \Rightarrow \lambda = \mathbf{41.57} \qquad \lambda: \text{ l'élancement.}$$

a. L'excentricité

$$e_0 = \frac{a}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_0 = \mathbf{1.7 \text{ cm}} \qquad e_0: \text{ l'excentricité du noyau central.}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0.9}{2.48} = 0.36 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_1 = \mathbf{36 \text{ cm}} \qquad e_1: \text{ l'excentricité du premier ordre.}$$

$e_1 > e_0 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$$\begin{aligned} \lambda_{\max} &= \text{Max}((50, \min(100, e_1/a)) \text{ cm} \\ &= \text{Max}((50, \min(100, 0.36/0.1)) \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \lambda_{\max} = 50 \end{aligned}$$

on a : $\lambda = 41.57 \leq \lambda_{\max} = 50$ donc : pas de risque de flambement.

b. L'excentricité totale de calcul

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

$$\begin{aligned} e_a &= \text{Max}(2\text{cm}, \frac{l}{250}) \\ &= \text{Max}(2\text{cm}, \frac{60}{250}) \quad \Rightarrow \quad e_a = 2\text{cm}. \end{aligned}$$

$$e_2 = (3x \frac{Lf^2}{10000xh})(2 + a.\varphi)$$

$\alpha = 0$ car : G ne crée aucun moment.

$$\varphi = 2$$

$$\text{donc : } e_2 = (3x \frac{(1.2)^2}{10000x0.1})x2 \quad \Rightarrow \quad e_2 = 0.86 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Alors : } e &= e_a + e_1 + e_2 \\ &= 2 + 36 + 0.86 \quad \Rightarrow \quad e = 38.58 \text{ cm} \end{aligned}$$

c. Calcul du coefficient de majoration : (δ_f)

$$\delta_f = \begin{cases} \min(1 + 0.15(\lambda/35)^2(a/e_0), 1.4) & \dots \text{si : } e_0/h > 0.75 \\ 1 + 0.2 + (\lambda/35)^2 & \dots \text{si : } e_0/h \leq 0.75 \end{cases}$$

$$\bullet \lambda = \frac{Lf\sqrt{12}}{a} = \frac{1.2\sqrt{12}}{0.1} \quad \Rightarrow \quad \lambda = 41.57$$

$$\bullet e_1/a = 3.6 > 0.75$$

$$\begin{aligned} \text{Donc : } \delta_f &= \min [1.4 ; 1 + 0.15(\lambda/35)^2 \times (a/e_0)] \\ &= \min [1.4 ; 1 + 0.15(41.57/35)^2 \times (0.1/0.36)] \\ &= \min [1.4 ; 1.059] \end{aligned}$$

$$\text{Alors : } \delta_f = 1.059$$

V.2.5.Ferraillage

V.2.5.1. Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm et } d = 8 \text{ cm}$$

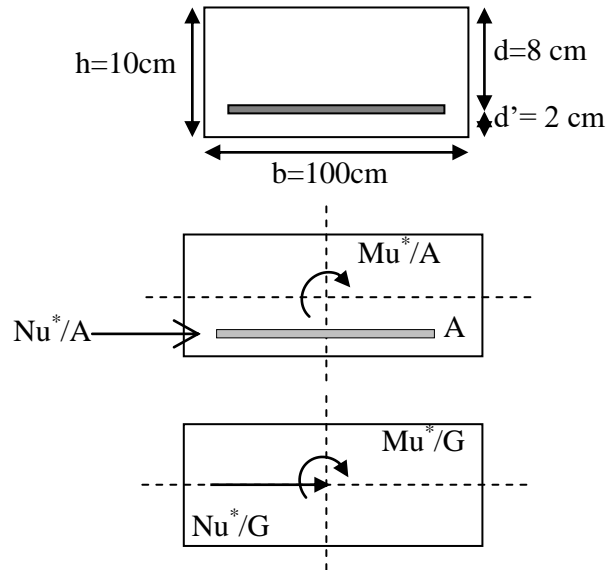


Figure V.2 : Schémas des Coupes transversales de l'acrotère

a. Les sollicitations majorées

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1.059 \times 2.48 = \mathbf{2.626 \text{ KN}}$$

$$M_{UG}^* = N_u^* (e_0 + e_a) = 2.626 (0.36 + 0.02) = \mathbf{0.99 \text{ KN.m}}$$

b. Évaluation des moments au niveau des armatures tendues

$$M_{UA}^* = M_{UG}^* + N_u^* \times (d - h/2)$$

$$= 0.99 + 2.48 (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow \mathbf{M_{UA}^* = 1.064 \text{ KN.m}}$$

c. Calcul à la flexion simple

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\sigma_{bu} = f_{bu} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = \mathbf{14.16 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

d. Le moment réduit

$$\mu = \frac{M_{UA}}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{1.064 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.16} \Rightarrow \mathbf{\mu = 0.012}$$

$\mu < \mu_c = 0.186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé.

On a le domaine(1), $\epsilon_s = 1 \%$, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \mathbf{\alpha = 0.015}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow \mathbf{Z = 7.95 \text{ cm}}$$

$$A_f = M_{UA}^* / Z \times \sigma_s \quad \Rightarrow \quad A_f = 38.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_f - Nu / \sigma_s \quad \Rightarrow \quad A_s = 0,30 \text{ cm}^2$$

M_{UA}^* (KN/ml)	μ	α	z (m)	ϵ_s (%)	σ_s (MPa)	A_f (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)
1.064	0.012	0.015	0.0795	1	348	0.383	0.30

Tableau V.1 : Calcul de la section des armatures

V.2.5.2. Calcul à l'E.L.S

a. Position du centre de pression

$$N_{ser} = 1.837 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$e_s = M_{ser} / N_{ser} = 0.6 / 1.837 = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = h / 6 = 0.017 \text{ m.}$$

$e_s > e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

b. Sollicitations majorées

$$N_{ser}^* = \delta_f \times N_{ser} = 1.059 \times 1.837 = 1.945 \text{ KN}$$

$$M_{ser/G}^* = (\delta_f \times M_{ser}) + (N_{ser}^* \times e_a)$$

$$= (1.059 \times 0.6) + (1.945 \times 0.02) = 0.67 \text{ KN.m}$$

c. Le moment fictif

$$M_{serA}^* = M_{serG}^* + N_{ser}^* \times (d - h/2)$$

$$= 0.67 + 1.945 (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow M_{serA}^* = 0.728 \text{ KN.m}$$

d. Calcul au flexion simple

- La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- La contrainte de l'acier :

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 f_c, 150 \times \eta \text{ Mpa}) \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 \times 400, 150 \times 1.6) \Rightarrow \sigma_{sc} = 240 \text{ Mpa}$$

Calcul du moment limite de service M_1 :

$$M_1 = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r / 2) / (1 - \alpha_r / 3)$$

$$\alpha_r = (15 \sigma_{bc}) / (15 \sigma_{bc} + \sigma_s) = 0.484$$

$$\mu_r = 0.203 \Rightarrow M_1 = 0.0195 \text{ KN.m}$$

$$M_{serA}^* < M_1 \quad (\text{pas d'armateur comprimé } A' = 0).$$

$$Z = d(1 - \alpha_r/3) = \mathbf{0.067 \text{ m}}$$

$$A_s = M_{ser} / (Z \cdot \sigma_s) = 0.728 / (0.067 \times 240) = \mathbf{0.45 \text{ cm}^2}$$

Calcul à la flexion compose :

$$A_{ser} = A_s - N_{ser}^* / \sigma_s = 0.45 \cdot 10^{-4} - (1.945/240)$$

$$\mathbf{A_{ser} = 0.36 \text{ cm}^2}$$

Mais : $A_s = \text{Max}[A_u, A_{ser}, A_{min}]$

e. Pourcentage minimal d'armatures longitudinales

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = \mathbf{0.966 \text{ cm}^2}$$

Alors : $A_s = \text{Max}[A_u, A_{ser}, A_{min}]$

$$= \text{Max}[0.30, 0.36, 0.966] \Rightarrow \mathbf{A_s = 0.966 \text{ cm}^2}$$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : **4 T 8 / ml** $A_s = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$

f. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

g. Vérification au cisaillement

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b_0 d}$$

$$Vu = 1,5 \text{ KNm}$$

$$\tau_u = 0,0015 / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b , 3 \text{ MPa})$$

$$= \min (2.5 \text{ Mpa} , 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \mathbf{\tau_u' = 2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

h. Vérification des contraintes

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bu}}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\overline{\sigma_{bu}} = 0.6 \cdot f_{c28} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_b = K \cdot Y_{ser}$$

$$K = N_{ser} / I \cdot Y \text{ BAEL91}$$

i. Position du centre de pression (C)

C : c'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

Y_c : la distance de l'axe neutre au centre de pression.

$$Y_{ser} = Y_c + C$$

$$C = h/2 - e_0 = 0.1/2 - 0.6/1.837 \Rightarrow C = -0.276 \text{ m}$$

$C < 0 \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

j. Calcul de la solution

Y_c : c'est la solution d'équation.

$$Y_c^3 + p \cdot Y_c + q = 0$$

$$p = -3C^2 - (C - d) \cdot (6n \frac{A'}{B}) + (d - C) (6n \cdot \frac{A}{B})$$

$$q = -2C^3 - (C - d)^2 \cdot (6n \frac{A'}{B}) + (d - C)^2 (6n \cdot \frac{A}{B}) \quad ; \quad A' = 0$$

$$\text{Donc : } p = -3C^2 - (C - d) \cdot (6n \frac{A}{B}) = -0.222 \text{ m}^2$$

$$q = -2C^3 - (C - d)^2 \cdot (6n \frac{A}{B}) = -0.0397 \text{ m}^2$$

$$\text{L'équation devient : } Y_c^3 - 0.212 Y_c + 0.0363 = 0$$

$$\Delta = q^2 + 4 \cdot p^3 / 27 \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$= (0.0363)^2 + 4 \cdot (-0.212)^3 / 27$$

$$= -0.0000448$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul : } \cos \varphi = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \sqrt{\frac{-3}{p}}$$

$$\cos \varphi = -0.986 \Rightarrow \varphi = 170.40^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow a = 0.5446 \text{ m}$$

Les solutions des équations sont :

$$Y_1 = a \cdot \cos(\varphi/3) = 0.298 \text{ m.}$$

$$Y_2 = a \cdot \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = 0.543 \text{ m.}$$

$$Y_3 = a \cdot \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 0.245 \text{ m.}$$

On choisit la solution qui convient parmi les (3) solutions.

$$\text{Soit : } Y_1 = Y_c = 0.298 \text{ m.}$$

$$Y_{ser} = Y_1 = C = 2.2 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad Y_{ser} = 2.2 \text{ cm.}$$

k. Calcul du moment d'inertie de la section totale homogène (I)

$$I = b \cdot Y_s^3 + 15 \cdot A_s (d - Y_s)^2 \Rightarrow I = 2.079 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K=(N_s/I).Y_c \Rightarrow K=26331.217 \text{ m}^{-3}$$

$$\sigma_b=K.Y_{ser} = 26331.217 \times 0.022 \Rightarrow \sigma_b=0.579 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b=0.579 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bu}}=15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

l. Vérification à la fissuration

$$\sigma_s=15.K.(d - Y_c) \Rightarrow \sigma_s= 22.908 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s= 22.908 \text{ MPa} \leq \sigma_{sc} = 240 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

m. Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T 8 = 2.01 cm².**

$$L'espacement : S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

n. Schéma ferrailage

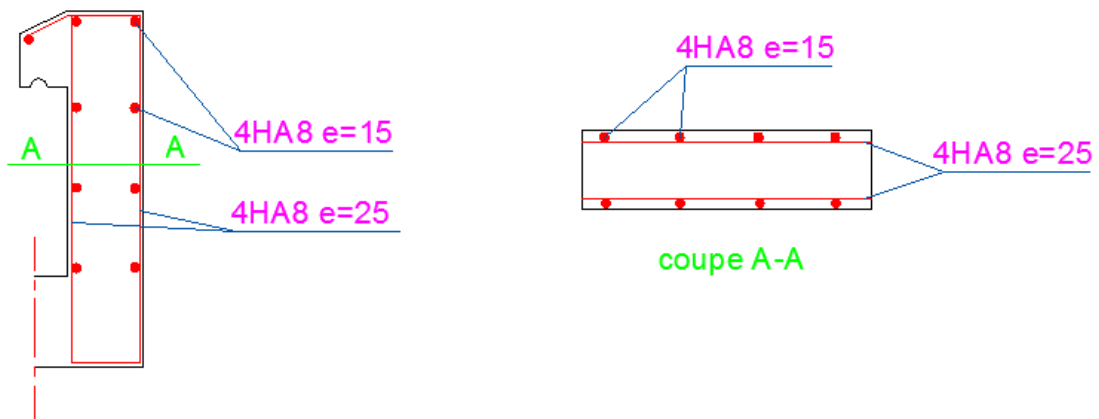


Figure V.3 : Schéma ferrailage de l'acrotère

V.3. Les escaliers

V.3.1. Définition générale

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

V.3.2. Composition d'un escalier

Il est caractérisés par :

- * La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- * La hauteur d'une marche (h).
- * Le giron : la largeur de marche (g).
- * L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- * La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- * La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- * Le palier : la partie horizontale.
- * La volée : suite ininterrompues des marches.

V.3.3. Dimensionnement d'escalier

Le choix de dimension en fonction du condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les condition suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autres difficilement, on prend « h »entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g »entre le 22 cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

- Pour vérifie que la condition convient, on utilise la formule empirique de« *BLONDEL* » :

$$g+2h=m$$

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

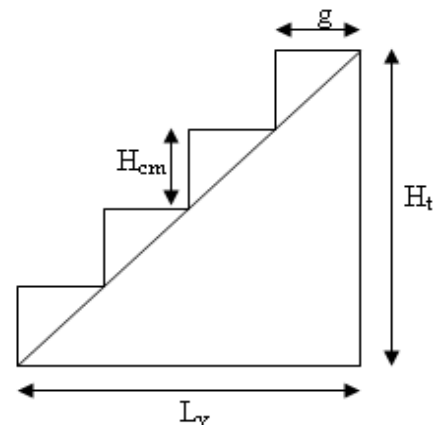
$$14\text{ cm} \leq h= 17\text{ cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{ cm} \leq g = 30\text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

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

Donc on adopte : **h = 17 cm**

$$g = 30\text{ cm}$$



V.3.3.1. Nombre de contre marche et de marche

$$N_{c.m} = H/2h \quad / \quad H : \text{hauteur libre d'étage}$$

$$N_{c.m} = 510/3 \times 17 = \mathbf{10} \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = \mathbf{9} \text{ marches.}$$

V.3.3.2. La longueur de la volée

$$L_v = N_m \times g = 9 \times 30 = \mathbf{270\text{ cm}}$$

V.3.3.3. L'angle d'inclinaison

$$H_{es} = h_c/3 = \mathbf{170\text{ cm}}$$

$$\operatorname{tg}\alpha = H/L = 170/270 = 0.63$$

$$\alpha = \operatorname{cotg}(0,63) = \mathbf{50.95^\circ}$$

V.3.3.4. L'épaisseur de la paillasse

est calculée suivant la condition :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = (l^2 + H^2)^{1/2} = (270^2 + 170^2)^{1/2} = \mathbf{319.06 \text{ cm}}$$

$$319.06/30 \leq e \leq 319.06/20$$

$$10.64 \text{ cm} \leq e \leq 15.95 \text{ cm}$$

On adopte : **e=15cm**..... ((Pour les raisons de la vérification de la flèche))

V.3.4.D'après le plan d'architecture

V.3.4.1. Le 1^{er} volée

a. Nombre de contre marche et de marche

$$N_{c.m} = \mathbf{12} \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = \mathbf{11} \text{ marches.}$$

b. La longueur de la volée

$$L_v = N_m \times g = 11 \times 30 = \mathbf{330 \text{ cm}}$$

c. L'angle d'inclinaison

$$H_{es} = N_{c.m} \times h = 12 \times 17 = \mathbf{204 \text{ cm}}$$

$$\operatorname{tg}\alpha = H/L = 204/330 = 0.62$$

$$\alpha = \operatorname{cotg}(0,62) = \mathbf{51.82}$$

d. L'épaisseur de la paillasse :

est calculée suivant la condition :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = (l^2 + H^2)^{1/2} = (330^2 + 204^2)^{1/2} = \mathbf{397.96 \text{ cm}}$$

$$397.96/30 \leq e \leq 397.96/20$$

$$12.93 \text{ cm} \leq e \leq 19.40 \text{ cm}$$

On adopte : **e=15cm**..... ((Pour les raisons de la vérification de la flèche))

V.3.4.2. Le 2^{ème} volée :

a. Nombre de contre marche et de marche

$$N_{c.m} = \mathbf{8} \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = \mathbf{7} \text{ marches.}$$

b. La longueur de la volée

$$L_v = N_m \times g = 7 \times 30 = \mathbf{220 \text{ cm}}$$

c. L'angle d'inclinaison

$$H_{es} = N_{c.m} \times h = 136$$

$$\text{tg}\alpha = H/L = 136/220 = 0.62$$

$$\alpha = \text{cotg}(0,62) = \mathbf{51.82}$$

V.3.4.3. Le 3^{ème} volée

a. Nombre de contre marche et de marche

$$N_{c.m} = \mathbf{10} \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = \mathbf{9} \text{ marches.}$$

b. La longueur de la volée

$$L_v = N_m \times g = 9 \times 30 = \mathbf{270 \text{ cm}}$$

c. L'angle d'inclinaison

$$H_{es} = N_{c.m} \times h = 170$$

$$\text{tg}\alpha = H/L = 170/270 = 0.63$$

$$\alpha = \text{cotg}(0,62) = \mathbf{50.98}$$

V.3.5. Evaluation des charges

On a un escalier à double palier :

V.3.5.1. Le palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre de palier	15	25	3.75
Enduit ciment	2	18	0.36

G =	5.29	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

Tableau V.2 : charge permanente et exploitation de palier

N.B : on a deux paliers de longueur ($L_1=0.55$ et $L_2=1.60$) m

Donc : $\mathbf{G=G_1 =G_2= 5.29KN/m^2}$

$\mathbf{Q= Q_1 =Q_2= 2.5KN/m^2}$

V.3.5.2. La volée (paillasse)

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre des marches	8.5	25	2.125
Poids propre de la paillasse	15/cos(50.95)	25	5.95
Enduit ciment	2	25	0.43

G =	9.685	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

Tableau V.3 : Charge permanente et exploitation de paillasse

V.3.6. Ferrailage d'escalier

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1$ cm soit $c = 2$ cm.

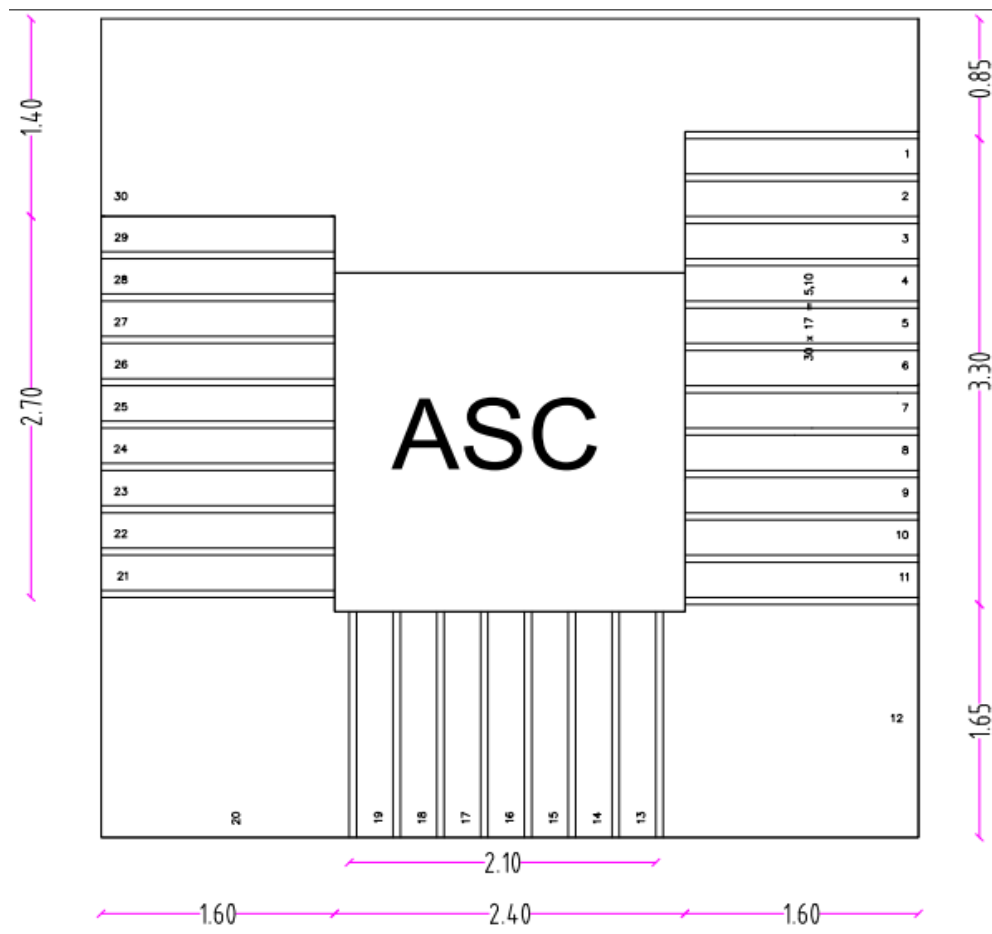


Figure V.4 : Vue en plan de l'escalier

V.3.6.1. La 1^{ère} volée

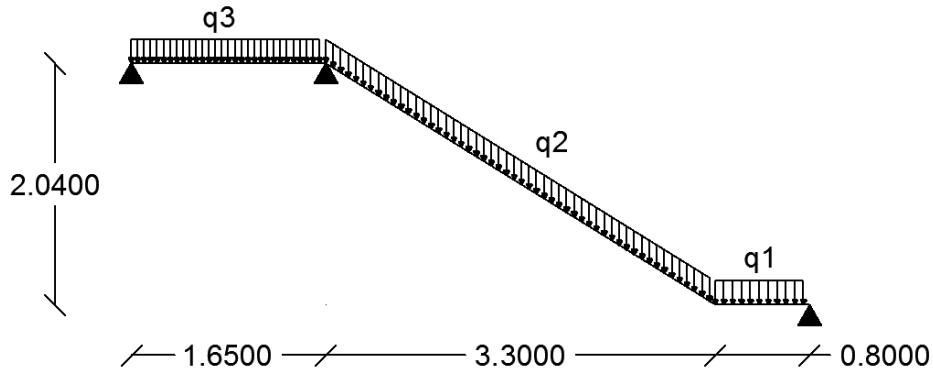


Figure V.5 : Escalier coupe transversale

V.3.6.2. Calcul des sollicitations à ELU

On a la combinaison à L'E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{pour (1ml)}$$

Palier : $q_1 = q_3 = 1.35 \times 5.29 + 1.5 \times 2.5 = 10.890 \text{KN/ml}$

Paillasse : $q_2 = 1.35 \times 9.685 + 1.5 \times 2.5 = 16.825 \text{KN/ml}$

a. Charge équivalente

$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

on a : $L_1 = 0.8 \text{ m}$

$L_2 = 3.30 \text{ m}$

$L_3 = 1.65 \text{ m}$

Alors : $q_{eq} = 14.30 \text{ KN/ml}$

b. Calcul des moments



on prend les moments max :

en appuis : $M_a=18.94$ KN.m

en travée : $M_t=9.36$ KN.m

c. Calcul des armatures longitudinales :

$$\sigma_{bu}=f_{bc}=(0.85.f_{c28})/\gamma_b \dots \dots \gamma_b=1.5$$

$$\sigma_{bu}=\frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s=f_e/\gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu=M_u/b.d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\alpha=1.25 (1-\sqrt{1-2\mu})$$

$$Z= d(1-0.4\alpha)$$

$$A_s=M_u/Z \sigma_s$$

$$A_{\min}=(0.23.b.d. f_{t28})/ f_e$$

$$= \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min}= 1.63 \text{ cm}^2$$

$$d= 0.9.e = 0.9 \times 15 \Rightarrow d= 13.5 \text{ cm}$$

Les résultats dans le tableau :

section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A _{s,min}	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	100	13,5	9,38	0,036	0,046	13,251	1,630	2,034	5HA12=4,52
Appuis	100	13,5	18,94	0,073	0,095	12,986	1,630	4,191	5HA12=4,52

d. Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = \mathbf{33\text{cm}}$$

- En travée: $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$

- Sur appui : $S_t = 100/6 = 16.66 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$

e. Armature de répartition :

- En travée : $A_{rep} = A_{ado}/4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$; on adopte : **4 T₈=2.01cm²**

- Sur appui : $A_{rep} = A_{ado}/4 = 4.71/4 = 1.18 \text{ cm}^2$; on adopte : **4 T₈=2.01cm²**

f. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1 / 400 = \mathbf{1.63 \text{ cm}^2}$$

g. Vérification à ELU :

Contrainte tangentielle du béton :

- **Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5\text{MPa})$$

$$= \min(0.2 \times 25 / 1.5; 5)\text{MPa} = \mathbf{3.33 \text{ MPA}}$$

$$V_u = \frac{q_{eq} \cdot L}{2} = \frac{14.3 \times 5.75}{2} = 41.11 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Vu = 41.11 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 3.045\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 3.045\text{MPa}$$

$$\tau_u = 3.045\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

V.3.6.3. Calcul à E.L.S

On a la combinaison à L'E.L.S :

$q_{ser} = g + q \dots\dots\dots$ pour (1ml)

Palier : $q_1 = q_3 = 5.29 + 2.5 = \mathbf{7.79 \text{ KN/ml}}$

Paillasse : $q_2 = 9.685 + 2.5 = \mathbf{12.185 \text{ KN/ml}}$

a. Charge équivalente :

$$q_{eq1} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

on a : $L_1 = 0.8 \text{ m}$

$L_2 = 3.30 \text{ m}$

$L_3 = 1.65 \text{ m}$

Alors : $q_{eq1} = 14.82 \text{ KN/ml}$

$q_{eq2} = q_3 = 7.79 \text{ KN/ml}$

b. Calcul des moments



Moment isostatique : $M_{01} = \frac{q_{eq1} \cdot l_{1+2}^2}{8} = 31.14 \text{ KN.m}$

$$M_{02} = \frac{q_{eq2} \cdot l_3^2}{8} = 2.65 \text{ KN.m}$$

on prend les moments max :

en appuis : $M_a = 13.67 \text{ KN.m}$

en travée : $M_t = 6.77 \text{ KN.m}$

c. Vérification à l'E.L.S

Vérification des contraintes maximales du béton :

Il faut vérifier : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

- **En travée** : $\alpha = 0.046 \dots$ (Tableau) ; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

$\alpha = 0.046 \leq 0.44 \dots \dots \dots$ **C.V**

- **Sur appui** : $\alpha = 0.095$; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$

$\alpha = 0.095 \leq 0.445 \dots \dots \dots$ **C.V**

→ Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{410} = 0.037 \leq 0.062 \rightarrow c.n.v \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.037 \geq 0.011 \rightarrow c.v \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.003 \leq 0.01 \rightarrow c.v \end{array} \right.$$

On à deux conditions sont non vérifiées, on passe au calcul de la flèche par « *la méthode exposée* » dans les références du béton armé ; selon les règles de **BAEL 91**.

