



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA

جامعة سعد دحلب-البليدة-

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

كلية العلوم الهندسية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : *STRUCTURE REPARATION ET COUT DE