- Calcul de la flèche

Selon la méthode de BAEL 91 la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gi}, f_{gv} : les flèches due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : la flèche due à l'ensemble des charge appliquée au moment de la mise en œuvre des cloison

f_{pi} : la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément.

- Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 \rightarrow BAEL91$$

- La position de l'axe neutre

$$\begin{aligned} b.y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d.A_s - d'.A'_s) &= 0 \\ \Rightarrow 100y^2 + (30 \times 4.52).y - (30 \times 13.5 \times 4.52) &= 0 \\ \Rightarrow 100y^2 + 135.6y - 1830.6 &= 0 \end{aligned}$$

On prend la racine positive : **y=3.65 cm**

Donc :

$$I = \frac{100(3.65)^3}{3} + 15 \times 4.52 (13.5 - 3.65)^2 = 8199.03 \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{I = 8199.03 \text{ cm}^4}$$

- Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I₀ » :

$$\begin{aligned} I_0 &= \frac{b.h^3}{12} + b.h \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15A_s(d-V)^2 \\ V &= \left[\frac{b.h^2}{2} + 15A_s.d \right] / [b.d + 15A_s] \end{aligned}$$

$$V = 8,58 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 31515.79 \text{ cm}^2$$

- Calcul les coefficients :

$$* \lambda_i = 0.05 \frac{f_{t28}}{5p} ; \quad p = \frac{A_s}{b.d} = 0.0033 ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \lambda_i = 6.36 \quad \text{et} \quad \lambda_v = 0.4\lambda_i = 2.544$$

$$* E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$* E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.39 \text{ MPa}$$

- flèche instantanée due à G ; « f_{gi} » :

La combinaison : $q = 1.35G$(pour 1ml)

$$- \text{ palier : } q_1 = q_3 = 1.35 \times 5.29 = 7.142 \text{ KN/ml}$$

$$- \text{ paillasse : } q_2 = 1.35 \times 9.685 = 13.075 \text{ KN/ml}$$

- La charge équivalente :

$$q_{eq1} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$$q_{eq1} = 11.92 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment et contrainte :

$$* M_s = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq1} \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{11.92 \times (4.1)^2}{8} = 21.29 \text{ KN.m}$$

$$* \sigma_s = 15M_s(d-y)/I = 15 \times 37.061 \cdot 10^6 (135 - 36.5) / 8199.03 \cdot 10^4 = 383.65 \text{ MPa}$$

$$* \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.49$$

$$* I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 8421.77 \text{ cm}^4$$

$$* f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{21.29 \times (410)^2 \times 10^8}{10 \times 32164.2 \times 8421.77 \times 10^4} = 13.21 \text{ mm}$$

• flèche différée due à G : « f_{gv} » :

$$* I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 15431.31 \text{ cm}^4$$

$$* f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 21.63 \text{ mm}$$

• flèche due à G+Q : « f_{pi} » :

$$* \sigma_s = 15M_s(d-y)/I; \dots M_s = M_t = 6.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = 122 \text{ MPa}$$

$$* \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.95$$

$$* I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 4922.94 \text{ cm}^4$$

$$* f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 7.19 \text{ mm}$$

• **flèche instantanée due à « j » :**

On à la combinaison : $q = 1.35j$

(j : charge permanente avant la mise en place le revêtement)

- palier : $q_1 = q_3 = 1.35 \times 3.75 = 5.0625 \text{ KN/ml}$

- paillasse : $q_2 = 1.35 \times 8.075 = 10.90 \text{ KN/ml}$

- **Charge équivalente :**

$$q_{eq1} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2}{L_1 + L_2} = 9.50 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul M_s :**

$$* M_s = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq1} L^2}{8} = 16.97 \text{ KN.m}$$

$$* \sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 305.81 \text{ MPa}$$

$$* \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.40$$

$$* I_{ff} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 9782 \text{ cm}^4$$

$$* f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ff}} = 9.07 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 334.37 - 126.16 + 126.16 - 126.16 = 208.21 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 6.53 \text{ mm}$$

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{Si : } L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots \text{Si : } L > 5m \end{array} \right.$$

$$L = 4.1 \text{ m : } \Rightarrow \bar{f} = 0.5 + \frac{410}{1000} = 0.91 \text{ cm} = 9.1 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 6.53 \text{ mm} < \bar{f} = 9.1 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

V.3.6.4. Plan de ferrailage des escaliers :

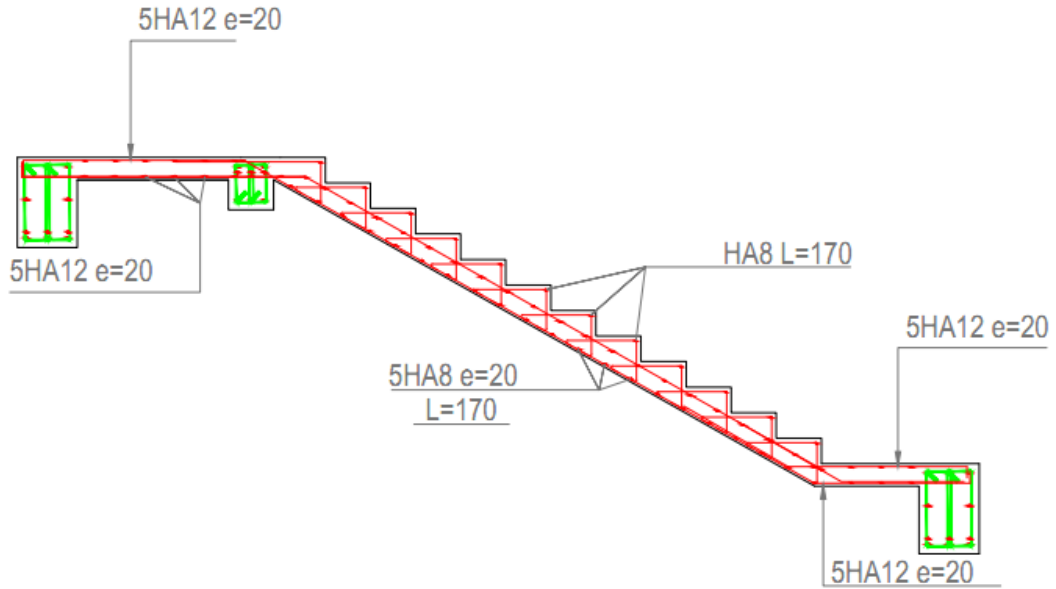


Figure V.6 : Ferrailage de 1^{er} volée

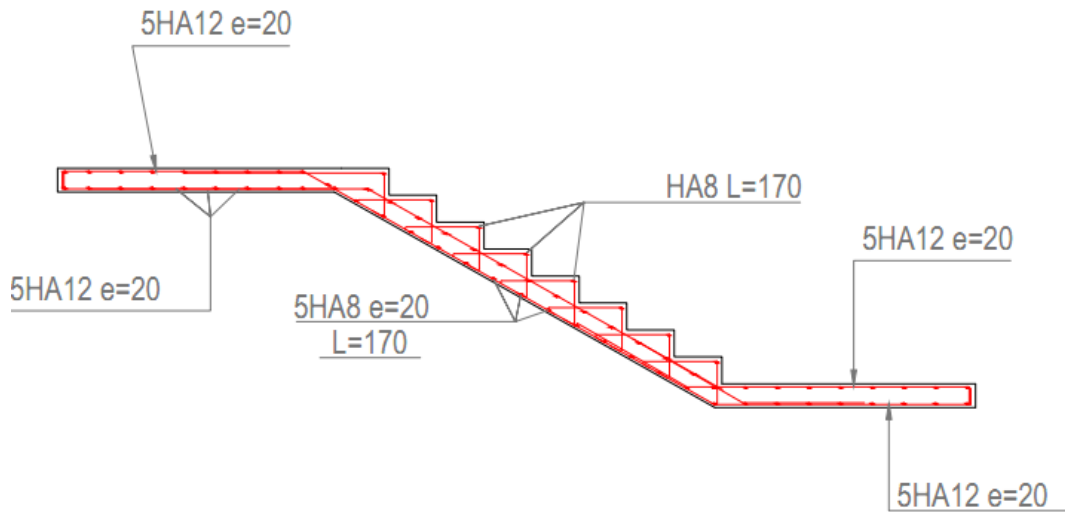


Figure V.7: Ferrailage de 2^{ème} volée

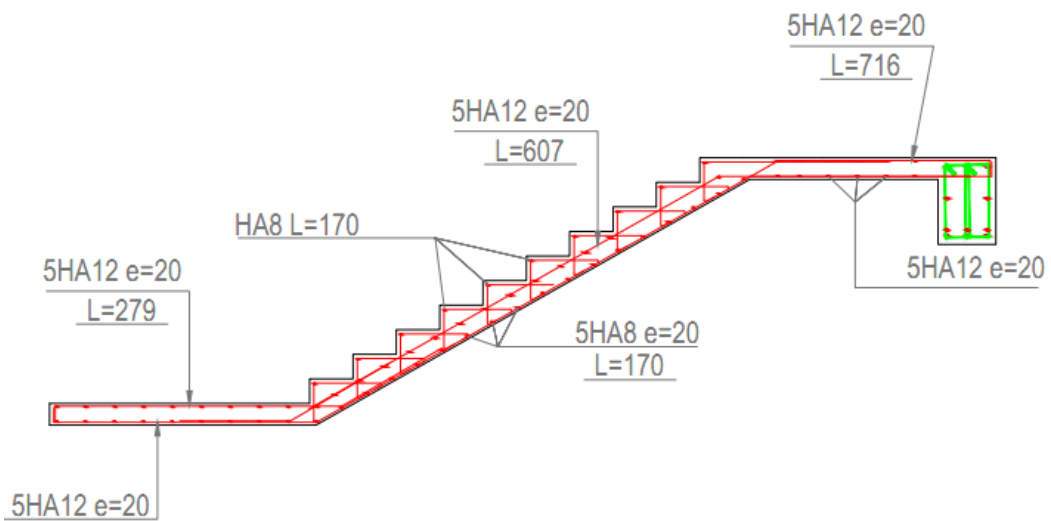


Figure V.8 : Ferrailage de 3^{ème} volée

V.4. La coupole

V.4.1. Définition

Les coupoles sont des surfaces de révolution (c. a. d leur forme est obtenue par rotation d'une courbe de fonction connue autour d'un axe de symétrie). Elles sont destinées à couvrir des espace circulaires toitures des réservoirs circulaires, fond des réservoirs des châteaux d'eaux et quelque sommets des églises et vides dans les mosquées

Elles sont généralement à parois minces, d'où leur avantage essentiel de flexibilité qui permet de ne compter que sur des efforts axiaux selon les méridiens et parallèles et négliger les effets de flexion. A la base de la coupole on conçoit généralement une ceinture destinée à équilibrer la pousse horizontale (composante horizontale de la réaction à la base) la composante verticale étant reportée sur le voile, mur ou poteaux d'appuis.

V.4.2. Classification

On peut classifier :

V.4.2.1. Selon la forme en plan

- Sur plan circulaire (coupole de révolution).
- Sur plan elliptique (coupole elliptique).
- Sur plan polygonal (coupole polygonale).

V.4.2.2. Selon la forme de la méridienne

- Circulaire.
- Elliptique.
- Parabolique.
- En ogive.
- Conique.

V.4.2.3. Selon la disposition au sommet

- Coupole fermée.
- Coupole ouverte (en anneau).
- La coupole ouverte peut supporter à son sommet une autre coupole.

V.4.2.4. Selon la conception des rives inférieures

- Coupole flexible.
- Coupole à ceinture.

V.4.2.5. Selon la disposition constructive

- Coupole d'épaisseur constante.
- Coupoles d'épaisseur variable.
- Coupoles à nervures méridiennes.
- Coupole à nervures parallèles.
- Coupole à nervures orthogonales.

V.4.2.6. Selon le mode de construction

- Coupole coulée sur cintre.
- Coupole préfabriquée.

V.4.2.7. Selon la montrée de la coupole

- Coupole surbaissée.
- Coupole en plein cintre.
- Coupole surhaussée.

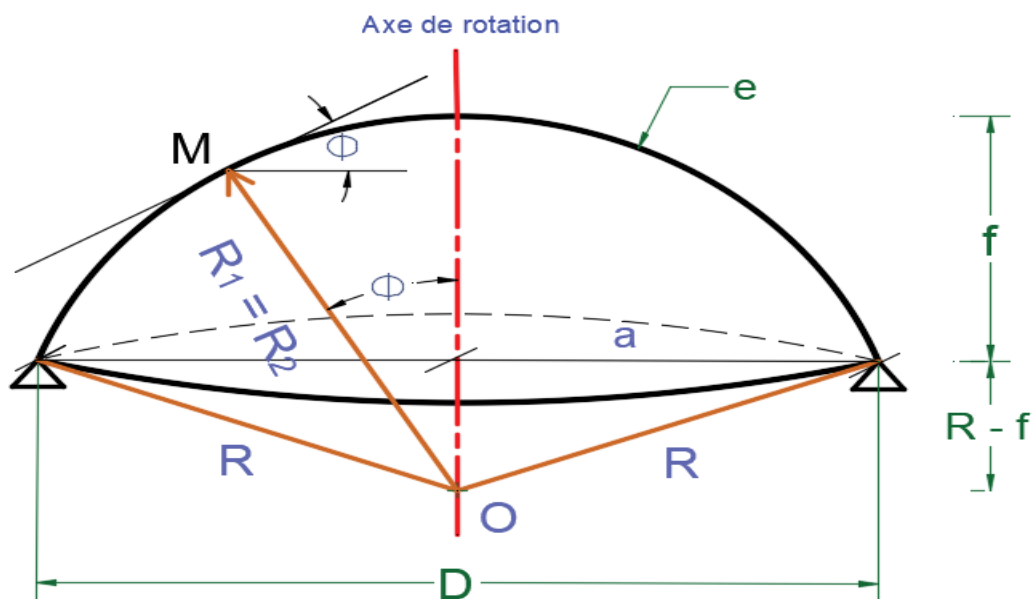


Figure V.9 : Géométrie de la coupole

V.4.3. Prédimensionnement

Pour les coupoles sphériques, le problème n'a pas de difficulté car $a=R=f$. On conserve généralement les dimensions données par l'architecte pour d'autres types de coupoles, le rayon de courbure et la flèche sont choisies selon les deux conditions :

- $\frac{1}{12} \leq \frac{f}{a} \leq \frac{1}{8}$
- $R = \frac{a^2 + f^2}{2f}$

V.4.4.Méthode de calcul

V.4.4.1. Coupole sphérique

a. Sous charge permanentes (G)

Béton $e \cdot fb$ tf /m²
 étanchéité0.04tf/m²

$$N_{\alpha} = a * G \left(-\frac{1}{1 + \cos \alpha} \right)$$

$$N_{\theta} = a * G (\cos^2 \alpha + \cos \alpha - 1) / (1 + \cos \alpha)$$

$$H = a * G \left(\frac{\cos \alpha}{1 + \cos \alpha} \right)$$

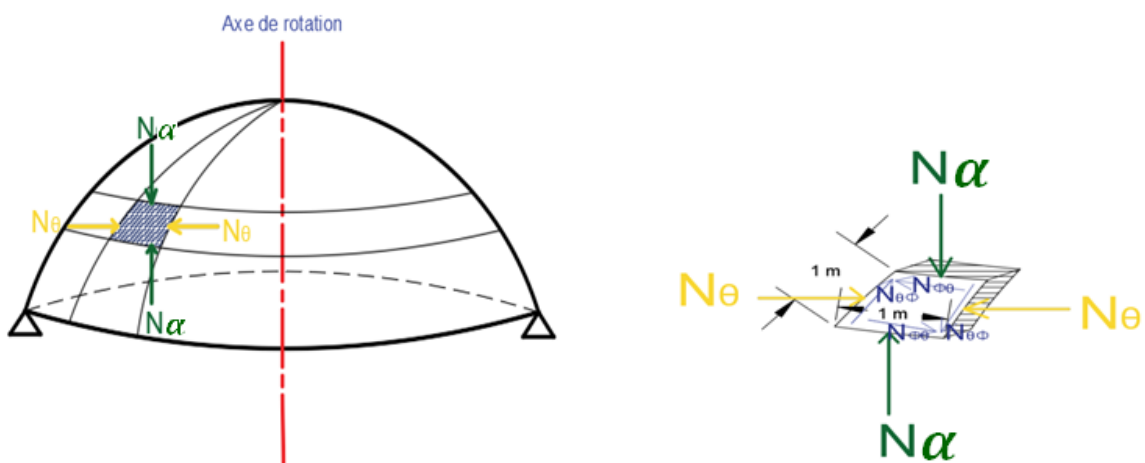


Figure 6 : Composante de N_{ϕ}

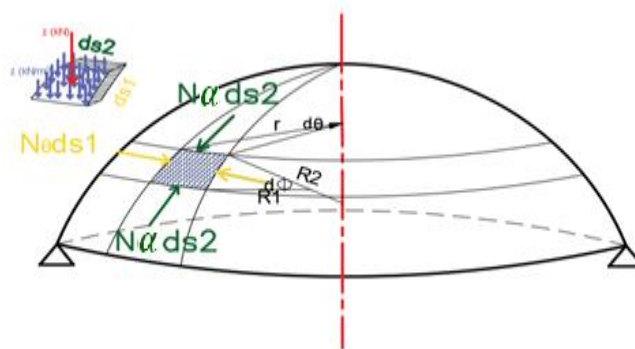


Figure V.10 : Equilibre des forces intérieures et extérieures

Remarque

- Les valeurs en signes (-) compression
- Les valeurs en signes (+) traction

b. sous charge d'exploitation (Q)

Celle-ci est généralement due a la neige $Q=0.1 \text{ tf/m}^2$

Les valeurs de N et H différente de celle de G car

G : appliquée sur W surface latérale d un demi sphère $w = 2\pi r^2$

Q : sur W0 surface du bras de la coupole $W0 = \pi a^2$

a : rayon de la base de-là coupole

r : rayon du sphère

$$N\alpha = -Q * \frac{a}{2}$$

$$N\theta = -Q * \frac{a}{2} * \cos 2\alpha$$

$$H = -Q * \frac{a}{2} * \cos \alpha$$

V.4.4.2. Combinaison des efforts axiaux

c. ELU

$$- N\alpha = 1.35 * N\alpha G$$

$$- N\theta = 1.35 * N\theta G$$

$$- H = 1.35 * HG$$

d. ELS

$$- N\alpha = N\alpha G$$

$$- N\theta = N\theta G$$

$$- H = HG$$

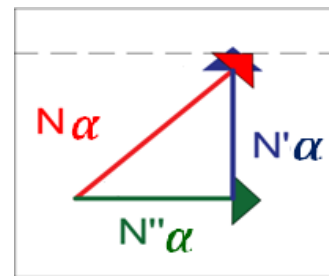


Figure V.11 : Représentation des efforts

V.4.5. Calcul du ferrailage

V.4.5.1. Vérification à l'E.L.U

a. Les armatures méridiennes

$N\alpha u = KN/m$ (elle se calcula en compression simple pour une bande de 1m)

$$A_s = \frac{Nu - B * f_{bc}}{\sigma_{2\%0}}$$

$$\sigma_{2\%0} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$B = 100 * 15 = 1500 \text{ cm}^2$$

$$\delta_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

Donc on prend la valeur minimale des sections

$$A_{smin} \leq A_s \leq A_{smax}$$

$$A_{smin} \leq \min[4U, 0.2B/100]$$

$$A_{smax} = 5 * \frac{B}{100}$$

b. Les armatures parallèles

$$TU = N\theta\alpha + Hx$$

Elle se calcula à la traction simple pour une bande de 1m

$$As\ els = \frac{TU}{\sigma_{10}}$$

$$\sigma_{10\%0} = \frac{fe}{\gamma_s}$$

Condition de non fragilité :

$$As\ cf \geq B * \frac{ft_{28}}{fe}$$

Dans ce cas $As\ els \leq As\ cf$

Donc diminue l'épaisseur de la coupole par ce que la section du béton est très important.

Y	0	1,05	2,1	3,18	4,2	5,25	6,3	7,35	8,4	9,475
x	0	4,34	5,95	7,06	7,88	8,49	8,94	9,24	9,42	9,475
R	9,475									
cos α	0,00	0,11	0,22	0,34	0,44	0,55	0,66	0,78	0,89	1,00
	90,00	83,64	77,19	70,39	63,69	56,35	48,32	39,13	27,56	0,00
	SOUS G (KN/m ²)									
N α	-35,53	-31,99	-29,08	-26,60	-24,62	-22,86	-21,34	-20,01	-18,83	-17,77
N θ	-35,53	-28,05	-21,21	-14,68	-8,87	-3,18	2,28	7,55	12,67	17,77
H	0,00	3,54	6,45	8,93	10,91	12,67	14,19	15,52	16,70	17,77
	ELS									
N α s	-35,53	-31,99	-29,08	-26,60	-24,62	-22,86	-21,34	-20,01	-18,83	-17,77
N θ s	-35,53	-28,05	-21,21	-14,68	-8,87	-3,18	2,28	7,55	12,67	17,77
H s	0,00	3,54	6,45	8,93	10,91	12,67	14,19	15,52	16,70	17,77
Ts	-35,53	-12,67	17,15	48,36	77,12	104,38	129,14	150,97	169,95	186,09
	ELU									
N α u	-47,97	-43,18	-39,26	-35,91	-33,24	-30,87	-28,81	-27,01	-25,43	-23,98
N θ u	-47,97	-37,87	-28,63	-19,82	-11,97	-4,29	3,08	10,20	17,10	23,98
H u	0,00	4,79	8,70	12,05	14,73	17,10	19,16	20,95	22,54	23,98
Tu	-47,97	-17,10	23,15	65,28	104,12	140,91	174,34	203,82	229,44	251,23
	armatures méridiennes COMPRESSION									
Asm cm ²	-59,66	-59,79	-59,91	-60,00	-60,08	-60,15	-60,21	-60,26	-60,30	-60,35
Amin cm ²	3									
	on adopte: HA10 e = 25 cm par face									
	armatures annulaires (paralleles) TRACTION									
Asp max	7,219199555									
Amin CNF	7,875									
	on adopte: HA12 e = 25 cm par face									

V.4.5.2. Vérification à l'ELS

c. Les armatures méridiennes

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = 25 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$N\alpha_{ser} = N\alpha G + N\alpha Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N\alpha_{ser}}{B + 15 * A}$$

$$\sigma_{bc} = 0.2 \frac{kN}{cm^2}$$

$$N\alpha_{ser} = N\alpha G$$

$$N\alpha_{ser} = -35,53125 \text{ KN}$$

(compression)

$$\sigma_{bc} = \frac{N\alpha_{ser}}{B + 15 * A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{35.53125}{1500+15*3.14} = \frac{2325}{1270.65} = 0.023 < 0.2 \dots\dots\dots CV$$

d. Les armatures parallèles

Contraintes des aciers :

$$\delta_{st} = \frac{TUser}{As}$$

$$TUser = 186,094922 \text{ KN (traction)}$$

$$\delta_{st} = \frac{TUser}{As} = \frac{186094,922}{905} = 205.62 \text{ MPA} < 240 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{TUser}{B + 15 * A}$$

$$TUser = 35.53 \text{ KN (compression)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{TUser}{B + 15 * A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{35.53}{1500+15*9.05} = 0.021 \frac{KN}{cm^2} < 0.2 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

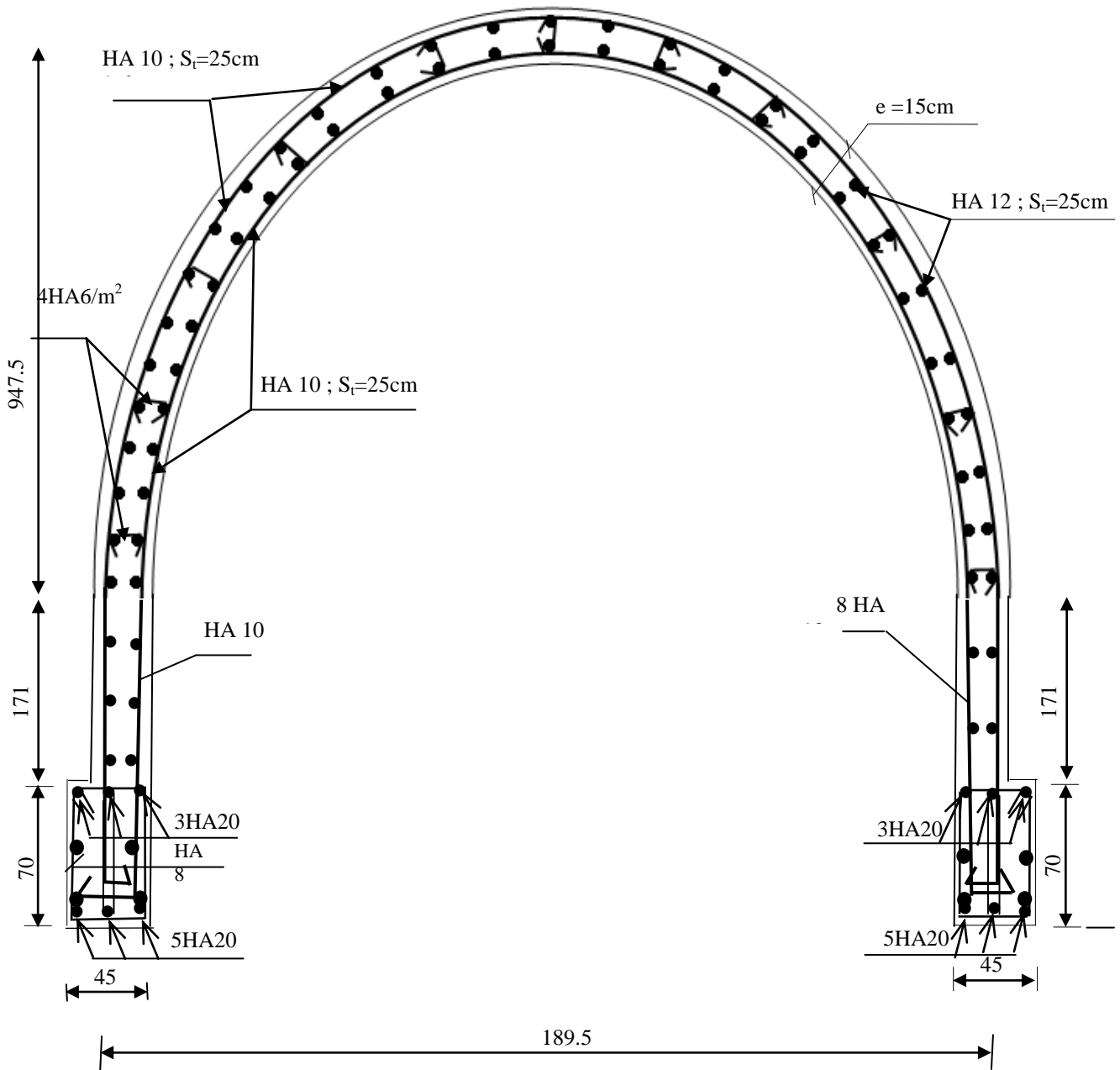


Figure V.12 : Ferrailage de la coupole

Remarque :

La coupole généralement repose sur une poutre circulaire :

POUTRE CIRCULAIRE A LA BASE DE LA COUPOLE

La poutre circulaire repose sur des appuis (8 poteaux) et charge verticales et comme l'axe de la poutre présente une excentricité variable par rapport aux poteaux, donc elle se trouve sollicitée à la fois à une flexion composée plus torsion.

V.5. Calcul de la ceinture

V.5.1. Définition

La ceinture est une poutre circulaire horizontale, supportant la coupole sphérique, reposant sur n appuis simple régulièrement espacés, les travées La composante horizontale à la base ($H = 0$) donc pas de traction annulaire Dans la ceinture par conséquent cette poutre, sera calculée en flexion simple avec torsion.

V.5.2. Sollicitation

pour le cas de $n = 8$ piliers

en travée : $M_t = 0,00416 \cdot q_{tot}$

en appuis : $M_a = -0,00827 \cdot q_{tot}$

V.5.3. Calcul de la charge totale

q_{tot} = poids de la coupole + poids de la ceinture

poids de la coupole : $G_1 = 4,15 \times 9,475 = 39,32$ KN/ml

poids de la ceinture : $G_2 = (0,45 \times 0,70) \times 25 = 7,875$ KN/ml

$q_{tot} = (G_1 + G_2) \times 2\pi R = (39,32 + 7,875) \times 2\pi \times 9,475 = 2809,67$ KN/ml

V.5.3.1. A l'ELU :

$q_{tot} = 1,35 \times 2809,67 = 3793,05$ KN/ml

- en travée : $M_t = 0,00416 \times q_{tot} R = 0,00416 \times 3793,05 \times 9,475 = 149,51$ KN.m

- en appuis : $M_a = 0,00827 \times q_{tot} R = 0,00827 \times 3793,05 \times 9,475 = 297,22$ KN.m

V.5.3.2. A l'ELS :

- en travée : $M_t = 0,00416 \times 2809,67 \times 9,475 = 110,75$ KN.m

- en appuis : $M_a = 0,00827 \times 2809,67 \times 9,475 = 220,16$ KN.m

Remarque :

L'effort de torsion dans la ceinture due à l'excentricité de La charge ramenée par la coupole est négligé en raison de la faible valeur du moment, en plus les armatures de la Coupole peuvent absorber cet effort.

V.5.4. Ferrailage

V.5.4.1. Vérification à l'ELU

section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A _{s,min}	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	45	63	149,51	0,059	0,076	61,085	3,423	7,033	3HA20=9.42
Appuis	45	63	297,22	0,117	0,156	59,062	3,423	14,461	5HA20=15,71

V.5.4.2. Vérification à l'ELS

a. En travée : $M_t = 110,75 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre :

$$b.y^2 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0$$

$$45 y^2 + (15 \times 8,04) y - 30 (63 \times 8.04) = 0$$

$$y = 17,085 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogène :

$$I = bx^3 / 12 + 15 A_s (d-y)^2$$

$$I = \frac{45 \times (17,085)^3}{12} + 15 \times 8,04 \times (63 - 17,085)^2$$

$$I = 272949 \text{ cm}^4$$

- Vérification de contrainte de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{110,75 \times 17,085 \times 10^3}{272949} = 6,93 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. En appuis : $M_t = 220,16 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre :

$$b.y^2 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0$$

$$45 y^2 + (15 \times 16.08) y - 30 (63 \times 16.08) = 0$$

$$y = 23.45 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogène :

$$I = bx^3 / 12 + 15 A_s (d-y)^2$$

$$I = \frac{45 \times (23.45)^3}{12} + 15 \times 16.08 \times (63 - 23.45)^2$$

$$I = 425643 \text{ cm}^4$$

- Vérification de contrainte de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{220.16 \times 23.45 \times 10^3}{425643} = 12.13 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

Contrainte de cisaillement :

$$T_u = \frac{q_{tot}}{8} = \frac{3793.05}{8} = 474.13 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_u}{bd} = \frac{474.13}{45 \times 63} = 1.67 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \min(0.13f_{cj}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau = 1.67 < 3.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Section des armatures transversale :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(1.6; 1.6; 4.5)$$

$$\varphi_t = 1.6 \text{ cm}^2$$

on adopte 1 cadre + 1 étrier

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

L'espace des cadres :

$$S_{t1} = \frac{0.8A_t f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 2.01 \times 400 \times 10}{45(1.67 - 0.3 \times 2.1)} = 137.44 \text{ mm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t f_e}{b \times 0.4} = 446.66 \text{ mm}$$

$$S_{t3} = \frac{0.8A_t f_e}{b\tau_u} = 85.58 \text{ mm}$$

$$S_{t4} = \min(40 \text{ cm}; 0.9d) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}; S_{t4}) = 8.5 \text{ cm}$$

D'après RPA :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l; 60 \text{ cm}\right) = 17.5 \text{ cm}$$

Zone constante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

Zone nodale : $S_t = 15 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Chapitre VI :

Etude sismique

VI.1. Introduction

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer, la projection du foyer à la surface est l'épicentre du séisme.

Le mouvement des roches près du foyer engendre des vibrations élastiques qui se propagent, sous la forme de trains d'onde sismiques, autour et au travers du globe terrestre. Il produit aussi un dégagement de chaleur par frottement, au point de parfois fondre les roches le long de la faille.

Il se produit de très nombreux séismes tous les jours mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète¹. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La grande majorité des séismes se produisent à la limite entre les plaques tectoniques (séismes inter plaques) de la terre, mais il peut aussi y avoir des séismes à l'intérieur des plaques (séismes intra plaques).

La construction parasismique (ou anti-sismique) regroupe l'étude du comportement des bâtiments et structures sujets à un chargement dynamique du type sismique et la réalisation de bâtiments et infrastructures résistant aux séismes.

Les objectifs principaux de la construction parasismique sont de :

L'objectif principal des règles de construction parasismique est la sauvegarde du maximum des vies humaines.

- comprendre l'interaction entre les bâtiments ou autres infrastructures de génie civil et le sol ;
- prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre ;
- concevoir et construire des structures résistant aux tremblements de terre, conformément aux normes de construction locales.

Les normes de construction parasismique (Règlement parasismique algérien RPA) sont un ensemble de règles de conception et de construction à appliquer aux bâtiments pour qu'ils résistent le mieux possible à un séisme.

VI.2. Choix de la méthode de calcul

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode statique équivalente.

VI.2.1. Méthode statique équivalente

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets 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 projeteur. 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 majeur 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.

VI.2.1.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

SELON RPA Verson 2003 ARTICLE 4.1.2

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de **régularité en plan** et en **élévation** avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivante :

Zone I : tous groupes

Zone II : 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 III : groupes d'usage 3 et 2, si 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.

1/ La régularité en plan n'est pas vérifiée mais et la régularité en élévation est vérifiée avec une hauteur au plus égale à 65 cm en zone II.

VI.2.1.2. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de zone
- R : Coefficient de comportement global de la structure
- D : Facteur de d'amplification dynamique de la structure
- Q : Facteur de qualité
- W : Poids de structure

a. A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zones			
Groupes	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25

Tableau VI.1 : Coefficient d'accélération de zone A. (selon RPA)

b. D : Facteur d'amplification dynamique moyen,

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site	S₁	S₂	S₃	S₄
T_{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T_{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau VI.2 : Période caractéristique T2

η : **Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau

Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI.3 : Valeurs de ξ (%)

c. Estimation de la période fondamentale de la structure (selon article 4.2.4)

1. 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.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (1)$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau VI.4 : valeurs du coefficient C_T

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (2)$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par 1 et 2.

d. R : Coefficient de comportement (D'après article 4.2 .3)

Cas	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau VI.5 : Valeurs du coefficient de comportement R

e. Q : Facteur de qualité

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

Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (selon article 4.4 RPA 2003)

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

Sa valeur est donnée au tableau (4.4 4 RPA 2003) :

Critère « q »	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau VI.6 : valeurs des pénalités P_q

VI.2.1.3. Classification des ouvrages selon leur configuration

a. Condition minimal sur les filles de contreventement

D'après article 4.2.3 condition 4.4 RPA

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.

b. Redondance en plan

D'après article 4.2.3 condition 4.4 RPA

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.

c. Régularité en plan

D'après RPA article 3.5.1

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.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4. (cf Fig 3.2)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (cf Fig 3.2)

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.

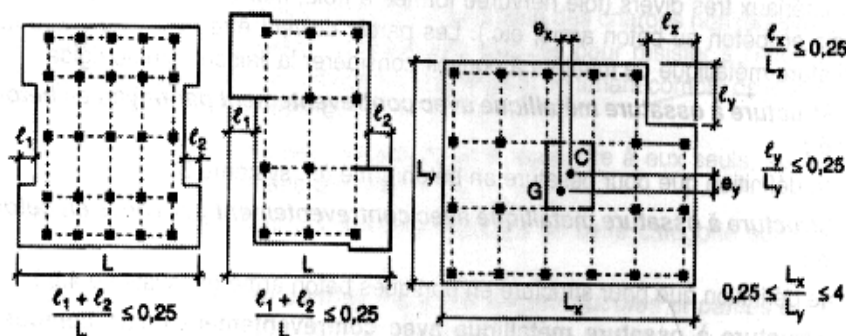


Figure VI.1 : Limites des décrochements en plan

d. Régularité en élévation

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.

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

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

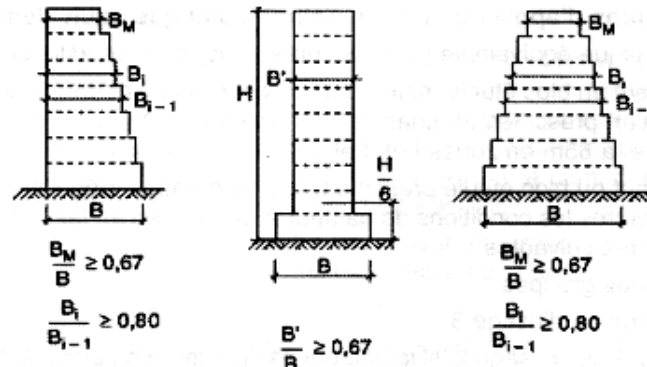


Figure VI.2 : Limites des décrochements en élévation

VI.2.2. Analyse Modale spectrale : selon article 4.3 RPA 2003

VI.2.2.1. Principe

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.2.2.2. Modélisation

- a)** Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b)** 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).
- c)** Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d)** La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

➤ **Pour les Etape de modélisation voir chapitre précédent.**

VI.2.2.3. Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

VI.3. Etude sismique

VI.3.1. Bloc 1

VI.3.1.1. Calcul de la force sismique statique selon RPA 2003

a. Classification de l'ouvrage

Notre ouvrage étant une grande mosquée (ouvrage de grande importance) situé à ANNABA (**Zone IIa**), Il sera classé au **groupe d'usage 1B** donné par le tableau 1,

$$\mathbf{A=0,2}$$

VI.3.1.2. D : facteur d'amplification dynamique moyenne,

Calcul des T :

Catégorie S1 : (site rocheux).

T2 = période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 2,

Site meuble «S3» → **T2= 0,30 ; T1= 0.15**

$$T = Ct \times hN^{3/4} \quad Ct=0,05 \quad ,H_N=23.46$$

$$T = 0.05 \cdot 23.46^{3/4} = 0.53s \dots\dots\dots 1$$

⇒ Car le système de Contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé,

$$T=0.53 \quad T_2=0.3 \quad T_2 < T < 3.0s \text{ alors}$$

$$D = 2.5 \quad \eta (T_2 / T)^{2/3} \text{ Alors } \xi = 10 \%, \quad \rightarrow \quad \eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.76$$

$$D = 1,30$$

VI.3.1.3. Coefficient de comportement

Selon tableau 4 : 4.a Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage **R=5**.

VI.3.1.4. Q : facteur de qualité

Critère	P _q
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0
3. Régulier en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
Q = 1+ ∑₁⁵ p_q	1.15

Tableau VI.7 : Résultat du coefficient de qualité sens x « bloc 1 »

VI.3.1.5. Poids de la structure (d'après robot millenium)

$$W = 89790,65 \text{ KN}$$

Résultat de la force sismique dans le sens x

$$V_{st} = (A \times D \times Q) / R \times W = (0.2 \times 1,3 \times 1.15) / 5 \times 89790,65$$

$$V_{st} = 5376,39 \text{ KN}$$

VI.3.1.6. Analyse des résultats

a. Fréquence, période, masse

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,50	0,67	66,05	0,00	0,0	66,05	0,00	0,0	9156098,17	9156098,17	0,0
4/ 2	1,53	0,66	66,05	65,15	0,0	0,00	65,15	0,0	9156098,17	9156098,17	0,0
4/ 3	2,40	0,42	66,05	65,32	0,0	0,00	0,17	0,0	9156098,17	9156098,17	0,0
4/ 4	4,23	0,24	84,22	65,32	0,0	18,17	0,00	0,0	9156098,17	9156098,17	0,0
4/ 5	4,96	0,20	84,22	79,49	0,0	0,00	14,17	0,0	9156098,17	9156098,17	0,0
4/ 6	5,44	0,18	90,45	79,49	0,0	6,22	0,00	0,0	9156098,17	9156098,17	0,0
4/ 7	5,49	0,18	90,45	79,50	0,0	0,00	0,01	0,0	9156098,17	9156098,17	0,0
4/ 8	6,01	0,17	90,45	81,83	0,0	0,00	2,33	0,0	9156098,17	9156098,17	0,0
4/ 9	6,34	0,16	90,45	90,57	0,0	0,00	8,74	0,0	9156098,17	9156098,17	0,0
4/ 10	6,39	0,16	91,18	90,57	0,0	0,73	0,00	0,0	9156098,17	9156098,17	0,0
4/ 11	6,52	0,15	91,92	90,57	0,0	0,74	0,00	0,0	9156098,17	9156098,17	0,0
4/ 12	7,16	0,14	91,92	90,88	0,0	0,00	0,31	0,0	9156098,17	9156098,17	0,0

Tableau VI.8 : tableau des masses « bloc 1 »

b. L'effort sismique à la base de la structure

⇒ **Résultat des forces dynamique EX :**

Cas	5 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	-4342,19	-24,40	-7,89	91,64	-3921,56	1,74
Somme réactions	-4288,48	-8,31	-0,00	98,63	-51345,81	144976,04
Somme efforts	4288,10	7,78	0,0	-97,65	51346,30	-145020,81
Vérification	-0,37	-0,52	-0,00	0,98	0,49	-44,77
Précision	6,32980e-002	4,00589e-001				

Tableau VI.9 : L'effort sismique EX

⇒ **Résultat des forces dynamique Ey :**

Cas	6 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	5,14	-3768,90	-5,46	3187,17	4,21	-6,47
Somme réactions	7,85	-3766,34	0,00	51459,50	97,67	-314967,13
Somme efforts	-7,78	3766,20	0,0	-51460,22	-97,89	314951,28
Vérification	0,06	-0,15	0,00	-0,72	-0,22	-15,85
Précision	6,32980e-002	4,00589e-001				

Tableau VI.10 : L'effort sismique EX « bloc 1 »

c. Comapraison entre les resultas calculé par la méthode statique et la méthode modale spectrale

- **Vérification de la période :**

Selon les RPA 99 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$T_{\text{calcul}} \leq 1,3.T_{\text{théorique}}$$

hn (m)	23,46
CT	0,05
T	0,53
T2	0,3
1.3T	0,69288213

$$T_{\text{calcul}}=0.45 \text{ sec} \leq 1,3.T_{\text{théorique}}=1.3 \times 0.53=0.69 \text{ sec} \text{ condition vérifié}$$

- Vérification de la force sismique :

Selon les RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-3-6) :

Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{sta} .

l'effort tranchant dynamique V_d (KN)	
l'effort tranchant dans le sens X	4425,89
l'effort tranchant dans le sens Y	4388,41
V_{st} (KN)	5376,39
80% V_{st} (KN)	4301,11

$V_{(dynamique)} > 80\% V_{(statique)} \rightarrow$ La condition est vérifiée

- Vérification de l'effort normal réduit

Poteaux circulaire	Nd (KN)	Nd (N)	d (cm)	B (mm ²)	fc28	v	≤ 0,3	dmin (cm)
P de rive	1605,27	1605270	60	282600	25	0,22721444	vérifier	52,2165994
P intermédiaire	2371,83	2371830	60	282600		0,3357155	pas vérifier	63,4711429
P. rive étage 1	93	93000	40	125600	25	0,02961783	vérifier	12,5682848

Tableau VI.11 : Vérification de l'effort normal réduit « bloc 1 »

on adopte d(cm) : 60

on adopte d(cm) : 65

- Vérification de l'excentricité entre G et R

Il faut ne dépasse pas 15% de la dimension Lx ou Ly

l'action sismique Ex				
	Ly [m]	ey0 [m]	%	
Etage 1	62,6	0,07	0,11	vérifier
Etage 2	55,6	0,03	0,05	vérifier
Etage 3	55,6	0,12	0,22	vérifier
Etage 4	55,6	0	0,00	vérifier
Etage 5	18	0	0,00	vérifier
Etage 6	16,98	0	0,00	vérifier

Tableau VI.12 : L'excentricité entre G et R dans le sens x « bloc 1 »

l'action sismique Ey				
	Lx [m]	ex0 [m]	%	
Etage 1	33,5	3,72	11,10	vérifier
Etage 2	30	0,76	2,53	vérifier
Etage 3	30	2,55	8,50	vérifier
Etage 4	30	2,7	9,00	vérifier
Etage 5	18	0	0,00	vérifier
Etage 6	16,98	0	0,00	vérifier

Tableau VI.13 : L'excentricité entre G et R dans le sens y « bloc 1 »

- Vérification des déplacements

vérification le déplacement au sommet				≤ 1%
Ux (cm)	H (m)	%		
5,3	18,36	0,288671024	vérifier	

Tableau VI.14 : le déplacement au sommet dans le sens x « bloc 1 »

Uy (cm)	H (m)	%	
5,2	18,36	0,2832244	vérifier

Tableau VI.15 : Le déplacement au sommet dans le sens y « bloc 1 »

vérification le déplacement inter étage				≤ 1%
dr UX [cm]	hi (m)	%		
0,6	5,1	0,117647059	vérifier	
1,3	6,12	0,212418301	vérifier	
1,5	6,12	0,245098039	vérifier	
1,4	6,12	0,22875817	vérifier	
0,6	3,71	0,161725067	vérifier	
0	8,5	0	vérifier	

Tableau VI.16 : Le déplacement inter étage dans le sens x « bloc 1 »

dr UY [cm]	hi (m)	%	
0,5	5,1	0,09803922	vérifier
1,2	5	0,24	vérifier
1,5	6,12	0,24509804	vérifier
1,4	6,12	0,22875817	vérifier
0,6	3,71	0,16172507	vérifier
0	8,5	0	vérifier

Tableau VI.17 : Le déplacement inter étage dans le sens y « bloc 1 »

- Vérification de l'effet P-Δ

$$\theta_k = P_k \Delta_k / (V_k h_k)$$

l'action sismique Ex					
	Pk [kg]	dr UX [cm]	Vkx [kN]	hk [m]	θk
Etage 1	9156098,17	0,6	4425,89	5,1	0,0243
Etage 2	6078596,87	1,3	3599,07	6,12	0,0359
Etage 3	4264681,79	1,5	2970,33	6,12	0,0352
Etage 4	2206549,16	1,4	1917,74	6,12	0,0263
Etage 5	319193,98	0,6	421,03	3,71	0,0123
Etage 6	168891,28	0	246,42	8,5	0,0000

Tableau VI.18 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens x « bloc 1 »

θk	si θk ≤ 0,1	si 0,1 ≤ θk ≤ 0,2
0,0243	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0359	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0352	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0263	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0123	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0000	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte

Tableau VI.19 : Vérification de θk dans le sens x « bloc 1 »

l'action sismique Ey					
	Pk [kg]	dr UY [cm]	Vky [kN]	hk [m]	θk
Etage 1	9156098,17	0,5	4388,41	5,1	0,0205
Etage 2	6078596,87	1,2	3634,47	6,12	0,0328
Etage 3	4264681,79	1,5	2987,91	6,12	0,0350
Etage 4	2206549,16	1,4	1965,19	6,12	0,0257
Etage 5	319193,98	0,6	497,22	3,71	0,0104
Etage 6	168891,28	0	293,49	8,5	0,0000

Tableau VI.20 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens y « bloc 1 »

θk	si θk ≤ 0,1	si 0,1 ≤ θk ≤ 0,2
0,0205	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0328	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0350	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0257	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0104	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0000	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte

Tableau VI.21 : Vérification de θk dans le sens y « bloc 1 »

- Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement)

l'action sismique Ex			
Mx (0,8G)	M (Ex)	Mx/M (Ex)	≥1,5
5211946,62	51482,15	101,237936	renversement vérifier

Tableau VI.22 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens x « bloc 1 »

l'action sismique Ey			
My (0,8G)	M (Ey)	My/M (Ey)	≥1,5
1972282,62	51779,85	38,0897708	renversement vérifier

Tableau VI.23 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens y « bloc 1 »

VI.3.2. Bloc 2

VI.3.2.1. Calcul de la force sismique statique selon RPA 2003

Facteur d'amortissement (η)		
ξ	10	
η	0,76	≥0,7

Estimation de la période	
hn (m)	18,36
CT	0,05
T	0,44
T2	0,3

L'effort tranchant statique	
A	0,2
D	1,47
Q	1,25
W (KN)	34306,49
R	5
Vst (KN)	2523,92

VI.3.2.2. Analyse des résultats

a. Fréquence, période, masse

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,62	0,62	0,13	67,98	0,0	0,13	67,98	0,0	3507473,87	3507473,87	0,0
4/ 2	1,83	0,55	65,48	68,22	0,0	65,35	0,24	0,0	3507473,87	3507473,87	0,0
4/ 3	2,70	0,37	68,09	69,07	0,0	2,61	0,84	0,0	3507473,87	3507473,87	0,0
4/ 4	4,97	0,20	69,46	81,36	0,0	1,37	12,29	0,0	3507473,87	3507473,87	0,0
4/ 5	5,98	0,17	83,48	84,04	0,0	14,02	2,68	0,0	3507473,87	3507473,87	0,0
4/ 6	6,31	0,16	83,85	84,16	0,0	0,37	0,12	0,0	3507473,87	3507473,87	0,0
4/ 7	6,48	0,15	83,86	84,17	0,0	0,01	0,01	0,0	3507473,87	3507473,87	0,0
4/ 8	6,80	0,15	83,90	84,18	0,0	0,04	0,01	0,0	3507473,87	3507473,87	0,0
4/ 9	7,35	0,14	84,07	84,36	0,0	0,17	0,18	0,0	3507473,87	3507473,87	0,0
4/ 10	7,98	0,13	86,91	90,61	0,0	2,84	6,25	0,0	3507473,87	3507473,87	0,0
4/ 11	9,17	0,11	91,63	92,73	0,0	4,72	2,12	0,0	3507473,87	3507473,87	0,0
4/ 12	9,62	0,10	92,25	92,94	0,0	0,62	0,21	0,0	3507473,87	3507473,87	0,0

Tableau VI.24 : Tableau des masses « bloc 2 »

b. L'effort sismique à la base de la structure

⇒ **Résultat des forces dynamique EX :**

Cas	5 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	2267,08	656,62	15455,84	488,25	1732,16	24,18
Somme réactions	2213,98	267,06	0,00	1061,37	23708,82	125942,59
Somme efforts	2213,89	267,04	0,0	1061,49	23709,03	125940,12
Vérification	4427,88	534,10	0,00	2122,86	47417,85	251882,71
Précision	3,01957e-003	1,47418e-004				

Tableau VI.25: L'effort sismique EX « bloc 2 »

⇒ **Résultat des forces dynamique Ey :**

Cas	6 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	517,08	2135,64	14862,73	2259,76	281,20	15,90
Somme réactions	267,42	2094,86	0,00	22400,66	1193,45	113397,15
Somme efforts	267,41	2094,86	0,0	22400,96	1193,37	113395,40
Vérification	534,83	4189,72	0,00	44801,62	2386,82	226792,55
Précision	3,01957e-003	1,47418e-004				

Tableau VI.26: L'effort sismique EX « bloc 2 »

c. Comapraison entre les resultas calculé par la méthode statique et la méthode modale spectrale

- **Vérification de la période :**

Selon les RPA 99 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$T_{\text{calcul}} \leq 1,3.T_{\text{héorique}}$$

hn (m)	18,36
CT	0,05
T	0,44
T2	0,3
1.3T	0,57652463

$T_{\text{calcul}}=0.62 \text{ sec} \geq 1,3.T_{\text{héorique}}=1.3 \times 0.44= 0.62 \text{ sec} \leq 0.57 \text{ sec}$ condition non vérifié

- **Vérification de la force sismique :**

Selon les RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-3-6) :

Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{sta} .

l'effort tranchant dynamique Vd (KN)	
l'effort tranchant dans le sens X	2011,73
l'effort tranchant dans le sens Y	1901,57
Vst (KN)	
80% Vst (KN)	2523,92
	2019,14

$V_{(dynamique)} > 80\%V_{(statique)}$ → La condition est vérifiée

- Vérification de l'effort normal réduit

Poteaux circulaire	Nd (KN)	Nd (N)	d (cm)	B (mm ²)	fc28	v	≤ 0,3	dmin (cm)
P de rive	917,76	917760	60	282600	25	0,12990234	vérifier	39,4819962
P intermédiaire	1828,6	1828600	60	282600		0,25882519	vérifier	55,730623

Tableau VI.27 : Vérification de l'effort normal réduit « bloc 2 »

- Vérification de l'excentricité entre G et R

Il faut ne dépasse pas 15% de la dimension Lx ou Ly

l'action sismique Ex				
	Ly [m]	ey0 [m]	%	
Etage 1	24	7,53	31,38	pas vérifier
Etage 2	24	6,47	26,96	pas vérifier
Etage 3	24	6,91	28,79	pas vérifier
Etage 4	24	7,57	31,54	pas vérifier

Tableau VI.28 : L'excentricité entre G et R dans le sens x « bloc 2 »

l'action sismique Ey				
	Lx [m]	ex0 [m]	%	
Etage 1	30	0,15	0,50	vérifier
Etage 2	30	0,08	0,27	vérifier
Etage 3	30	0,22	0,73	vérifier
Etage 4	30	8,59	28,63	pas vérifier

Tableau VI.29 : L'excentricité entre G et R dans le sens y « bloc 2 »

Remarque : La méthode statique n'est pas applicable dans ce cas

- Vérification des déplacements

vérification le déplacement au sommet				≤ 1%
Ux (cm)	H (m)	%		
4,7	18,36	0,255991285	vérifier	

Tableau VI.30 : le déplacement au sommet dans le sens x « bloc 2 »

Uy (cm)	H (m)	%	
5,8	18,36	0,31590414	vérifier

Tableau VI.31 : Le déplacement au sommet dans le sens y « bloc 2 »

vérification le déplacement inter étage			≤ 1%
dr UX [cm]	hi (m)	%	
0,5	5,1	0,098039216	vérifier
1,2	6,12	0,196078431	vérifier
1,5	6,12	0,245098039	vérifier
1,5	6,12	0,245098039	vérifier

Tableau 32 : Le déplacement inter étage dans le sens x « bloc 2 »

dr UY [cm]	hi (m)	%	
0,7	5,1	0,1372549	vérifier
1,6	6,12	0,26143791	vérifier
1,8	6,12	0,29411765	vérifier
1,8	6,12	0,29411765	vérifier

Tableau VI.33 : Le déplacement inter étage dans le sens y « bloc 2 »

- Vérification de l'effet P-Δ

$$\theta_k = P_k \Delta_k / (V_k h_k)$$

l'action sismique Ex					
	Pk [kg]	dr UX [cm]	Vkx [kN]	hk [m]	θk
Etage 1	3498288,86	0,5	2753,76	5,1	0,0125
Etage 2	2471461,09	1,2	2401,96	6,12	0,0202
Etage 3	1539412,51	1,5	1840,88	6,12	0,0205
Etage 4	569639,6	1,5	862,29	6,12	0,0162

Tableau VI.34 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens x « bloc 2 »

- Vérification de θk

θk	si θk ≤ 0,1	si 0,1 ≤ θk ≤ 0,2
0,0125	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0202	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0205	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0162	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte

Tableau VI.35 : Vérification de θk dans le sens x « bloc 2 »

l'action sismique Ey					
	Pk [kg]	dr UY [cm]	Vky [kN]	hk [m]	θk
Etage 1	3498288,86	0,7	2723,04	5,1	0,0176
Etage 2	2471461,09	1,6	2372,35	6,12	0,0272
Etage 3	1539412,51	1,8	1819,12	6,12	0,0249
Etage 4	569639,6	1,8	890,69	6,12	0,0188

Tableau VI.36 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens y « bloc 2 »

θ_k	si $\theta_k \leq 0,1$	si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$
0,0176	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0272	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0249	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0188	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte

Tableau VI.37 : Vérification de θ_k dans le sens y « bloc 2 »

- Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement)

l'action sismique Ex			
Mx (0,8G)	M (Ex)	Mx/M (Ex)	$\geq 1,5$
1194985,7	23665,83	50,4941386	renversement vérifier

Tableau VI.38 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens x « bloc 2 »

l'action sismique Ey			
My (0,8G)	M (Ey)	My/M (Ey)	$\geq 1,5$
1249712,4	22245,95	56,1770749	renversement vérifier

Tableau 39 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens y « bloc 2 »

VI.3.3. Bloc 6

VI.3.3.1. Calcul de la force sismique statique selon RPA 2003

Facteur d'amortissement (η)

ξ	0,07	
η	1,84	$\geq 0,7$

Estimation de la période

hn (m)	23,46
CT	0,05
T	0,53
T2	0,3

L'effort tranchant statique

A	0,2
D	3,13
Q	1,25
W (KN)	36085,8

VI.3.3.2. Analyse des résultats

a. Fréquence, période, masse

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,28	0,78	80,21	0,16	0,0	80,21	0,16	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 2	1,31	0,76	80,38	81,13	0,0	0,16	80,97	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 3	1,78	0,56	81,04	81,13	0,0	0,67	0,00	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 4	4,15	0,24	81,05	93,04	0,0	0,01	11,91	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 5	4,17	0,24	93,22	93,05	0,0	12,16	0,01	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 6	5,90	0,17	93,38	93,05	0,0	0,17	0,00	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 7	7,97	0,13	93,43	97,01	0,0	0,04	3,97	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 8	8,34	0,12	97,15	97,07	0,0	3,72	0,05	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 9	11,60	0,09	97,19	97,07	0,0	0,04	0,00	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 10	12,33	0,08	97,24	98,08	0,0	0,05	1,01	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 11	12,93	0,08	98,22	98,14	0,0	0,98	0,06	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 12	15,35	0,07	98,23	98,38	0,0	0,00	0,24	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 13	16,44	0,06	98,48	98,38	0,0	0,26	0,00	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 14	17,40	0,06	98,48	98,41	0,0	0,00	0,03	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 15	18,33	0,05	98,49	98,53	0,0	0,00	0,13	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 16	19,32	0,05	98,60	98,54	0,0	0,11	0,00	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 17	19,47	0,05	98,60	98,54	0,0	0,00	0,00	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 18	20,04	0,05	98,60	98,54	0,0	0,00	0,00	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 19	20,16	0,05	98,60	98,54	0,0	0,00	0,00	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 20	20,82	0,05	98,61	98,56	0,0	0,00	0,02	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0
3/ 21	21,17	0,05	98,61	98,56	0,0	0,00	0,00	0,0	4336980,66	4336980,66	0,0

Tableau VI.40 : Tableau des masses « bloc 3 »

b. L'effort sismique à la base de la structure

⇒ Résultat des forces dynamique EX :

Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	2624,10	626,01	18013,34	470,12	3563,45	35,31
Somme réactions	2613,75	28,06	0,00	302,04	30710,54	30376,65
Somme efforts	2613,75	28,05	0,0	302,04	30710,74	30376,64
Vérification	5227,51	56,11	0,00	604,08	61421,27	60753,29
Précision	1,73333e-002	2,39388e-004				

Tableau VI.41 : L'effort sismique EX « bloc 6 »

⇒ Résultat des forces dynamique Ey :

Cas	7 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	553,07	2778,34	18335,23	3723,86	310,31	15,85
Somme réactions	29,85	2773,04	0,00	32620,31	313,51	26111,81
Somme efforts	29,85	2773,04	0,0	32620,49	313,52	26111,88
Vérification	59,69	5546,08	0,00	65240,80	627,03	52223,69
Précision	1,73333e-002	2,39388e-004				

Tableau VI.42 : L'effort sismique EX « bloc 6 »

c. Comparaison entre les résultats calculé par la méthode statique et la méthode modale spectrale

- Vérification de la période :

Selon les RPA 99 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$T_{\text{calcul}} \leq 1,3.T_{\text{théorique}}$$

hn (m)	18,36
CT	0,05
T	0,53
T2	0,3

$T_{calcul} = 0.62 \text{ sec} \geq 1,3 \cdot T_{théorique} = 1.3 \times 0.53 = 0.69 \text{ sec}$ condition vérifié

- Vérification de la force sismique :

Selon les RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-3-6) :

Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{sta} .

l'effort tranchant dynamique V_d (KN)	
l'effort tranchant dans le sens X	2626,24
l'effort tranchant dans le sens Y	2441,71
<hr/>	
V_{st} (KN)	5654,75
80% V_{st} (KN)	4523,80

$V_{(dynamique)} > 80\% V_{(statique)} \rightarrow$ La condition est vérifiée

- Vérification de l'effort normal réduit

Poteaux circulaire	Nd (KN)	Nd (N)	d (cm)	B (mm ²)	fc28	v	≤ 0,3	dmin (cm)
P intermédiaire	3370,16	3370160	60	360000	25	0,37446222	pas vérifier	67,0339218
P de rive	1795,26	1795260	60	360000	25	0,19947333	vérifier	48,9252491
P circulaire	1667,88	1667880	60	282600		0,23607643	vérifier	53,2251557

Tableau VI.43 : Vérification de l'effort normal réduit « bloc 6 »

on adopte d(cm) : 70

- Vérification de l'excentricité entre G et R

Il faut ne dépasse pas 15% de la dimension Lx ou Ly

l'action sismique E_x				
	Ly [m]	ey0 [m]	%	
Etage 1	24	0,57	2,38	vérifier
Etage 2	24	0,53	2,21	vérifier
Etage 3	24	0,06	0,25	vérifier
Etage 4	24	0,97	4,04	vérifier

Tableau VI.44 : L'excentricité entre G et R dans le sens x « bloc 6 »

l'action sismique Ey				
	Lx [m]	ex0 [m]	%	
Etage 1	30	0,13	0,43	vérifier
Etage 2	30	0	0,00	vérifier
Etage 3	30	0,19	0,63	vérifier
Etage 4	30	3,78	12,60	vérifier

Tableau VI.45 : L'excentricité entre G et R dans le sens y « bloc 6 »

- Vérification des déplacements

vérification le déplacement au sommet				≤ 1%
Ux (cm)	H (m)	%		
8,5	18,36	0,462962963	vérifier	

Tableau VI.46 : le déplacement au sommet dans le sens x « bloc 6 »

Uy (cm)	H (m)	%	
9,5	18,36	0,51742919	vérifier

Tableau VI.47 : Le déplacement au sommet dans le sens y « bloc 6 »

vérification le déplacement inter étage				≤ 1%
dr UX [cm]	hi (m)	%		
1	5,1	0,196078431	vérifier	
2,2	6,12	0,359477124	vérifier	
2,6	6,12	0,424836601	vérifier	
2,8	6,12	0,45751634	vérifier	

Tableau VI.48 : Le déplacement inter étage dans le sens x « bloc 6 »

dr UY [cm]	hi (m)	%	
1,1	5,1	0,21568627	vérifier
2,6	6,12	0,4248366	vérifier
3,1	6,12	0,50653595	vérifier
2,6	6,12	0,4248366	vérifier

Tableau VI.49 : Le déplacement inter étage dans le sens y « bloc 6 »

- Vérification de l'effet P-Δ

$$\theta_k = P_k \Delta_k / (V_k h_k)$$

l'action sismique Ex					
	Pk [kg]	dr UX [cm]	Vkx [kN]	hk [m]	θk
Etage 1	3845343,97	1	5252,27	5,1	0,0125
Etage 2	2691515,26	2,2	4633,18	6,12	0,0202
Etage 3	1650647,25	2,6	3501,45	6,12	0,0205
Etage 4	566208,88	2,8	1693,3	6,12	0,0162

Tableau VI.50 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens x « bloc 6 »

- Vérification de θ_k

θ_k	si $\theta_k \leq 0,1$	si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$
0,0144	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0209	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0200	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0153	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte

Tableau VI.51 : Vérification de θ_k dans le sens x « bloc 6 »

l'action sismique Ey					
	Pk [kg]	dr UY [cm]	Vky [kN]	hk [m]	θ_k
Etage 1	3845343,97	1,1	5128,07	5,1	0,0162
Etage 2	2691515,26	2,6	4500,01	6,12	0,0254
Etage 3	1650647,25	3,1	3398,32	6,12	0,0246
Etage 4	566208,88	2,6	1520,48	6,12	0,0158

Tableau VI.52 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens y « bloc 6 »

θ_k	si $\theta_k \leq 0,1$	si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$
0,0162	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0254	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0246	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0158	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte

Tableau VI.53 : Vérification de θ_k dans le sens y « bloc 6 »

- Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement)

l'action sismique Ex			
Mx (0,8G)	M (Ex)	Mx/M (Ex)	$\geq 1,5$
239103,91	30097,43	7,9443298	renversement vérifier

Tableau VI.54 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens x « bloc 2 »

l'action sismique Ey			
My (0,8G)	M (Ey)	My/M (Ey)	$\geq 1,5$
274153,11	32303,02	8,48691887	renversement vérifier

Tableau VI.55 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens y « bloc 6 »

VI.3.4. Minaret

VI.3.4.1. Calcul de la force sismique statique selon RPA 2003

Facteur d'amortissement (η)		
ξ	10	
η	0,76	$\geq 0,7$

Estimation de la période

hn (m)	68,34
CT	0,05
T	1,19
T2	0,3

L'effort tranchant statique

A	0,2
D	0,76
Q	1,25
W (KN)	49187,64

VI.3.4.2. Analyse des résultats

a. Fréquence, période, masse

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]	Tot.mas. UZ [kg]
3/ 3	1,40	0,71	56,82	56,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 4	2,47	0,40	56,82	80,43	0,0	0,00	23,54	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 5	2,48	0,40	80,49	80,43	0,0	23,67	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 6	3,71	0,27	80,49	80,43	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 7	4,63	0,22	80,52	89,98	0,0	0,03	9,55	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 8	4,65	0,21	90,05	90,01	0,0	9,54	0,03	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 9	6,38	0,16	90,05	90,01	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 10	7,49	0,13	90,07	93,11	0,0	0,02	3,10	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 11	7,52	0,13	93,15	93,13	0,0	3,08	0,02	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 12	10,75	0,09	93,24	94,60	0,0	0,09	1,47	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 13	10,75	0,09	93,50	95,39	0,0	0,26	0,79	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 14	10,78	0,09	95,41	95,40	0,0	1,91	0,01	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 15	13,58	0,07	95,44	96,98	0,0	0,03	1,58	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 16	13,60	0,07	97,01	97,01	0,0	1,57	0,03	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 17	13,90	0,07	97,01	97,01	0,0	0,01	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 18	16,70	0,06	97,04	97,59	0,0	0,03	0,59	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 19	16,71	0,06	97,62	97,62	0,0	0,58	0,03	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 20	18,71	0,05	97,62	97,62	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 21	19,83	0,05	97,86	97,85	0,0	0,23	0,23	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 22	19,84	0,05	98,08	98,09	0,0	0,22	0,23	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 23	21,48	0,05	98,08	98,09	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 24	22,19	0,05	98,32	98,24	0,0	0,24	0,15	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 25	22,21	0,05	98,47	98,48	0,0	0,15	0,24	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 26	24,49	0,04	98,59	98,50	0,0	0,12	0,03	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 27	24,53	0,04	98,62	98,62	0,0	0,03	0,12	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 28	25,60	0,04	98,62	98,62	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 29	26,31	0,04	98,62	98,62	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 30	26,85	0,04	98,71	98,63	0,0	0,09	0,01	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 31	26,90	0,04	98,72	98,72	0,0	0,01	0,09	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 32	27,32	0,04	98,72	98,72	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 33	28,52	0,04	98,79	98,75	0,0	0,07	0,03	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 34	28,59	0,03	98,82	98,82	0,0	0,03	0,07	0,0	015743,13	743,13	0,0

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 35	28,88	0,03	98,82	98,82	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 36	29,85	0,03	98,82	98,82	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 37	30,06	0,03	98,85	98,83	0,0	0,03	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 38	30,15	0,03	98,85	98,85	0,0	0,01	0,03	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 39	31,83	0,03	98,87	98,85	0,0	0,02	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 40	31,93	0,03	98,87	98,87	0,0	0,00	0,02	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 41	32,70	0,03	98,88	98,88	0,0	0,01	0,01	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 42	32,86	0,03	98,89	98,89	0,0	0,01	0,01	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 43	33,94	0,03	98,89	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 44	34,06	0,03	98,89	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 45	34,21	0,03	98,89	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 46	34,78	0,03	98,89	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 47	35,02	0,03	98,89	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 48	35,51	0,03	98,89	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 49	35,73	0,03	98,89	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 50	35,92	0,03	98,89	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 51	36,44	0,03	98,89	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 52	37,09	0,03	98,90	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 53	37,28	0,03	98,90	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 54	37,47	0,03	98,90	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 55	37,50	0,03	98,90	98,89	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 56	37,69	0,03	98,90	98,90	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 57	37,77	0,03	98,90	98,90	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 58	37,81	0,03	98,91	98,91	0,0	0,00	0,01	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 59	37,93	0,03	98,91	98,91	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 60	38,28	0,03	98,91	98,91	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 61	38,56	0,03	98,91	98,91	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 62	38,72	0,03	98,91	98,91	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 63	38,90	0,03	98,91	98,91	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 64	39,22	0,03	98,91	98,91	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 65	39,34	0,03	98,91	98,91	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0
3/ 66	39,64	0,03	98,91	98,91	0,0	0,00	0,00	0,0	015743,13	743,13	0,0

Tableau VI.56 : Tableau des masses « Minaret »

b. L'effort sismique à la base de la structure

⇒ Résultat des forces dynamique EX :

Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	1962,83	684,89	17421,23	216,01	1189,59	4,83
Somme réactions	1942,84	20,51	0,00	877,89	55469,39	17380,51
Somme efforts	1942,83	20,51	0,0	877,90	55469,98	17380,58
Vérification	3885,68	41,03	0,00	1755,80	110939,37	34761,10
Précision	1,83373e-001	1,26208e-001				

Tableau VI.57 : L'effort sismique EX « Minaret »

⇒ Résultat des forces dynamique Ey :

Cas	5 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	688,60	1953,75	17455,57	1186,83	218,30	4,65
Somme réactions	20,52	1933,29	0,00	55253,80	877,86	17358,54
Somme efforts	20,51	1933,30	0,0	55254,40	877,87	17358,56
Vérification	41,03	3866,59	0,00	110508,21	1755,73	34717,09
Précision	1,83373e-001	1,26208e-001				

Tableau VI.58 : L'effort sismique EX « Minaret »

c. Comapraison entre les resultas calculé par la méthode statique et la méthode modale spectrale

- Vérification de la période :

Selon les RPA 99 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$T_{calcul} \leq 1,3.T_{théorique}$$

hn (m)	18,36
CT	0,05
T	1,19
T2	0,3

$$T_{calcul}=0.62 \text{ sec} \geq 1,3.T_{théorique}=1.3 \times 1.19=1.55 \text{ sec} \text{ condition vérifié}$$

- Vérification de la force sismique :

Selon les RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-3-6) :

Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{sta} .

l'effort tranchant dynamique Vd (KN)	
l'effort tranchant dans le sens X	1942,84
l'effort tranchant dans le sens Y	1933,29
Vst (KN)	
80% Vst (KN)	1500,53

$$V_{(dynamique)} > 80\%V_{(statique)} \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Vérification de l'effort normal réduit

Poteaux circulaire	Nd (KN)	Nd (N)	d (cm)	B (mm ²)	fc28	v	≤ 0,3	dmin (cm)
P circulaire	507,91	507910	40	125600	25	0,16175478	vérifier	29,3716214
P rectangulaire	1361,73	1361730	60	360000		0,15130333	vérifier	42,6103274

Tableau VI.59 : Vérification de l'effort normal réduit « Minaret »

- Vérification de l'excentricité entre G et R

Il faut ne dépasse pas 15% de la dimension Lx ou Ly

l'action sismique Ex				
	Ly [m]	ey0 [m]	%	
Etage 1	21,43	0,13	0,61	vérifier
Etage 2	21,43	0,15	0,70	vérifier
Etage 3	21,43	0,15	0,70	vérifier
Etage 4	21,43	0,15	0,70	vérifier
Etage 5	21,43	0,15	0,70	vérifier
Etage 6	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 7	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 8	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 9	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 10	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 11	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 12	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 13	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 14	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 15	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 16	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 17	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 18	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 19	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 20	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 21	9,67	0,05	0,52	vérifier
Etage 22	9,67	0,05	0,52	vérifier

Tableau VI.60 : L'excentricité entre G et R dans le sens x « Minaret »

l'action sismique Ey				
	Lx [m]	ex0 [m]	%	
Etage 1	21,43	0,1	0,47	vérifier
Etage 2	21,43	0,12	0,56	vérifier
Etage 3	21,43	0,12	0,56	vérifier
Etage 4	21,43	0,12	0,56	vérifier
Etage 5	21,43	0,12	0,56	vérifier
Etage 6	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 7	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 8	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 9	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 10	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 11	9,67	0,03	0,31	vérifier

Etage 12	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 13	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 14	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 15	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 16	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 17	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 18	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 19	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 20	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 21	9,67	0,03	0,31	vérifier
Etage 22	9,67	0,03	0,31	vérifier

Tableau VI.61 : L'excentricité entre G et R dans le sens y « Minaret »

- Vérification des déplacements

vérification le déplacement au sommet			≤ 1%
Ux (cm)	H (m)	%	
16,4	64,26	0,255213196	

Tableau VI.62 : le déplacement au sommet dans le sens x « Minaret »

Uy (cm)	H (m)	%
16,6	64,26	0,25832555

Tableau VI.63 : Le déplacement au sommet dans le sens y « Minaret »

vérification le déplacement inter étage			≤ 1%
dr UX [cm]	hi (m)	%	
0,4	4,08	0,098039216	vérifier
0,4	3,06	0,130718954	vérifier
0,5	3,06	0,163398693	vérifier
0,6	3,06	0,196078431	vérifier
0,6	3,06	0,196078431	vérifier
0,7	3,06	0,22875817	vérifier
0,8	3,06	0,261437908	vérifier
0,8	3,06	0,261437908	vérifier
0,8	3,06	0,261437908	vérifier
0,9	3,06	0,294117647	vérifier
0,9	3,06	0,294117647	vérifier
0,9	3,06	0,294117647	vérifier
0,9	3,06	0,294117647	vérifier
0,9	3,06	0,294117647	vérifier
0,9	3,06	0,294117647	vérifier
0,9	3,06	0,294117647	vérifier
0,9	3,06	0,294117647	vérifier
0,8	3,06	0,261437908	vérifier
0,8	3,06	0,261437908	vérifier
0,8	3,06	0,261437908	vérifier

0,8	3,06	0,261437908	vérifier
0,7	3,06	0,22875817	vérifier
0,7	3,06	0,22875817	vérifier

Tableau VI.64 : Le déplacement inter étage dans le sens x « Minaret »

dr UY [cm]	hi (m)	%	
0,4	4,08	0,09803922	vérifier
0,4	3,06	0,13071895	vérifier
0,5	3,06	0,16339869	vérifier
0,6	3,06	0,19607843	vérifier
0,6	3,06	0,19607843	vérifier
0,7	3,06	0,22875817	vérifier
0,8	3,06	0,26143791	vérifier
0,8	3,06	0,26143791	vérifier
0,8	3,06	0,26143791	vérifier
0,9	3,06	0,29411765	vérifier
0,9	3,06	0,29411765	vérifier
0,9	3,06	0,29411765	vérifier
0,9	3,06	0,29411765	vérifier
0,9	3,06	0,29411765	vérifier
0,9	3,06	0,29411765	vérifier
0,9	3,06	0,29411765	vérifier
0,9	3,06	0,29411765	vérifier
0,8	3,06	0,26143791	vérifier
0,8	3,06	0,26143791	vérifier
0,8	3,06	0,26143791	vérifier
0,8	3,06	0,26143791	vérifier
0,7	3,06	0,22875817	vérifier
0,7	3,06	0,22875817	vérifier

Tableau VI.65 : Le déplacement inter étage dans le sens y « Minaret »

- Vérification de l'effet P-Δ

$$\theta_k = P_k \Delta_k / (V_k h_k)$$

l'action sismique Ex					
	Pk [kg]	dr UX [cm]	Vkx [kN]	hk [m]	θk
Etage 1	5015743,09	0,4	1942,83	4,08	0,0253
Etage 2	4550193,01	0,4	1852,88	3,06	0,0321
Etage 3	4146426,34	0,5	1743,18	3,06	0,0389
Etage 4	3742659,67	0,6	1611,86	3,06	0,0455
Etage 5	3338893	0,6	1466,29	3,06	0,0446
Etage 6	2935126,33	0,7	1331,92	3,06	0,0504
Etage 7	2762471,84	0,8	1279,6	3,06	0,0564
Etage 8	2589817,35	0,8	1225,9	3,06	0,0552
Etage 9	2417162,86	0,8	1172,52	3,06	0,0539
Etage 10	2244508,37	0,9	1120,61	3,06	0,0589

Etage 11	2071853,88	0,9	1071	3,06	0,0569
Etage 12	1899199,39	0,9	1024,36	3,06	0,0545
Etage 13	1726544,9	0,9	981,22	3,06	0,0518
Etage 14	1553890,41	0,9	941,49	3,06	0,0485
Etage 15	1381235,92	0,9	903,06	3,06	0,0450
Etage 16	1208581,43	0,9	861,09	3,06	0,0413
Etage 17	1035926,94	0,8	809,4	3,06	0,0335
Etage 18	863272,45	0,8	742,65	3,06	0,0304
Etage 19	690617,96	0,8	656,75	3,06	0,0275
Etage 20	517963,47	0,8	546,75	3,06	0,0248
Etage 21	345308,98	0,7	403,56	3,06	0,0196
Etage 22	172654,49	0,7	214,6	3,06	0,0184

Tableau VI.66 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens x « Minaret »

- Vérification de θ_k

θ_k	si $\theta_k \leq 0,1$	si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$
0,0253	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0321	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0389	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0455	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0446	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0504	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0564	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0552	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0539	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0589	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0569	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0545	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0518	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0485	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0450	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0413	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0335	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0304	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0275	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0248	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0196	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0184	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte

Tableau VI.67 : Vérification de θ_k dans le sens x « Minaret »

l'action sismique Ey					
	Pk [kg]	dr UY [cm]	Vky [kN]	hk [m]	θ_k
Etage 1	5015743,09	0,4	1933,3	4,08	0,0254
Etage 2	4550193,01	0,4	1843,56	3,06	0,0323
Etage 3	4146426,34	0,5	1734,39	3,06	0,0391
Etage 4	3742659,67	0,6	1603,9	3,06	0,0458

Etage 5	3338893	0,6	1459,38	3,06	0,0449
Etage 6	2935126,33	0,7	1326,16	3,06	0,0506
Etage 7	2762471,84	0,8	1274,38	3,06	0,0567
Etage 8	2589817,35	0,8	1221,22	3,06	0,0554
Etage 9	2417162,86	0,8	1168,31	3,06	0,0541
Etage 10	2244508,37	0,9	1116,78	3,06	0,0591
Etage 11	2071853,88	0,9	1067,42	3,06	0,0571
Etage 12	1899199,39	0,9	1020,87	3,06	0,0547
Etage 13	1726544,9	0,9	977,73	3,06	0,0519
Etage 14	1553890,41	0,9	937,95	3,06	0,0487
Etage 15	1381235,92	0,9	899,52	3,06	0,0452
Etage 16	1208581,43	0,9	857,64	3,06	0,0414
Etage 17	1035926,94	0,8	806,15	3,06	0,0336
Etage 18	863272,45	0,8	739,75	3,06	0,0305
Etage 19	690617,96	0,8	654,36	3,06	0,0276
Etage 20	517963,47	0,8	545,01	3,06	0,0248
Etage 21	345308,98	0,7	402,54	3,06	0,0196
Etage 22	172654,49	0,7	214,22	3,06	0,0184

Tableau VI.68 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens y « Minaret »

θ_k	si $\theta_k \leq 0,1$	si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$
0,0254	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0323	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0391	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0458	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0449	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0506	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0567	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0554	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0541	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0591	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0571	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0547	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0519	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0487	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0452	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0414	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0336	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0305	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0276	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0248	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0196	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte
0,0184	pas d'effet P- Δ	l'effet P- Δ pris en compte

Tableau VI.69 : Vérification de θ_k dans le sens y « Minaret »

- Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement)

l'action sismique Ex			
Mx (0,8G)	M (Ex)	Mx/M (Ex)	≥1,5
318503,78	55469,39	5,741973726	renversement vérifier

Tableau VI.70 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens x « bloc 2 »

l'action sismique Ey			
My (0,8G)	M (Ey)	My/M (Ey)	≥1,5
317422,9	55253,8	5,744815741	renversement vérifier

Tableau VI.71 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens y « Minaret »

VI.3.5. Mihrab

VI.3.5.1. Calcul de la force sismique statique selon RPA 2003

Facteur d'amortissement (η)

ξ	10	
η	0,76	≥0,7

Estimation de la période

hn (m)	17,34
CT	0,05
T	0,42
T2	0,3

L'effort tranchant statique

A	0,2
D	1,51
Q	1,25
W (KN)	16529,57

VI.3.5.2. Analyse des résultats

a. Fréquence, période, masse

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	2,46	0,41	75,14	0,00	0,0	75,14	0,00	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 2	2,56	0,39	75,14	67,71	0,0	0,00	67,71	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 3	4,45	0,22	75,14	74,70	0,0	0,00	6,99	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 4	8,71	0,11	94,53	74,70	0,0	19,39	0,00	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 5	9,40	0,11	94,53	93,05	0,0	0,00	18,35	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 6	15,02	0,07	94,53	94,84	0,0	0,00	1,79	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 7	15,79	0,06	97,19	94,84	0,0	2,66	0,00	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 8	18,37	0,05	97,19	97,44	0,0	0,00	2,60	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 9	21,04	0,05	97,61	97,44	0,0	0,42	0,00	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 10	24,44	0,04	97,67	97,44	0,0	0,06	0,00	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 11	26,94	0,04	97,67	97,84	0,0	0,00	0,40	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 12	29,50	0,03	97,67	97,89	0,0	0,00	0,05	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 13	32,23	0,03	97,67	97,93	0,0	0,00	0,04	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 14	39,35	0,03	97,71	97,93	0,0	0,04	0,00	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0
3/ 15	41,70	0,02	97,91	97,93	0,0	0,20	0,00	0,0	1854830,94	1854830,94	0,0

Tableau VI.72 : Tableau des masses « Mihrab »

b. L'effort sismique à la base de la structure

⇒ **Résultat des forces dynamique EX :**

Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	1454,51	635,22	9342,25	307,55	895,24	12,69
Somme réactions	1445,38	0,61	0,00	4,63	10444,54	2,50
Somme efforts	1445,38	0,61	0,0	4,64	10444,63	2,49
Vérification	2890,76	1,23	0,00	9,27	20889,17	5,00
Précision	1,23695e-002	5,86065e-001				

Tableau VI.73 : L'effort sismique EX « Mihrab »

⇒ **Résultat des forces dynamique Ey :**

Cas	5 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	498,35	1529,56	9687,61	777,73	302,23	14,79
Somme réactions	0,61	1386,06	0,00	9976,40	4,57	5537,03
Somme efforts	0,61	1386,06	0,0	9976,51	4,57	5536,94
Vérification	1,23	2772,12	0,00	19952,90	9,15	11073,97
Précision	1,23695e-002	5,86065e-001				

Tableau VI.74 : L'effort sismique EX « Mihrab »

c. Comapraison entre les resultas calculé par la méthode statique et la méthode modale spectrale

- **Vérification de la période :**

Selon les RPA 99 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$T_{\text{calcul}} \leq 1,3 \cdot T_{\text{théorique}}$$

hn (m)	17,34
CT	0,05
T	0,42
T2	0,3

$$T_{\text{calcul}}=0.62 \text{ sec} \geq 1,3 \cdot T_{\text{théorique}}=1.3 \times 0.42= 0.62 \text{ sec} \leq 0.55 \text{ sec} \text{ condition non vérifié}$$

- **Vérification de la force sismique :**

Selon les RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-3-6) :

Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{sta} .

l'effort tranchant dynamique Vd (KN)	
l'effort tranchant dans le sens X	1445,38
l'effort tranchant dans le sens Y	1386,06
Vst (KN)	
80% Vst (KN)	1001,07

$$V_{\text{(dynamique)}} > 80\% V_{\text{(statique)}} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Vérification de l'effort normal réduit

Poteaux circulaire	Nd (KN)	Nd (N)	d (cm)	B (mm ²)	fc28	v	≤ 0,3	dmin (cm)
P de rayon 3,8 m	1319,2	1319200	40	125600	25	0,42012739	pas vérifier	47,3358153
P de rayon 9,8 m	873,52	873520	40	125600		0,27819108	vérifier	38,5186419

Tableau VI.75 : Vérification de l'effort normal réduit « Mihrab »

- Vérification de l'excentricité entre G et R

Il faut ne dépasse pas 15% de la dimension Lx ou Ly

l'action sismique Ex				
	Ly [m]	ey0 [m]	%	
Etage 1	24,6	0,68	2,76	vérifier
Etage 2	19,6	1,41	7,19	vérifier
Etage 3	19,6	0	0,00	vérifier
Etage 4	19,6	0	0,00	vérifier
Etage 5	19,6	1,97	10,05	vérifier

Tableau VI.76 : L'excentricité entre G et R dans le sens x « Mihrab »

l'action sismique Ey				
	Lx [m]	ex0 [m]	%	
Etage 1	12,61	0,34	2,70	vérifier
Etage 2	9,47	0,82	8,66	vérifier
Etage 3	9,47	1,47	15,52	pas vérifier
Etage 4	9,47	1,47	15,52	pas vérifier
Etage 5	9,47	1	10,56	vérifier

Tableau VI.77 : L'excentricité entre G et R dans le sens y « Mihrab »

- Vérification des déplacements

vérification le déplacement au sommet				≤ 1%
Ux (cm)	H (m)	%		
2,8	17,34	0,161476355	vérifier	

Tableau VI.78 : le déplacement au sommet dans le sens x « Mihrab »

Uy (cm)	H (m)	%	
2,5	17,34	0,14417532	vérifier

Tableau VI.79 : Le déplacement au sommet dans le sens y « Mihrab »

vérification le déplacement inter étage				≤ 1%
dr UX [cm]	hi (m)	%		
0,6	5,1	0,117647059	vérifier	
0,5	3,06	0,163398693	vérifier	
0,6	3,06	0,196078431	vérifier	
0,6	3,06	0,196078431	vérifier	

0,5	3,06	0,163398693	vérifier
-----	------	-------------	----------

Tableau VI.80 : Le déplacement inter étage dans le sens x « Mihrab »

dr UY [cm]	hi (m)	%	
0,5	5,1	0,09803922	vérifier
0,5	3,06	0,16339869	vérifier
0,5	3,06	0,16339869	vérifier
0,5	3,06	0,16339869	vérifier
0,5	3,06	0,16339869	vérifier

Tableau VI.81 : Le déplacement inter étage dans le sens y « Mihrab »

- Vérification de l'effet P-Δ

$$\theta_k = P_k \Delta k / (V_k h_k)$$

l'action sismique Ex					
	Pk [kg]	dr UX [cm]	Vkx [kN]	hk [m]	θk
Etage 1	1854830,93	0,6	1445,38	5,1	0,0151
Etage 2	1296758,03	0,5	1211,23	3,06	0,0175
Etage 3	975318,52	0,6	1038,98	3,06	0,0184
Etage 4	653879,02	0,6	818,45	3,06	0,0157
Etage 5	332439,52	0,5	496,56	3,06	0,0109

Tableau VI.82 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens x « Mihrab »

- Vérification de θk

θk	si $\theta_k \leq 0,1$	si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$
0,0151	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0175	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0184	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0157	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0151	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte

Tableau VI.83 : Vérification de θk dans le sens x « Mihrab »

l'action sismique Ey					
	Pk [kg]	dr UY [cm]	Vky [kN]	hk [m]	θk
Etage 1	1854830,93	0,5	1386,06	5,1	0,0131
Etage 2	1296758,03	0,5	1158,99	3,06	0,0183
Etage 3	975318,52	0,5	993,66	3,06	0,0160
Etage 4	653879,02	0,5	785,81	3,06	0,0136
Etage 5	332439,52	0,5	483,68	3,06	0,0112

Tableau VI.84 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens y « Mihrab »

θk	si $\theta_k \leq 0,1$	si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$
0,0131	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0183	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0160	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte

0,0136	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte
0,0131	pas d'effet P-Δ	l'effet P-Δ pris en compte

Tableau VI.85 : Vérification de θ_k dans le sens y « Mihrab »

- Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement)

l'action sismique Ex			
Mx (0,8G)	M (Ex)	Mx/M (Ex)	$\geq 1,5$
49119,05	10444,54	4,70284474	renversement vérifier

Tableau VI.86 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens x « bloc 2 »

l'action sismique Ey			
My (0,8G)	M (Ey)	My/M (Ey)	$\geq 1,5$
0	9976,4	0	renversement vérifier

Tableau VI.87 : Vérification de l'équilibre d'ensemble (renversement) dans le sens y « Mihrab »

Chapitre VII :

Etude des portiques

VII.1. Introduction

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel ROBOT.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
 2. Traction simple.
 3. Flexion simple.
 4. Flexion composée.
- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
 - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

VII.2. Ferrailage des portiques

VII.2.1. Les poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicité par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

VII.2.1.1. Les combinaisons de calcul

- $1.35 G + 1.5 Q$ selon BAEL91
- $G + Q \pm E$ selon RPA2003
- $0.8 G \pm E$ selon RPA2003

- ✓ La combinaison (1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- ✓ La combinaison (2) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- ✓ La combinaison (3) 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 ferrailage au niveau des appuis.

VII.2.1.2. Ferrailage par BAEL91

BAEL ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venu afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.(les efforts normaux sont négligeable).

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 d}$$

On doit vérifier que $\tau_{u \max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min (0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.1f_{c28}, 3\text{MPa}) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (2.2 MPA).}$$

a. Détermination de l'armature transversale

- Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.
- Les conditions suivantes doivent être vérifier :
 - Espacement : $S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$.
 - Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.74 \text{MPa}$$

Soit pratiquement : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$

- Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après le **BAEL**

A7.2.2.

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

- La justification vis-a-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

- Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1$, $\alpha=\pi/2$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}}{0,8f_e}$$

b. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

c. Vérification de la flèche (BAEL B.6.5)

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e(MPA)}$
- $\frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$

Avec

M_t : moment MAX en travée.

M_0 : moment isostatique minimal.

B_0 : largeur de la poutre.

d : hauteur utile.

A : Section d'armature.

VII.2.1.3. Recommandation du RPA99/version 2003

Les règles R.P.A « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

a. Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% [$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$].

- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante , et 6% en zone de recouvrement .
- La longueur minimal de recouvrement et de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /noeuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ (zone II)
- Les cadres du noeud sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b. Armatures transversales (RPA/version 2003, art 7.5.2.2)

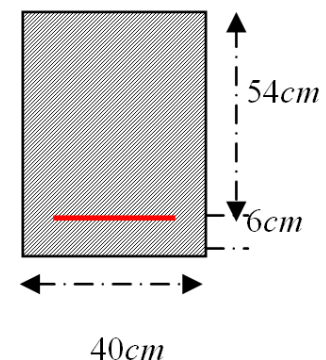
- La quantité de ces armatures doit vérifier : $A_t=0.03 S.d$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaire $\min(h/4, 1.2\phi)$
- En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.2.1.4. Calcul ferrailage des poutres

Le ferrailage des portiques fait par un calcul automatique à L'aide d'un logiciel « **ROBOT** ».



a. Armatures longitudinales « bloc 1 »

		en travée									
						0,5% B					
direction y	poutre	B cm ²		M max	As	As min cm ²	section adoptée		section totale		condition min
		P (3 travée)	2400	ELU	137,56	9,3	12	5HA16	10,05	5+3HA16	16,08
ELS				96,06							
ELA				133,06							
P (11 travée)		2400	ELU	161,14	11	12	3HA16+3HA14	10,65	3HA14+16+20	20,7	vérifiée
			ELS	112,74							
			ELA	164,21							
en appuis											
	P (3 travée)	2400	ELU	240,49	17	12	9HA16	18,35	9+3HA16	24,3	vérifiée
			ELS	170,55							
			ELA	224,63							
	P (11 travée)	2400	ELU	310,17	22	12	6HA20+2HA16	22,87	6HA20+(2+3)HA16	28,9	vérifiée
			ELS	217,77							
			ELA	334,34							
en travée											
						0,5% B					
direction x	poutre	B cm ²		M max	As	As min cm ²	section adoptée		section totale		condition min
	P (1 travée)	2400	ELU	404,6	23	12	8HA20	25,13	8HA20+3HA16	31,16	vérifiée
ELS			283,19								
ELA			404,72								
P (5 travée)	2400	ELU	360,15	26	12	8HA16+4HA20	28,65	8HA16+(4+2)HA20	34,93	vérifiée	
		ELS	252,58								
		ELA	360,23								
en appuis											
P (1 travée)	2400	ELU	274,22	15	12	8HA16	16,08	8HA16+3HA20	25,51	vérifiée	
		ELS	193,7								
		ELA	274,79								
P (5 travée)	2400	ELU	447,19	32	12	3HA14+9HA20	32,89	3HA14+(9+3)HA20	42,32	vérifiée	
		ELS	315,56								
		ELA	447,75								

Tableau VIII.1 : Ferrailage des poutres dans le sens x et y

- La vérification du ferrailage des poutres

- Section minimale (RPA) : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \times h = 0,050 \times 60 \times 40 = \mathbf{12,00 \text{ cm}^2}$$

- Section maximale (RPA) :

$$A_{\max} = 4\% b \times h = \mathbf{96,00 \text{ cm}^2}$$

On a : La section d'armature sur travée :

$$\left. \begin{array}{l} A'_s = 5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2 \\ A_s = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow 6.03 + 10.05 = \mathbf{16.08 \text{ cm}^2}$$

D'où : $12.00 \text{ cm}^2 < 16.08 \text{ cm}^2 < 96.00 \text{ cm}^2$ CV

- **La Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 f_{t28} b.d / f_e = 3.91 \text{ cm}^2 \text{CV}$$

- **La vérification à l'état limite ultime (ELU)**

✓ **La vérification de la contrainte de cisaillement**

Fissuration non préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée est $N^0 175$; $T_{\max} = 338,69 \text{ KN}$

Avec : $b = 40 \text{ cm}$; $d = 54 \text{ cm}$

$$\tau_u = T_{\max} / b.d = 1.56 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ CV}$$

✓ **Calcul de la section des armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi \right)$$

• **Choix du diamètre :** On a :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{600}{35}; \frac{400}{10}; 16 \right) = 16 \text{ mm}$$

On prend : T8 (HA.F_eE400MPa)

$$\text{Soit : } \mathbf{4T8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

• **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min (0,9.d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t f_e / 0,4.b = (2,01 \times 400) / (0,4 \times 40) = 50.25 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2}) = 40 \text{ cm}$$

• **Espacement exigé par le RPA :**

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min (h/4, 12 \phi) = \min (60/4, 12 \times 1,6) = 15 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq h / 2 = 60 / 2 = 30 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 15 \text{ cm} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \text{ En zone courante.}$$

• **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,80 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

Diamètre des armatures long		$\phi_l =$	16	mm
Diamètre max trans	mini (ϕ_l , $h / 35$, $b / 10$)	$\phi_{t,maxi} =$	16,00	mm
Choix des armatures transversales		$\phi_t =$	8	mm
Section des armatures transversales		$A_t =$	2,01	cm ²
St max BAEL	mini [$0.9 \times d$, 40 cm , ($A_t \times Fe$) / ($0.4 \times b$)]	$St_{max} =$	40,00	cm
St	($0.9 \times A_t \times Fe$) / [$b \times 1.15 (\tau_u - (0.3 \times Ft_{28} \times K))$]	$St' =$	16,77002079	cm
Vérification	$St < St_{max}$	vérifier		
Espacement choisi	St nodale =	15	cm	
	St courante =	30	cm	

Tableau VII.2 : Les armatures transversales

- La vérification à l'état limite de service (E.L.S)

✓ **La contrainte de compression du béton**

Nappe inférieure : $A_t = 3T 16 = 6,03 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul de σ_b**

$$b \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0 \Rightarrow 40 \cdot y^2 + 150 \cdot 75 \cdot y - 16281 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 18,37 \text{ cm}$

$$I = b \cdot y^3 / 12 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 212040.26 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre du moment ; $M_{ser} = 96.06 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot Y / I = 96.06 \times 10^6 \times 18,37 \times 10 / 212040.26 \times 10^4 = 8,32 \leq \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

✓ **La vérification de la flèche**

Soit le moment de la poutre la plus defavorable : $M_0 = 315,56 \text{ KN.m}$ 283,19

En travée : $A_s = 3HA14 + 9HA20 = 32,89 \text{ cm}^2$

$$h / L \geq 1 / 16 \Rightarrow 0,10 \geq 0,0625 \dots \text{CV}$$

$$h / L \geq M_{t_{ser}} / 10M_0 \Rightarrow 0,10 \geq 0,09 \dots \text{CV}$$

$$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,015 \leq 0,0105 \dots \text{CV}$$

➔ Donc le calcul de la flèche est inutile

NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$L_{max} / 5$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 1,00m

$L_{max} / 4$: Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1,22m

VII.2.1.5. Schéma de Ferrailages des poutres

a. Poutres type 1: (3 travée)

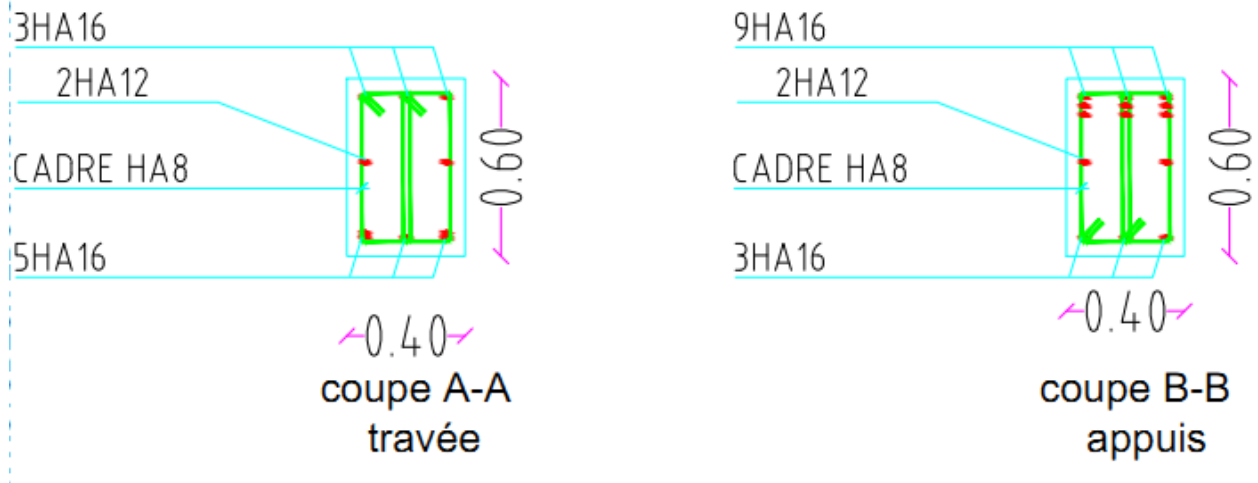


Figure VII.1 : Ferrailages des poutres « type 1 »

b. Poutres type 2: (11 travée)

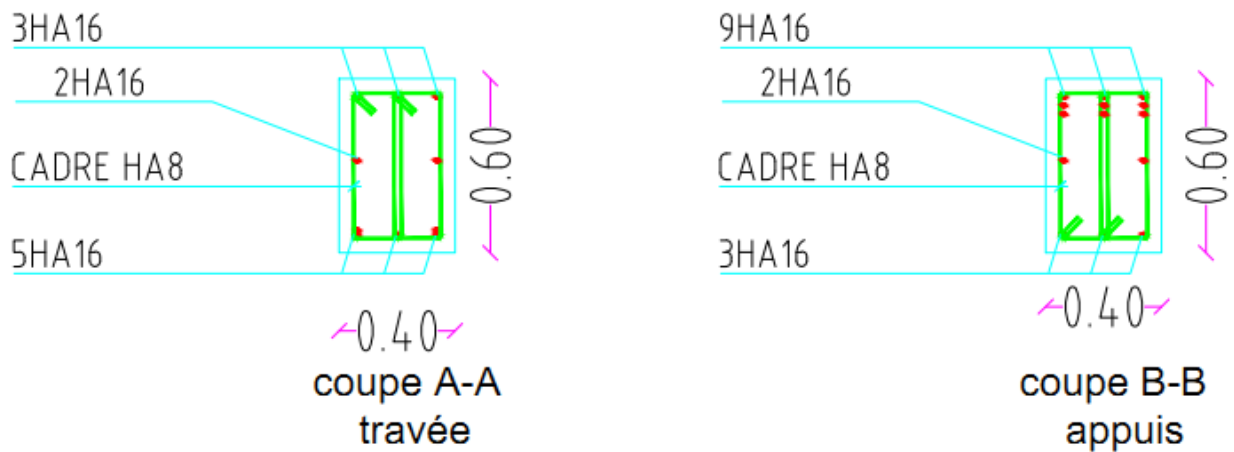


Figure VII.2 : Ferrailages des poutres « type 2 »

c. Poutres type 2: (1 travée)

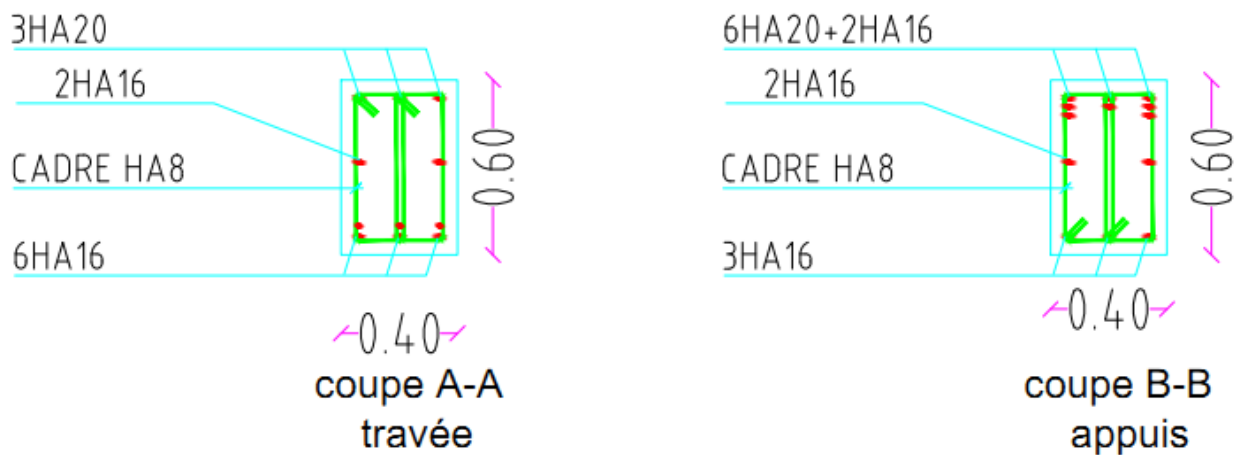


Figure VII.3 : Ferrailages des poutres « type3 »

d. Poutres type 2: (5 travée)

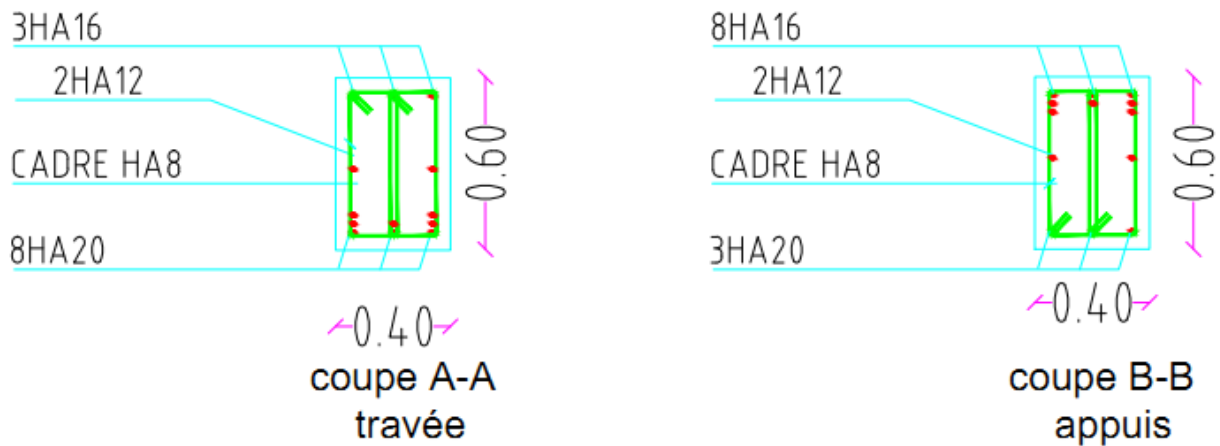


Figure VII.4 : Ferrailages des poutres « type 4 »

VII.2.2. Les poteaux

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 à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

VII.2.2.1. Recommandation du RPA 99/version 2003

a. Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max} (h/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

b. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute .

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture) .

$\rho_a=2.5$ Si l'élançement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a=3.75$ Si l'élançement géométrique < 5 .

$f_e=400$ Mpa.

t : Espacement des armatures transversales :

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \min (10\phi , 15\text{cm}) \quad \text{en zone IIa}$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi \quad \text{en zone IIa}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale (A_t/b_1t %) est donnée par :

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b , les dimensions de la section du poteau.

c. Combinaison de calcul

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison ($G+Q\pm E$) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l'E.L.U.

d. Sollicitations à considérer

N_{\max} \longrightarrow M correspondant.

M_{\max} \longrightarrow N correspondant.

Chacune des deux combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

VII.2.2.2. Calcul de ferrailage des poteaux

a. Armatures longitudinales

- Les poteaux circulaires

BLOC 1										
	comb	b	B (cm ²)	N (KN)	My	Mz	As	As min	section adoptée	
Poteaux de rive	ELU	60	2826	1962,25	182,86	7,33	7,5	22,608	12HA16	24,13
	ELS			1412,97	128,16	5,33				
	ELA			1964,3	183,01	73,97				
Poteaux inter	ELU	60	2826	3537,68	229,09	172,58	36	22,608	12HA20	37,7
	ELS			2536,36	159,44	128,06				
	ELA			3521,77	229,59	327,34				
BLOC 2										
Poteaux de rive	ELU	60	2826	1372,78	112,8	2,71	7,5	22,608	12HA16	24,13
	ELS			986,74	81,56	1,88				
	ELA			1049,94	113,49	82,16				
Poteaux inter	ELU	60	2826	2558,3	5,35	10,66	7,5	22,608	12HA16	24,13
	ELS			1828,54	3,95	7,31				
	ELA			1838,84	53,13	75,93				
BLOC MIHRAB										
Poteaux	ELU	50	1962,5	1777,47	6,99	0,07	6,3	15,7	8HA16	16,08
	ELS			1278	5,04	0,05				
	ELA			1326,6	32,39	21,95				
BLOC MINARET										
Poteaux	ELU	40	1256	848,02	20,05	58	5	10,048	8HA14	12,32
	ELS			615	14,8	0,38				
	ELA			800,19	54,88	26,79				

Tableau VII.3 : Ferrailage des poteaux circulaire

- Les poteaux rectangulaires

	comb	b (cm)	B (cm ²)	N (KN)	My	Mz	As1	As2	As min	section adoptée		
Poteaux	ELU	50	2500	2214,61	36,48	38,98	3,5	0,5	20	16HA16	32,17	
	ELS			1612,52	26,18	28,07						
	ELA			1714,09	83,67	85,65						
N _{max} → M _{corr}	Poteaux de rive	ELU	60	3600	2487,11	119,5	256,4	3	1,8	28,8	16HA16	32,17
		ELS			1795,26	86,31	183,1					
		ELA			2012,77	189,9	216,1					
	Poteaux inter	ELU	60	3600	4696,37	22,54	34,4	3,5	2,1	28,8	16HA16	32,17
		ELS			3370,16	15,91	24					
		ELA			3386,06	178,1	190,6					
M _{max} → N _{corr}	Poteaux inter	ELU	60	3600	485,95	238,5	110,4	7,8	1,3	28,8	16HA16	32,17
		ELS			349,55	170,2	78,24					
		ELA			360,87	291	82,31					

Tableau VII.4 : Ferrailage des poteaux rectangulaire

Remarque :

On remarque que le béton seul peut reprendre les efforts de la flexion composée, il faut prévoir donc des sections minimales requises par les règlements en vigueur.

- Vérification du ferrailage des poteaux

✓ Section d'armature selon l'RPA-2003 :

Section minimale :

$$A_{s \min} = 0,8 \times b \times h$$

Toutes les sections d'armatures sont supérieures à A_{\min} de L'RPA.

Section maximale :

Rectangulaire :

$$60 \times 60$$

$$\text{En zone courante : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 4\% b \times h = 144 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 6\% b \times h = 216 \text{ cm}^2$$

$$50 \times 50$$

$$\text{En zone courante : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 4\% b \times h = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 6\% b \times h = 150 \text{ cm}^2$$

Circulaire :

$$D=60$$

$$\text{En zone courante : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 4\% \times 3.14 \times D^2/4 = 113.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 6\% \times 3.14 \times D^2/4 = 169.64 \text{ cm}^2$$

$$D=50$$

$$\text{En zone courante : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 4\% \times 3.14 \times D^2/4 = 78.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 6\% \times 3.14 \times D^2/4 = 117.8 \text{ cm}^2$$

✓ Section d'armature selon BAEL91:

Rectangulaire :

$$60 \times 60$$

$$\text{Section minimale : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 0,2\% b \times h = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section maximale : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 5\% b \times h = 18 \text{ cm}^2$$

$$50 \times 50$$

$$\text{Section minimale : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 0,2\% b \times h = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section maximale : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 5\% b \times h = 12.5 \text{ cm}^2$$

Circulaire :

$$D=60$$

$$\text{Section minimale : } \dots\dots\dots A_{s \max} = 0,2\% \times 3.14 \times R^2 = 5.652 \text{ cm}^2$$

Section maximale : $A_{s \max} = 5\% * 3.14 * R^2 = 14.13 \text{ cm}^2$

D=50

Section minimale : $A_{s \max} = 0,2\% * 3.14 * R^2 = 3.92 \text{ cm}^2$

Section maximale : $A_{s \max} = 5\% * 3.14 * R^2 = 9.81 \text{ cm}^2$

D=40

Section minimale : $A_{s \max} = 0,2\% * 3.14 * R^2 = 2.51 \text{ cm}^2$

Section maximale : $A_{s \max} = 5\% * 3.14 * R^2 = 6.28 \text{ cm}^2$

b. Armatures transversales

- Vérification à l'E.L.U

✓ Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :

Fissuration non préjudiciable :

▪ D'après le BAEL :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Soit le poteau le plus sollicitée **BLOC 1** : $T_{\max} = 159.35 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = 0.49 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.49 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ D'après l'RPA :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si : } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,05 \dots\dots\dots \text{si : } \lambda_g < 5$$

λ_g : l'élancement géométrique

$$\lambda_g = \frac{L_f}{D}$$

$$L_f = 0,7 L_0 = 0,7 \times 612 = 428 \text{ cm}$$

Donc :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{D} = 7.14 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\bar{\tau}_u = 0,075 \cdot 25 = 1,875 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,49 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1,875 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Choix du diamètre :

$$\text{On à : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l = 4,66 \text{ mm}$$

On adopte un cadre : **T8**

✓ **Espacement exigé par l'RPA :**

▪ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \phi_{l_{\min}}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

On adopte : **S_t = 20 cm.**

▪ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \cdot \phi = 30 \text{ cm}$$

On adopte : **S_t = 20 cm.**

✓ **Calcul de la section d'armature transversale :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T}{h_1 \cdot f_e}$$

t : l'espacement de l'RPA (S_t=15cm)

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{D} = 7.14 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

Zone nodale :

$$A_t = 2,5 \cdot 159 \cdot 35 \cdot 10^3 \cdot 150 / (600 \cdot 400) = 248.98 \text{ mm}^2 = 2.4898 \text{ cm}^2$$

✓ **La quantité d'armatures transversales minimum A min :**

Avec $\lambda_g = 7.14 > 5$

$$A_t / t \cdot b_1 = 0.3\%$$

$$A_t \text{ min} = t \cdot b_1 \cdot 3 \cdot 10^{-3}$$

$$A_t \text{ min} = 150 \cdot 600 \cdot 3 \cdot 10^{-3} = 270 \text{ mm}^2$$

$A_t < A_t \text{ min}$ **On adoptee** $A_t = 2.7 \text{ cm}^2$

Soit : **A_t = 6 T 8 = 3,02 cm²**

✓ **Détermination de la longueur de la zone nodale :**

$$h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; 60 \text{ cm}) = 102 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$A_t = 2,5 \cdot 159 \cdot 35 \cdot 10^3 \cdot 200 / (600 \cdot 400) = 331.9 \text{ mm}^2 = 3.31 \text{ cm}^2$$

✓ **La quantité d'armatures transversales minimum A_{\min} :**

Avec $\lambda_g = 7.14 > 5$

$A_t/t*b1 = 0.3\%$

$A_{t \min} = t*b1*3.10^{-3}$

$A_{t \min} = 200*600*3.10^{-3} = 360 \text{ mm}^2$

$A_t < A_{t \min}$ **on adopte** $A_t = 3.6 \text{ cm}^2$

$A_t = 6 \text{ T } 10 = 4.71 \text{ cm}^2$

✓ **Détermination de la longueur de la zone nodale :**

$H_{\text{nod}} = 612 - (2*102) = 408 \text{ cm}$

✓ **Les armatures transversales du poteau le plus sollicité de chaque bloc :**

BLOC 6

Données

Fe (MPa)	400	fc28	25	Fe (MPa)	400	fc28	25
V (t)	5			V (t)	13,96		
b (m)	0,6			b (m)	0,4		
h (m)	0,6			h (m)	0,4		
he (m)	5,1			he (m)	3,06		
c (m)	0,06			c (m)	0,03		

EN BAS			
ØLmin (mm)	16	St courante ≤	24
λg (m)	5,95	St nodale ≤	15
Pa	2,5	Prendre St courante	20
At courante(cm²)	1,04166667	Prendre St nodale	10
At nodale (cm²)	0,52083333		
Vérification de la section min de l'armatures transversales			
Z courante	3,6	Condition non vérifiée	
Z nodale	1,8	Condition vérifiée	
3 < λg < 5	5,95	Condition vérifiée	

EN HAUT			
ØLmin (mm)	16	St courante ≤	24
λg (m)	5,355	St nodale ≤	15
pa	2,5	Prendre St courante	20
At courante(cm²)	4,3625	Prendre St nodale	10
At nodale (cm²)	2,18125		
Vérification de la section min des armatures transversaux			
Z courante	2,4	Condition non vérifiée	
Z nodale	1,2	Condition vérifiée	
3 < λg < 5	5,355	Condition vérifiée	

Choix de At (cm ²)	Z courante	At calcul	3,6
		Ø (mm)	6HA10
		At adoptée	4,71
	Z nodale	At calcul	1,8
		Ø (mm)	6HA8
		At adoptée	3,02

Choix de At (cm ²)	Z courante	At calcul	4,36
		Ø (mm)	6HA10
		At adoptée	4,71
	Z nodale	At calcul	2,1
		Ø (mm)	6HA8
		At adoptée	3,02

Longueur de recouvrement	ØL (mm)	16
	Lr (cm)	64

Longueur de recouvrement	ØL (mm)	16
	Lr (cm)	64

Tableau VII.5 : Armatures transversales du poteau « bloc6 »

BLOC MIHRAB

Données

Fe (MPa)	400	fc28	25
V (t)	9,404		
b (m)	0,4		
h (m)	0,4		
he (m)	5,1		
c (m)	0,06		

EN BAS			
ØLmin (mm)	16	St courante ≤	24
λg (m)	8,925	St nodale ≤	15
ρa	2,5	Prendre St courante	20
At courante(cm²)	2,93875	Prendre St nodale	10
At nodale (cm²)	1,469375		
Vérification de la section min des armatures transversaux			
Z courante	2,4	Condition vérifiée	
Z nodale	1,2	Condition vérifiée	
3 < λg < 5	8,925	Condition vérifiée	

Choix de At (cm ²)	Z courante	At calcul	2,93
		Ø (mm)	6HA10
		At adoptée	4,71
	Z nodale	At calcul	1,46
		Ø (mm)	6HA8
		At adoptée	3,02

Longueur de recouvrement	ØL (mm)	16
	Lr (cm)	64

Tableau VII.6 : Armatures transversales du poteau « Mihrab »

BLOC MINARET

Données

Fe (MPa)	400	fc28	25
V (t)	4,56		
b (m)	0,5		
h (m)	0,5		
he (m)	3,06		
c (m)	0,06		

EN HAUT			
ØLmin (mm)	16	St courante ≤	24
λg (m)	4,284	St nodale ≤	15
ρa	3,75	Prendre St courante	15
At courante(cm²)	1,2825	Prendre St nodale	10
At nodale (cm²)	0,855		
Vérification de la section min des armatures transversaux			
Z courante	interpoler	Condition non vérifiée	
Z nodale	interpoler	Condition non vérifiée	
3 < λg < 5	4,284	Interpoler entre les valeurs limites précédentes	

Choix de At (cm ²)	Z courante	At calcul	3,6
		Ø (mm)	6HA10
		At adoptée	4,71
	Z nodale	At calcul	1,8
		Ø (mm)	6HA8
		At adoptée	3,02

Longueur de recouvrement	ØL (mm)	16
	Lr (cm)	64

Tableau VII.7 : Armatures transversales du poteau « Minaret »

- Vérification de la contrainte à l'E.L.S

✓ **Contrainte de compression du béton :**

Fissuration non préjudiciable :

- Fissuration non préjudiciable : « $\overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$; $\overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$ »

Soit le poteau le plus sollicité sous la combinaison : G + Q

$N_{\text{ser}} = 2536,36 \text{ KN}$

$M_{\text{ser}} = 159,44 \text{ KN.m}$

On à : $c = d - e_a$

C : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_a = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0,302 \text{ m}$$

Donc : $c = d - e_a = 0,37 - 0,204 = 0,238 \text{ m}$

Alors : $C = 23.8 \text{ cm}$

y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression.

y_c : est la solution de l'équation :

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

Avec :

$$P = -3 c^2 - (90 A'_s \times (c - d') / b) + (90 A_s (d - c) / b) = -970.89 \text{ cm}^2 \quad "A'_s = A_s = 8.04 \text{ cm}^2"$$

$$q = -2 c^3 - (90 A'_s \times (c - d')^2 / b) - (90 A_s \times (d - c)^2 / b) = -48960.9 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = q^2 + 4p^3 / 27 = -46799093.61 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = (3q / 2p) \sqrt{\frac{-3}{p}} = 4.2^\circ$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} = 0,11$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0,109 \text{ cm}$$

Donc : $y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -0,05 \text{ cm}$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = -0,05 \text{ cm}$$

Alors on prend : $y_c = 0,109 \text{ cm}$

✓ **Le moment de la section homogène réduite :**

$$I = (b \times y_{ser}^3 / 3) + 15 [A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2];$$

Tel que: $y_{ser} = y_c + c = 0,109 + 23.8 = 23.909 \text{ cm}$

Donc: $I = 148492.11 \text{ cm}^4$

$$K = N_{ser} \cdot y_c / I = 2536,36 \times 0,00109 / 148492.11 \times 10^{-8} = 1861.8 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_b = K \cdot y_{ser} = 0,445 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ *La fissuration est non préjudiciable, donc la vérification à l'état limite d'ouverture des fissures est inutile.*

VII.2.2.3. Schéma des ferrillages des poteaux

$x-x'$: 5HA16=10,68cm²

$y-y'$: 5HA16=10,68cm²

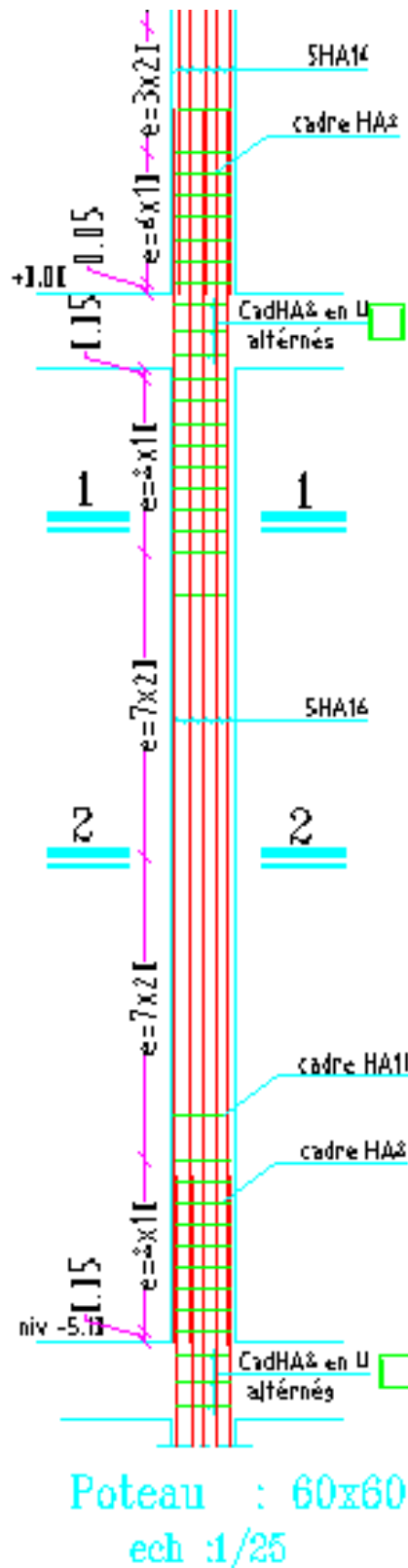


Figure 7 : Ferrillages du poteau coupe longitudinale

a. en appuis

coupe 1-1

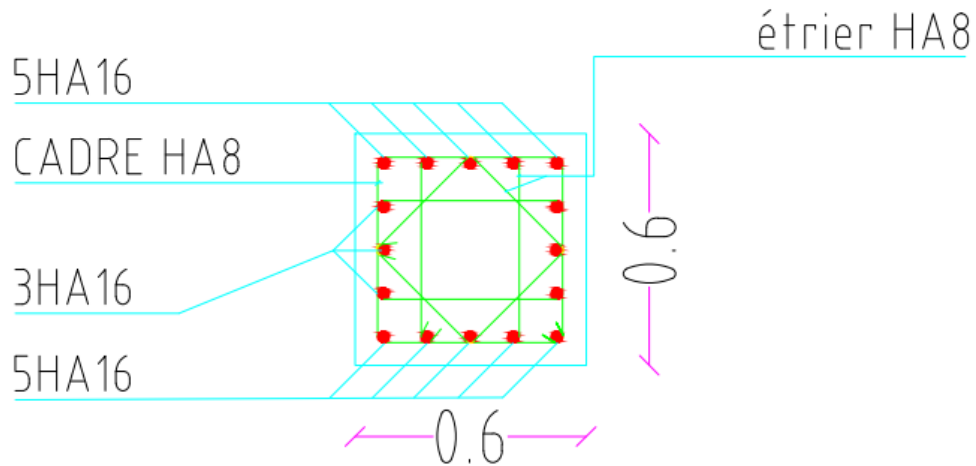


Figure VII.6 : Ferrailages du poteau coupe 1-1

b. en travée

coupe 2-2

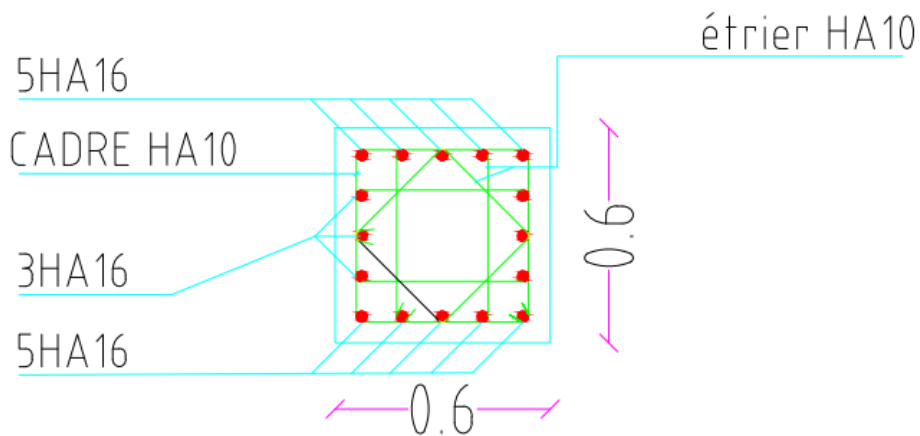


Figure VII.7 : Ferrailages du poteau coupe 2-2

Chapitre VIII :

Etude des voiles

VIII.1. Définition du voile en béton armé

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

VIII.2. Classification des types de voiles

- Voile pleine où -voile sans raidisseur (Figure a)
- voile avec raidisseur (Figure b)
- Voile avec une seule file d'ouverture (Figure c)
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures (Figure d)

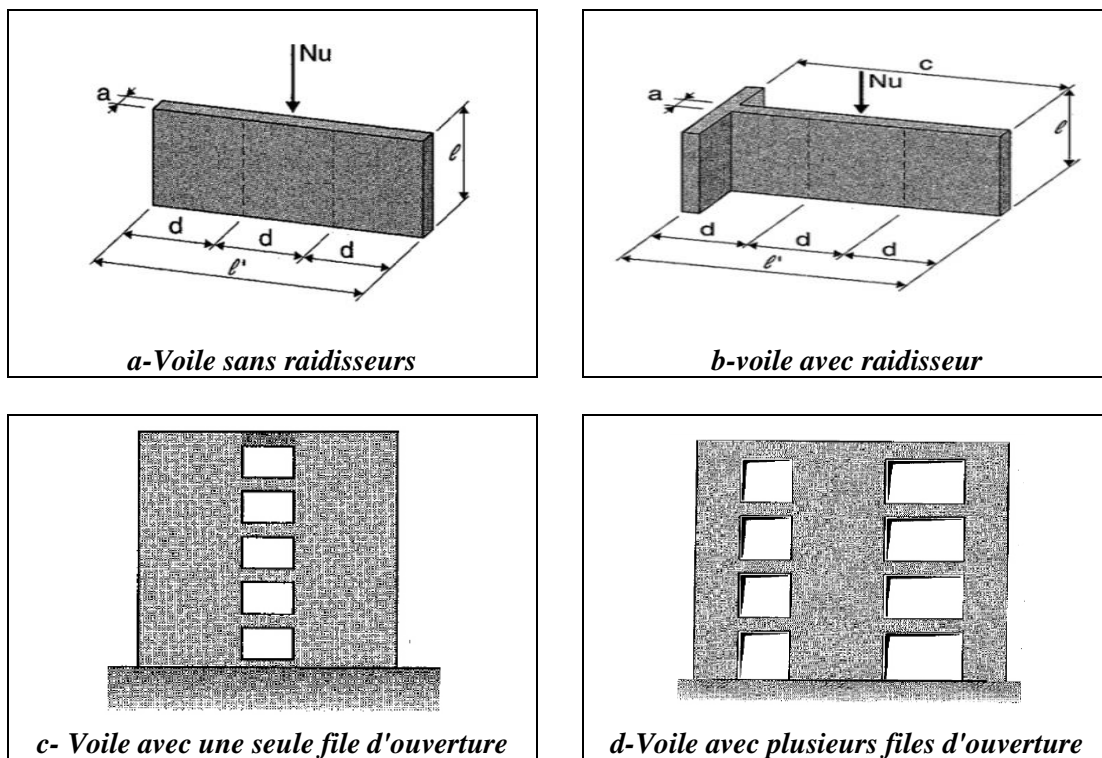


Figure VIII.1 : Différent type des voiles

VIII.3. Classification des structures avec voiles

Vue la grande variété des constructions à voiles de contreventements, on peut fournir une classification pratique de ces constructions. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées:

- 1) structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques,
- 2) structures à noyau central ,
- 3) structures uniquement à murs porteurs.

**Alors la structure étudié appartient à la premier catégorie, selon RPA 2003 article (4.3), :
Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification
d'interaction portiques –voiles.**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

VIII.4. Rôles des voiles de contreventement

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003 [5]. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, les voiles jouent d'autres rôle à savoir :

- a. Augmente la rigidité de l'ouvrage ;
- b. Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité
- c. Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs ;
- d. Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes.

Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

VIII.5. Caractéristiques géométrique des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base,

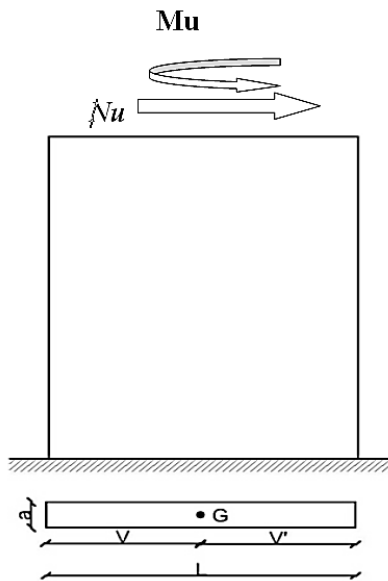


Figure VIII.2 : Voile plein

Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé sont l'élanement (rapport hauteur H sur la largeur du voile L), les armatures (pourcentages et dispositions) et la contrainte normale moyenne.

Selon RPA 2003

Les voiles seront sollicitées par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Dans notre cas les efforts engendrés par le séisme ont donné des bandes pareillement comprimées sous l'effet des charges horizontales et verticales par conséquent le ferrailage se fera par rapport aux conditions minimales imposées par le RPA.

- Des aciers verticaux « armatures de répartition ».
- Des aciers horizontaux.

➤ **Aciers horizontaux** : (article 7.7.4.2.RPA99/2003).

Les barres horizontales doivent être de crochets à 135^0 ayant une longueur de $10\varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les démentions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Aciers verticaux :** (article 7.7.4.1.RPA99/2003).

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devaient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

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).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

➤ Règles communes : L'espacement minimum d'armatures horizontales et verticales des voiles, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.10v/f_c$. Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VIII.6. Méthode de calcul des voiles méthode de contrainte

VIII.6.1. Etude de la section soumise à la flexion composée

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = N/S \pm \frac{M \times Y}{I}$$

Avec :

N : effort normal 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.

Remarque :

Si σ_a et σ_b sont du signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont du signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont du signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

VIII.6.1.1. Section partiellement comprimée (tendue)

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue : en $[\mu]$ utilisant les triangles semblables :

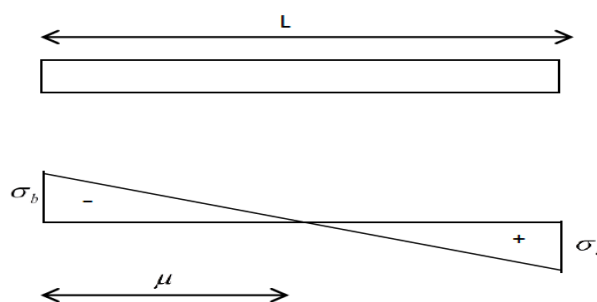


Figure VIII.3 : Section partiellement comprimée

a. La longueur de zone comprimée

$$\frac{\sigma_2}{l'} = \frac{\sigma_1}{l - l'} \Rightarrow l' = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times l$$

b. La longueur de zone tendue

$$l_t = l - l'$$

c. L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$F = \frac{\sigma_1 \times Lt}{2} . e$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

Zone nodale : $A_n \geq 2 \times \frac{F'}{\sigma_s}$

-Zone courante : $A_c \geq \frac{F''}{\sigma_s}$

VIII.6.1.2. Section entièrement tendue

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction $T = 0,5 \times (\sigma_b + \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est :

$$A_s = \frac{L}{\left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]}$$

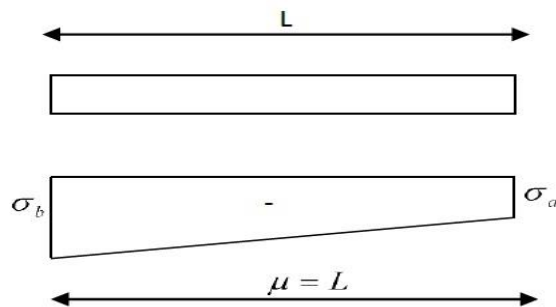


Figure VIII.4 : Section entièrement tendue

VIII.6.1.3. Section entièrement comprimée

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

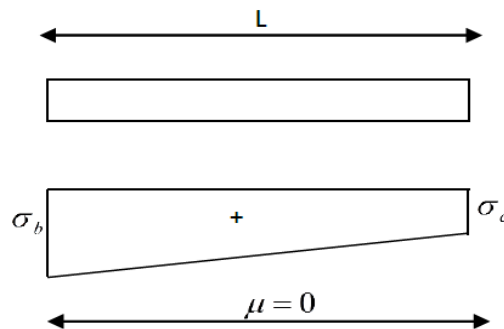


Figure VIII.5 : Section entièrement comprimé

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \lambda_b} \right)$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{e \times l}$$

VIII.6.2. Calcul du ferrailage du voile plein

VIII.6.2.1. Zone 1) : sens x

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPA} \\ f_e = 400 \text{ MPA} \\ e = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VIII.6.2.2. Armature verticale

Condition d'application :

$$L=2 \geq 4 \times e = 4 \times 0.3 = 1.2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$e = 0.3 \geq 0.1 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0,2 \text{ m}^4$$

$$S = L \cdot e = 0.3 \times 2 = 0,6 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{l}{2} = 1 \text{ m}$$

On Prend coefficient de flambement 0,8 car le voile est encasté en haut et bas .

Longueur de flambement $L_f : 0.8 \times (612 - 20) = 473.6 \text{ cm}$

$$\text{Élancement } \lambda : \lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{e} = 54.68 > 50$$

$$\text{Coefficient } \alpha : \alpha = \frac{0.65}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} = 0,77$$

$$\text{Section réduite } B_r : B_r = (L-2)(e-2) = 5544 \text{ cm}^2$$

As < 0 sous l'action d'une compression centrée, le voile ne nécessite pas de ferrailage de resistance.

ELA :

$$M_u = 606,18 \text{ kn.m}$$

$$N_u = 693,67 \text{ kn}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S} - \frac{M_u \times v}{I} = -1874,8 \text{ kn / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S} + \frac{M_u \times v}{I} = 4187 \text{ kn / m}^2$$

La longueur de zone comprimée :

$$\frac{\sigma_2}{l'} = \frac{\sigma_1}{l - l'} \Rightarrow l' = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times l \Rightarrow l' = 1.38 \text{ m}$$

La longueur de zone tendue :

$$l_t = l - l' = 2 - 1.38 = 0.62m$$

Le calcul se fait par bande de selon DTR et RPA article 7.7.4 :

$$d \leq \min (h_e/2, 2l'/3) = 0.92cm$$

$$F = \frac{\sigma_1 \times Lt}{2} \cdot (e) = \frac{1874,8 \times 0.62}{2} \cdot (0,3)$$

$$F = 173.9 \text{ kN}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{l}{10} = \frac{2}{10} = 0,2m$$

Longueur partielle de la zone courante : $0.62 - 0.2 = 0.42 \text{ m}$

Force équilibrée par la longueur partielle de la zone courante :

$$\frac{\sigma}{0.42} = \frac{\sigma_1}{0.62} \Rightarrow \sigma = 1265,2 \text{ KN} / m^2$$

$$F'' = \frac{\sigma \times Lc}{2} \cdot e$$

$$F'' = \frac{1265.2 \times 0.42}{2} \times (0,3) \Rightarrow F'' = 79,6 \text{ Kn.m}$$

Force équilibrée par la zone nodale :

$$F' = F - F'' \Rightarrow F' = 94,3 \text{ KN}$$

VIII.6.2.3. Ferrailage

$$\text{Zone nodale : par symétrie : } A_n \geq 2 \times \frac{F'}{\sigma_s}$$

$$A_n \geq 2 \times \frac{94,3}{400000}$$

$$A_n \geq 4.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Zone courante : (partielle) } A_c \geq \frac{F''}{\sigma_s}$$

$$A_c \geq \frac{79,6}{400000}$$

$$A_c \geq 1,99 \text{ cm}^2$$

Après l'analyse des résultats on adopte :

En zone nodale : 2 HA 14/ face

En zone courante : 3 HA 12 /face

L'espaceement :

En zone nodale selon RPA : il faut que $S < 10 \text{ cm}$ Alors $S = 10 \text{ cm}$

En zone courante selon RPA il faut que :

$$S \leq \min (1.5e ; 30) = \min (45 ; 30) = 30 \text{ cm}$$

alors $S=20 \text{ cm}$

Vérification de la section d'acier selon RPA 2003

En zone tendu

$$A_{min} = 0,20 \% \cdot L_t \cdot e = 0,20 \times 0,62 \times 0,30 = 4.74 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 10.68 > A_{min}$$

En zone total

$$A_{min} = 0.15\% \times 30 \times 200 = 10,8 \text{ cm}^2 / 2 \text{ faces}$$

$$A > A_{min}$$

VIII.6.2.4. Armatures horizontales

D'après RPA 99 « version 2003 » le pourcentage minimum d'armatures horizontales est : 0.15%.

Pour une bande de 1m linéaire on a :

$$A_h = 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 30 \times 100 = 4.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T10** = 4,71 cm²/face

L'espaceur : est égale à : $S_t = 20 \text{ cm}$.

L'espaceur $S \leq \min (1.5e ; 30) = \min (30 ; 30) = 30 \text{ cm}$

➤ **Les épingles :**

Les deux nappes sont reliées par au moins 4 épingles au mètre carré ;

Niveau	N (KN)	M (KN)	As Z_courante (cm ²)		As Z_nodale (cm ²)		Atd (cm ²)	Amin zone tendue (cm ²)	A totale (cm ²)	Amin totale (cm ²)
1	426,57	597,41	4,52	4HA12	6,16	4HA14	10,68	4,74	23,62	18,00
2	-70,07	199,62	2,26	4HA12	6,79	6HA12	9,05	5,30	20,36	18,00
3	-154,67	195,51	4,52	4HA12	4,52	4HA12	9,04	7,58	20,34	18,00
4	-156,31	242,18	6,79	6HA12	4,52	4HA12	11,31	9,10	24,88	18,00
5	-200,05	103,72	4,52	4HA12	4,52	4HA12	9,04	5,55	20,34	18,00

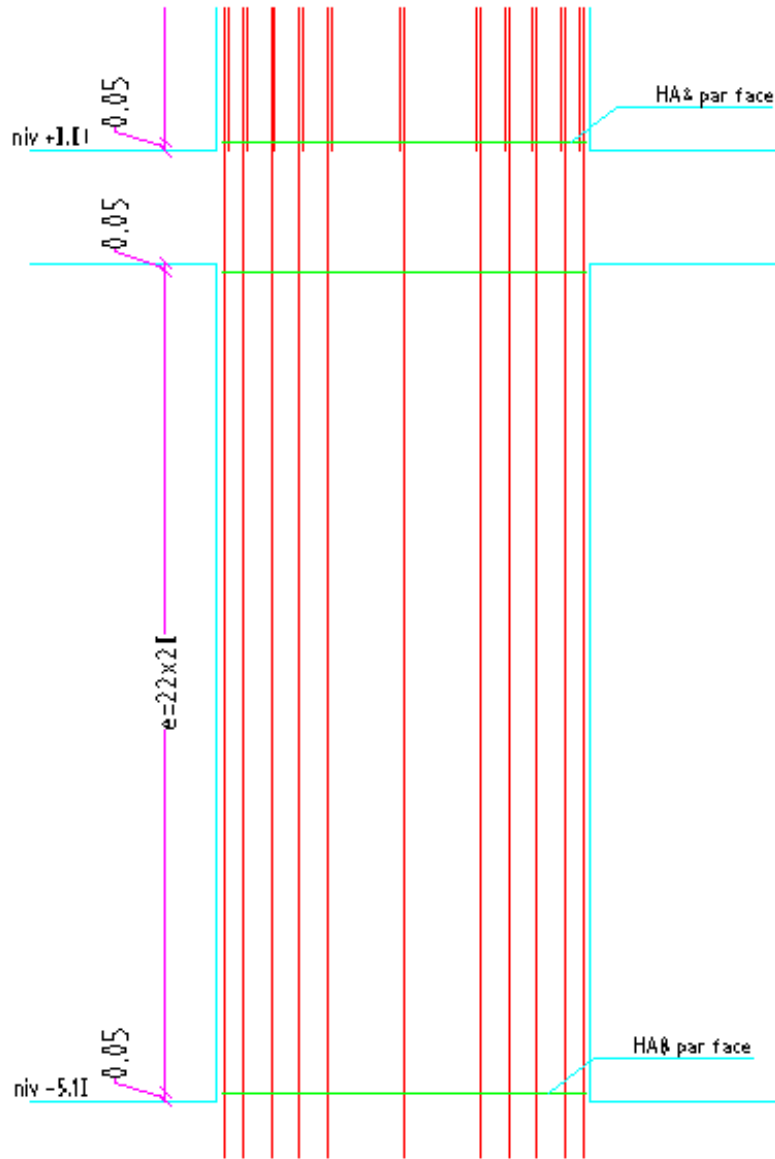


Figure VIII.6 : Ferrailages du voile plein coupe longitudinale

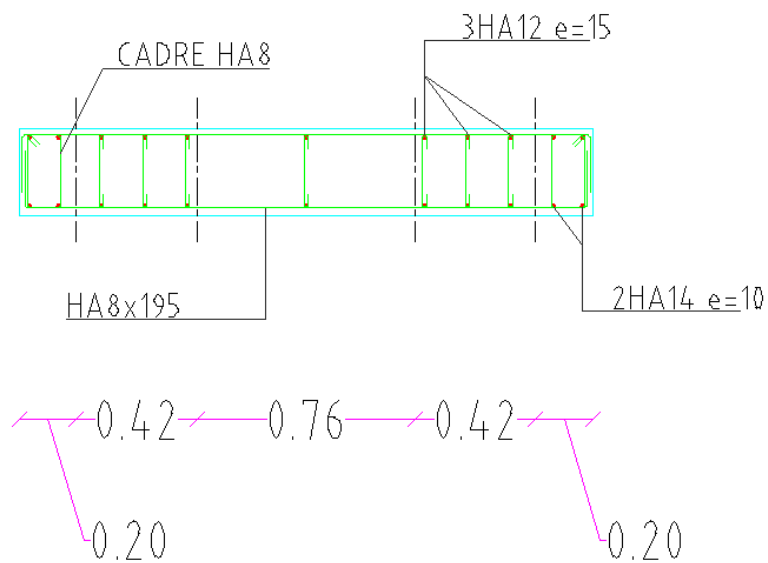


Figure VIII.7 : Ferrailages du voile plein coupe transversale

VIII.6.2.5. Ferrailage de Linteau :

M= 114.26 KN.m ,

V= 949.98 KN

h= 2.95 m,

b= 30 m,

L= 2.07 m

Sollicitation dans les linteaux :

Les linteaux sont soumis à :

- Effort tranchant
- Moment fléchissant.

Ce qui implique que les linteaux seront calculés en flexion simple.

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3, la contrainte de cisaillement dans le Béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Ou : $\tau_b = V / b_0.d \Rightarrow 949,98 / 30 \times 265.5 = 0.11926 \text{ KN/cm}^2 \leq 0.2 \times 2.5$
 $= 0.5 \text{ KN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

b₀ : épaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile = 0.9h => 0.9 × 295 = 265.5 cm.

h : hauteur totale de la section brute.

❖ **Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \Rightarrow 0.11926 \leq 0.15 \dots \dots \dots \text{CV}$**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- des aciers transversaux (A_t).
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_C).
- pas de diagonale A_d=0.

a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \leq M / z.f_e$$

⇒ $A_l \leq 11426 / 265.5 \times 40 = 1.07 \text{ cm}^2$

Avec : $z = h - 2d' \Rightarrow 295 - 2(2.5) = 265.5 \text{ cm.}$

Ou : h est la haute. d' : est la distance d'enrobage

M : moment dû à l'effort tranchant (V).

D'après 1 RPA $A_l \leq 0.0015 bh = 0.0015 \times 30 \times 295 = 13,275 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte $A_l = 4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14.19 \text{ cm}^2$

b) Aciers transversaux :

$\lambda_g = 1 / h = 0.7 < 1$ **linteau court**

On a : $s \leq At \times f_e \times z / v$

Mci (KN.cm)	Mcj (KN.cm)	V1 (KN) ≤	V2 (KN)	V (KN)	At (cm ²)	t (cm) ≤	Prende t (cm)	0.025Fc28	Atmin (cm ²)
52432	52432	506,58937	1899,96	506,589372	4,52	54,44	25	0,0625	2,25

Tableau VIII.1 : Section des armatures transversal

$A1 \leq 0.0015 b \times s = 2.25 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte $As = 2 \text{ HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$

c) Aciers de peau :

$AC = 0.002 bh \Rightarrow 0.002 \times 30 \times 295 = 117.7 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte $As = 12\text{HA14} = 18.46 \text{ cm}^2$.

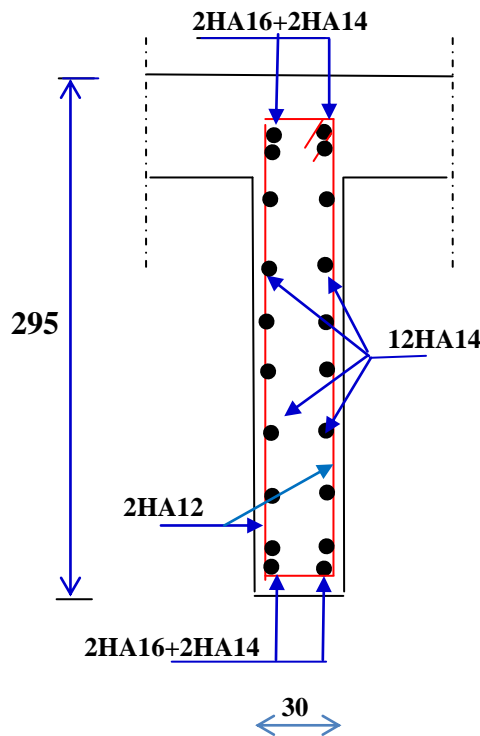


Figure VIII.8 : Ferrailages du linteau sans diagonale

Linteau avec diagonales :

Deuxième cas : $Tb \leq 0.06 f_{c28} \Rightarrow 0,16050926 > 0.15$ CV

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement (voir figure 7.11)

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

avec : $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d}{l}$ et $V = V \text{ calcul (sans majoration)}$

Ferraillage minimal : (voir figure 7.11)

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l \geq A'_l) \quad 0,0015.b.h \quad (0,15\%)$$

b) Armatures transversales :

$$\begin{array}{l} \tau \leq \\ \text{- pour } b \end{array} \quad 0,025 f_{c28} : \quad \geq A_t \quad 0,0015.b.s. \quad (0,15\%)$$

$$\text{- pour } b \quad 0,025 f_{c28} : \quad A_t \quad 0,0025.b.s \quad (0,25\%)$$

c) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

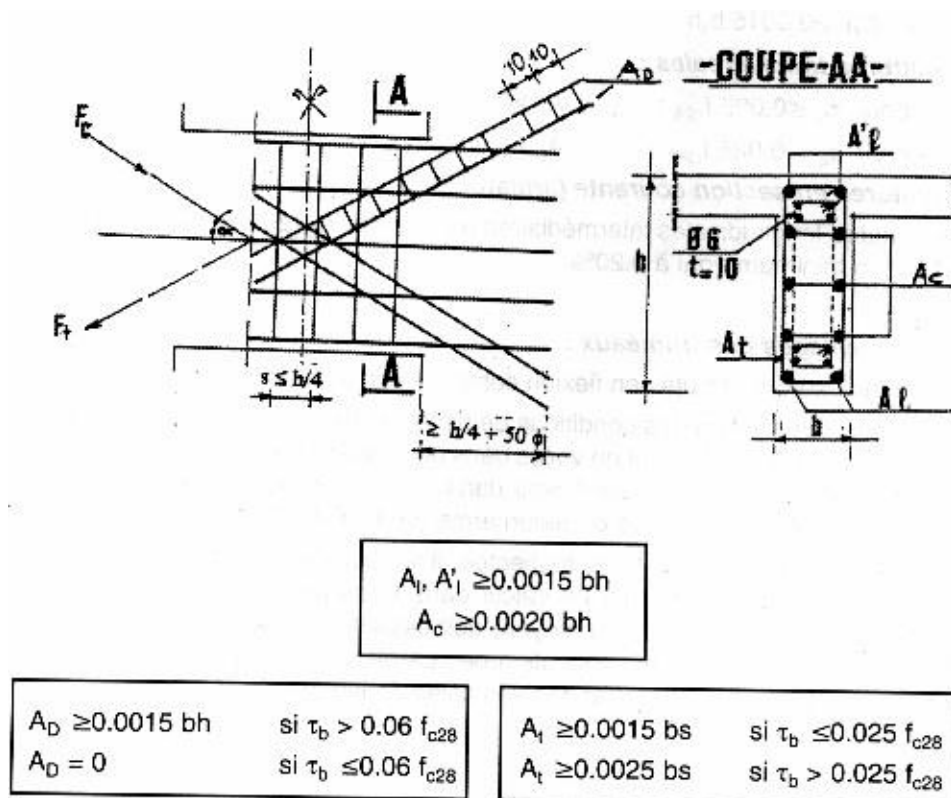


Figure VIII.9 : Armatures de linteaux

longitudinaux	de peaux	transversaux			diagonaux			
A (cm ²)	A (cm ²)	t (cm)	0.025Fc28	Atmin (cm ²)	α°	Sin α	A (cm ²)	Amin (cm ²)
2,52	3,36	10	0,0625	0,75	13,841	0,23922317	9,05796476	2,52
4HA10	6HA10	2T8			4HA10			
3,14	4,71	1,01			3,14			

Tableau VIII.2 : Ferrailage de linteau avec diagonale

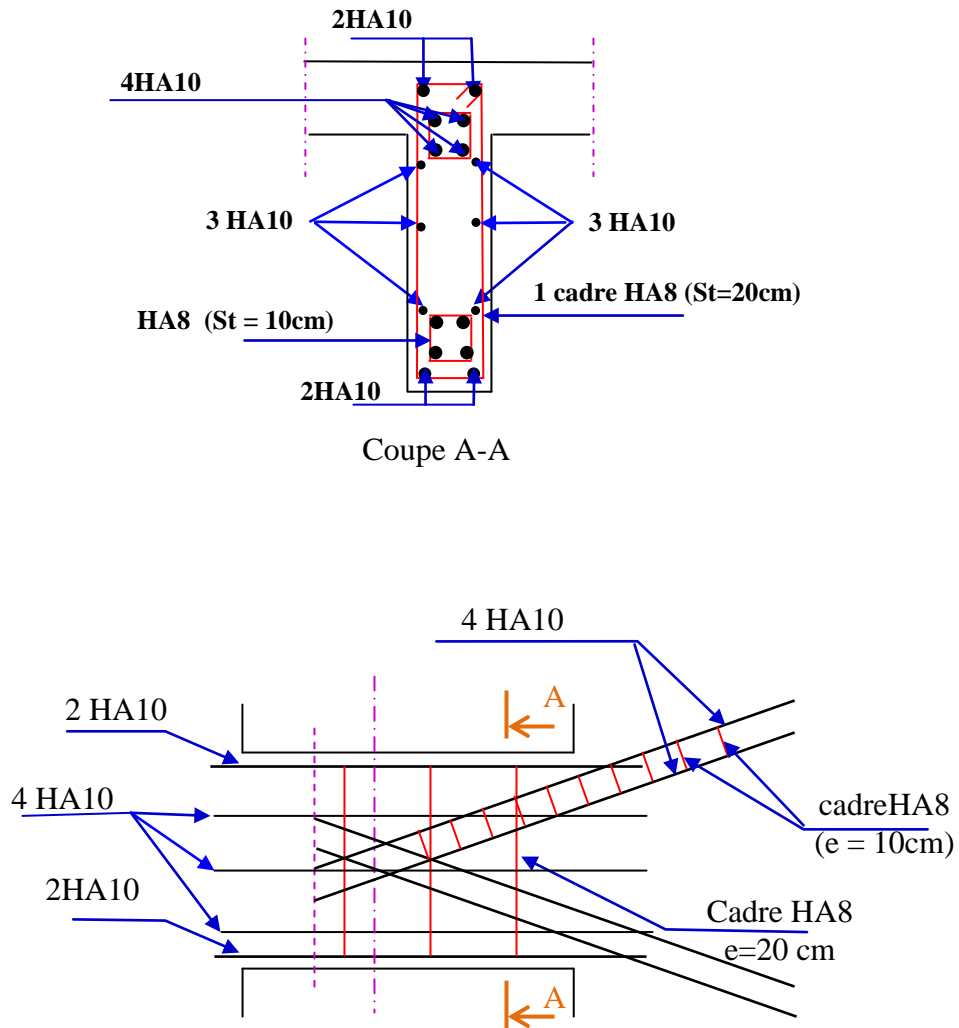


Figure VIII.10 : Ferrailages du linteau avec diagonale

Chapitre IX :

Etude de l'infrastructure

IX.1. Etude des fondations

IX.1.1. Introduction

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

IX.1.2. Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

IX.1.2.1. Fondations superficielles

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

IX.1.2.2. Fondations profondes

- fondations sur puits (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes)

IX.1.2.3. Fondations spéciales

- fondation avec sous pression d'eau
- fondation en terrain instable
- fondation anti-vibratile.

En ce qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

IX.1.3. Choix de type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.

La facilité de réalisation le choix passe par un compromis entre la technique et l'économie.

Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum.

IX.1.4. Charges à considérer

La combinaison à considérer est essentiellement :

$$1.35G + 1.5Q$$

S'il y'a lieu de tenir compte de l'action sismique E, les fondations doivent être dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

$$G+Q+E$$

$$0.8G+E$$

Notre ouvrage étant réalisé en structure mixte (voiles et portiques), avec un taux de travail admissible du sol d'assise qu'est égale à 30 bars (3000 kn/m²), il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- **Des semelles isolées**
- **Des semelles filantes (semelles sous voiles et semelles filantes sous poteaux).**

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées , pour cela nous allons procéder à une petite Vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$S_{\text{semelle}} / S_{\text{total}} < 50 \%$$

$$S_{\text{semelle}} = 4509.95 / 3000 = 1.50 \text{ m}^2 ,$$

$$S_T = 396 \text{ m}^2$$

$$28,5 / 396 = 0,072 < 0,50 \dots\dots cv$$

S_{semelles} : Surface des semelles.

S_{emp} : Surface total du bâtiment.

IX.1.4.1. Semelles isolées

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de tous les poteaux de même section (40×40).

Pour pouvoir appliquer **la méthode des bielles**, il faut que la semelle soit rigide et que la différence entre les contraintes extrêmes soit inférieure à la moitié de la contrainte moyenne. Nous appliquons les méthodes que nous avons étudiées dans le cours d'OBA (M₁).

- **Semelle isolée 1 :**

✓ **Dimensionnement A ELU selon BEAL 99**

$$N_u = 4509.95 \text{ kn} \quad \sigma_{\text{sol}} = 3000 \text{ kn/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{4509.95}{3000}}$$

B=1.50 m

Soit : **By=Bx=B= 150 cm**

✓ **Vérification du dimensionnement :**

$$dx \geq \frac{B-b}{4} = \frac{150-60}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

$$h = dx + d'x = 65 + 5 = 70 \text{ cm}$$

$$dy = h - d'y = 65 - 4 = 61 \text{ cm}$$

✓ **Dimensionnement A ELA selon RPA 2003**

$$N_a = 3235.30 \text{ kn} \quad \sigma_{sol} = 3000 \text{ kn/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{3235.30}{3000}}$$

B ≥ 1.07m

Soit : **By=Bx=B= 150 cm**

✓ **Vérifications du dimension :**

$$dx \geq \frac{B-b}{4} = \frac{150-60}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

$$h = dx + d'x = 65 + 5 = 70 \text{ cm}$$

$$dy = h - d'y = 70 - 4 = 66 \text{ cm}$$

✓ **Ferraillage a ELU :**

$$N_u = 4509.95 \text{ kn} \quad M_u = 7.13 \text{ kn.m}$$

$$e_0 = 0.15 < B/6 \text{ (diagramme trapézoïdale)}$$

$$e_0 = 0.15 < B/24 = 6.25 \text{ cm}$$

Les armature Ax et Ay sont déterminée par la méthode des bielles avec Qu.

$$Q_u = N_u (1 + 3e_0/B_y) = 4509.95(1 + 3.5/150) = 4523.48 \text{ kn}$$

$$A_x = Q_u(B_x - b_x) / 8 \cdot dx \cdot \sigma_s = 4523480(1500 - 600) / 8 \cdot 650 \cdot 348 \quad A_x = 22.49 \text{ cm}^2$$

$$A_y = A_x$$

✓ **Ferraillage a l' ELA :**

$$N_u = 3264.16 \text{ kn} \quad M_u = 162.39 \text{ kn.m}$$

$$e_0 = 5 < B/6 \text{ (diagramme trapézoïdale)}$$

$$e_0 = 5 < B/24 = 6.25 \text{ cm}$$

On adopte 14 HA16 = 28,14 cm²

$$e \geq 6\phi + 6 = 15.6 \quad e = 15 \text{ cm}$$

Remarque : d'après la largeur de la semelle on adopte e=10 cm

$$\text{l'enrobage : } c = d'y - \frac{\phi}{2} = 3 \text{ cm}$$

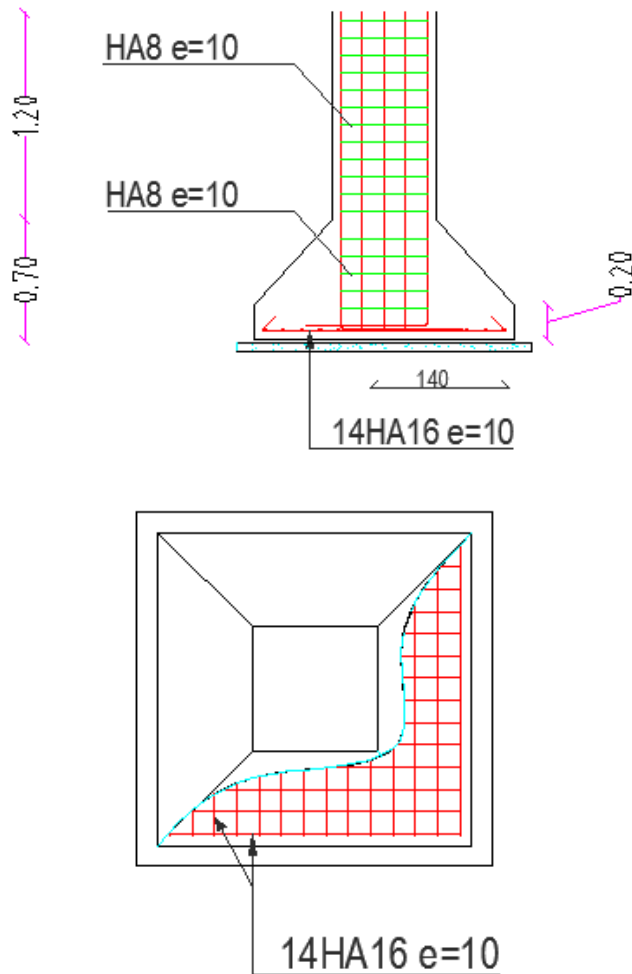


Figure IX.1 : Ferrailage de la semelle isolé

IX.2. Radier nervuré

IX.2.1. Rôle et définition

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

IX.2.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol

⇒ Nous proposons un radier nervuré dont la dalle est d'épaisseur **30 cm** et les nervures (**70x40**) cm.

IX.2.3. Modélisation du sol

La modélisation du sol, et faite à l'aide des éléments ressorts (sol élastique) caractérisé par un coefficient K_s , leur comportement est équivalent à celui de sol, pour effectuer l'interaction sol_ structure.

$$K_s = 40.F_s.q_a$$

K_s : coefficient de raideur du sol .

F_s : coefficient de sécurité .

40 : un facteur traduisant un tassement fixé arbitrairement à 25 mm ($1/0.025=40$) .

Dans notre cas :

$$K_s = 40.3.3000$$

$$K_s = 360000 \text{ KN/m}^3$$

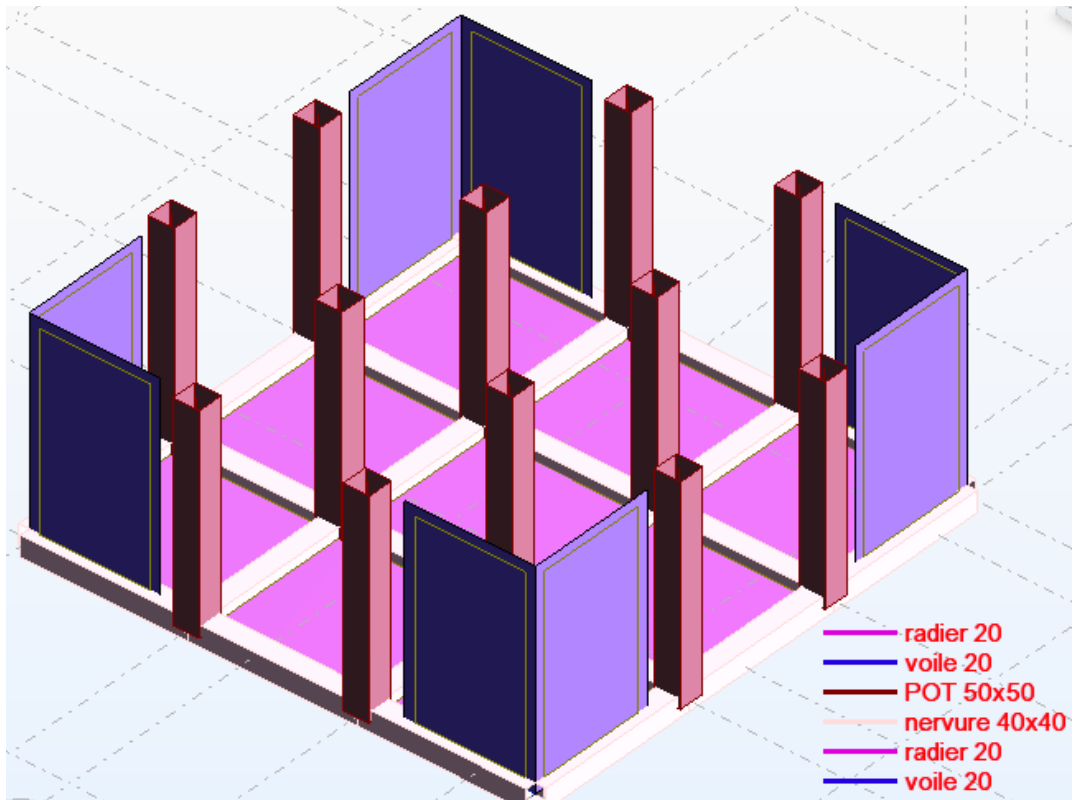


Figure IX.2 : Radier sur robot

IX.2.4. Vérification de la contrainte du sol

A tout point du radier la contrainte à ELS doit être inférieure à la capacité du sol :

$$\text{Avec : } \sigma_{ELS} \leq \sigma_{Sol}$$

- σ_{Sol} La capacité portante du sol.

- σ_{ELS} La contrainte sous radier (ELS).

D'après le logiciel ROBOT on a obtenu les résultats suivants :

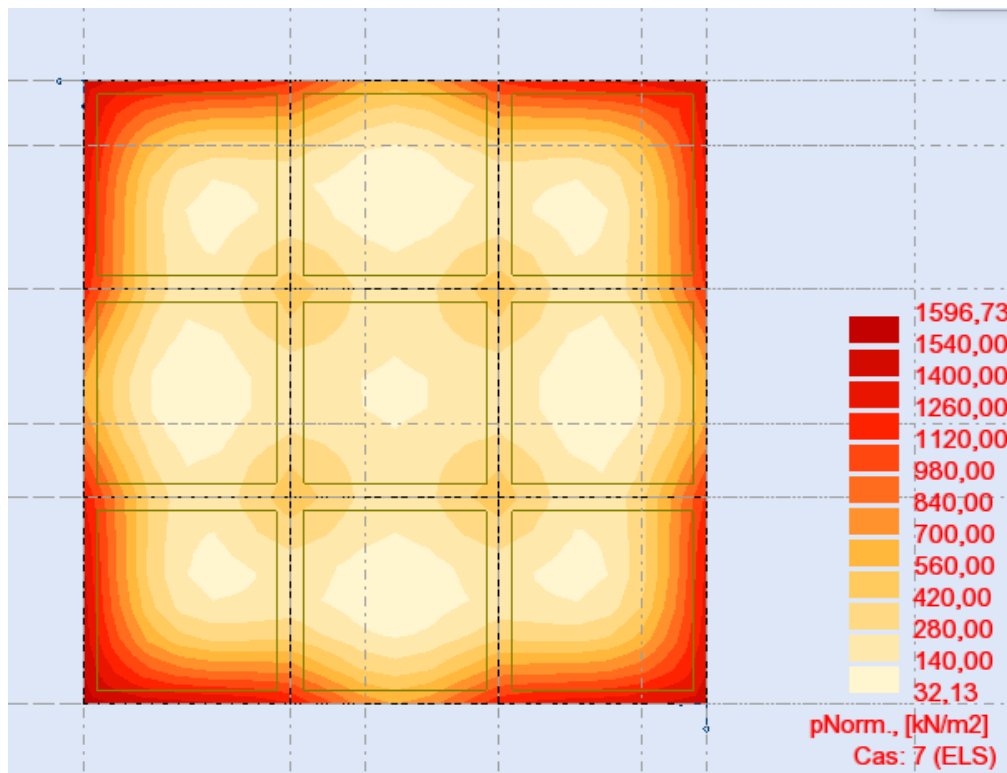


Figure IX.3 : Contrainte sous radier (MPa).

On remarque que la contrainte sous radier est inférieure à la contrainte admissible, Donc on peut passer au ferrailage du radier.

IX.2.5. Ferrailage du radier nervurer

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

IX.2.5.1. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage du radier est fait en flexion simple par le moment des deux directions M11 et M22 (Le calcul se fera pour une bande de largeur $b=1m$).

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

❖ Sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel ROBOT on a obtenu les résultats maximums suivantes :

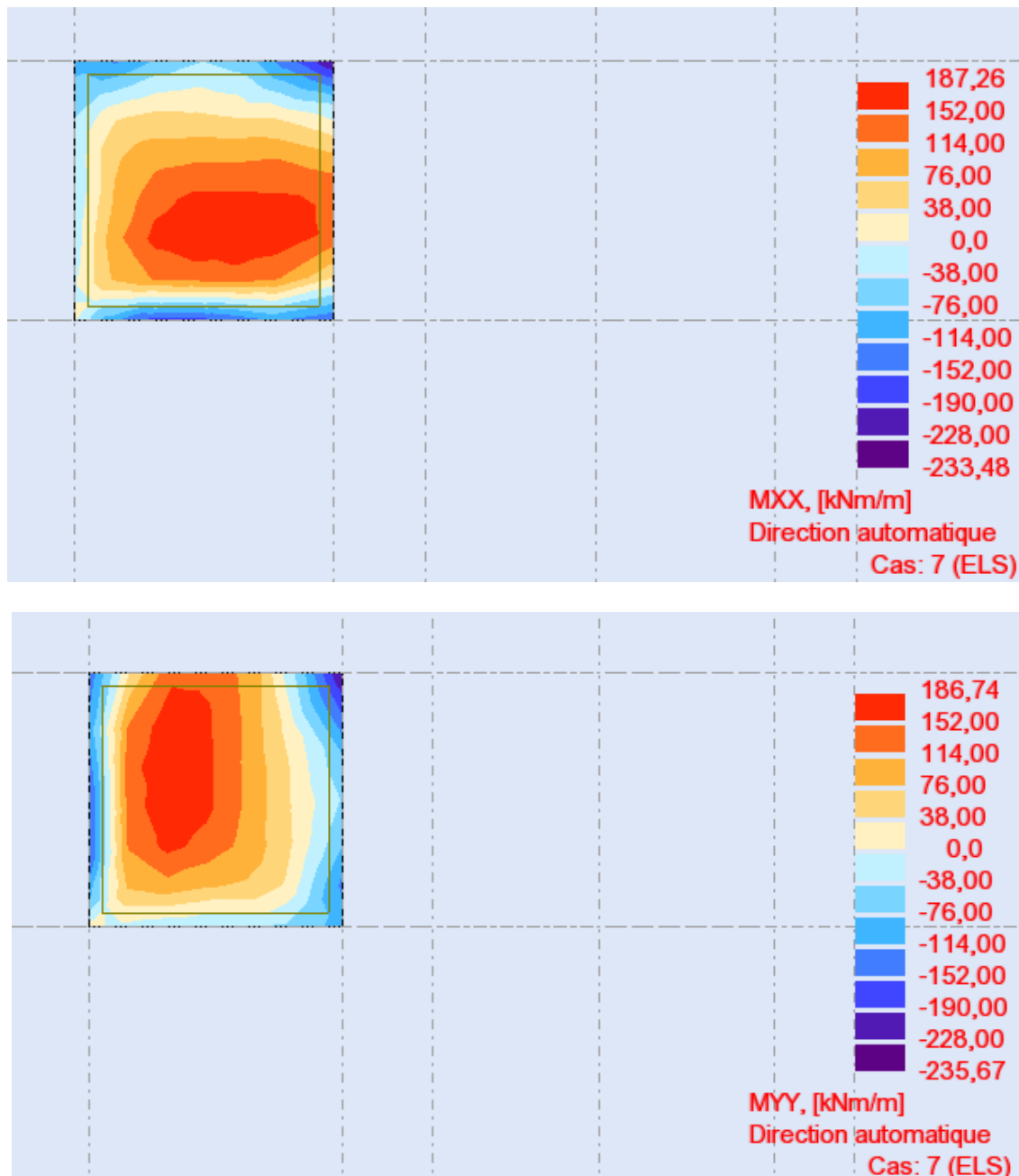


Figure IX.4 : Sollicitations du radier (ELS).

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Sens x :

	Mx (KNm/m)	Ax1 (cm ²)	Ax2 (cm ²)	Ax1 adoptée	Ax2 adoptée	A adoptée (cm ²)
appui	235,39	23,8	13,8	8HA20	2HA20+6HA14	40,65
travée	189,13	19,2	2,6	8HA20	8HA10	26,7

Tableau IX.1 : Ferrailage du radier dans le sens x

Sens y :

	My (KNm/m)	Ay1 (cm ²)	Ay2 (cm ²)	Ay1 adoptée	Ay2 adoptée	A adoptée (cm ²)
appui	235,67	23,8	13,8	8HA20	2HA20+6HA14	40,65
travée	186,74	19	2,1	8HA20	8HA10	26,7

Tableau IX.2 : Ferrailage du radier dans le sens y

IX.2.5.2. Ferrailage des nervures

Les nervures sont calculées comme une poutre renversée en flexion simple en fonction des sollicitations déduites du logiciel ROBOT.

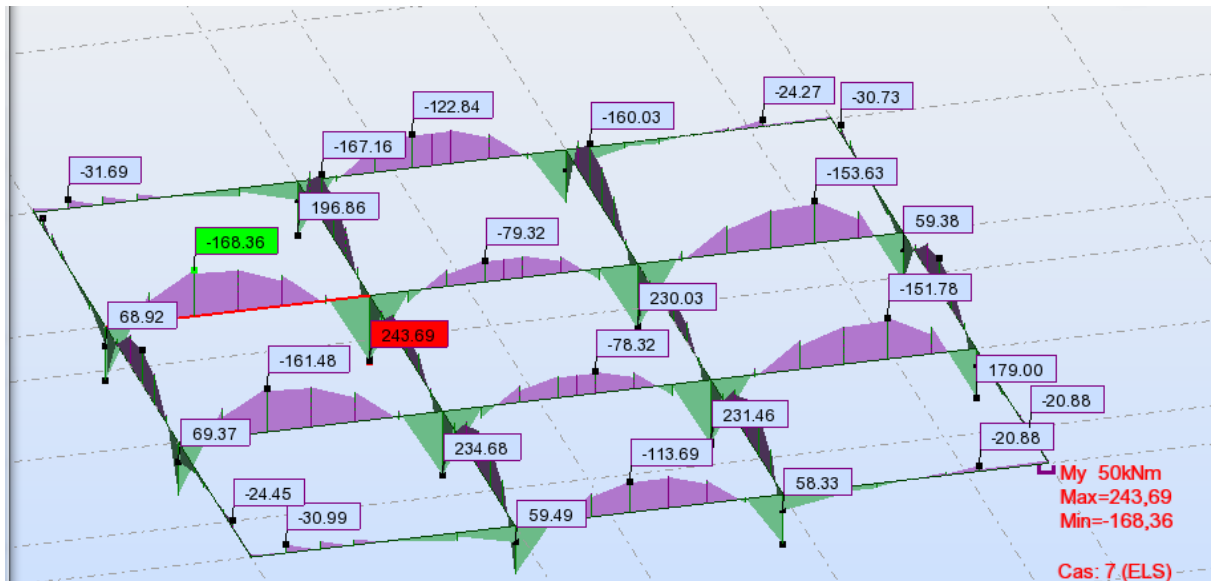


Figure IX.5 : Diagramme moment fléchissant des nervures.

D'après le programme Expert : Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Nervure MAX :

	My (KNm/m)	As1 (cm ²)	As1 adoptée	A adoptée (cm ²)
appui	239,45	13.4	3HA20+3HA14	14.04
travée	168,36	9.3	5HA16	10.05

Tableau IX.3 : Ferrailage nervure dans le sens y.

Remarque :

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

⇒ Soit : 3HA14 = 4.62 cm² par face.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout les logiciels de calcul tel que « Robot ».

Lors de ce travail, nous avons tenté d'utiliser un logiciel technique, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint notre objectif qui nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

➤ Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91**: béton armé aux états limites.

Cours :

- Béton armé.....Mr.MERZOUD
- Dynamique des structures.....Mr.Kebaili & Mr.Gouasmia
- Cour de fondations et coupoleMr.Slougha
- Génie sismique.....Mr.Kebaili

Livres :

- Traité de béton armé (toiture, voutes, coupoles).....A.Guerrin
- Le béton armé aux états limites (justification et verification des sections selon les règles BAEL 91.....Bachir Kebaili

Mémoires de fin d'études :

- Etude d'un complexe touristique.....Z.F. GUECHI
- Modélisation d'un bâtiment R+6 portique à usage d'habitation...S. ARIES & R. MEKMOUCHE

Logiciels :

- **Robot 2014**Analyse des structures.
- **AUTOCAD 2014**.....Dessin.
- **EXCEL 2007**.....Calcul.
- **WORD 2007**.....Traitement du texte
- **EXPERT 2010**.....Calcul.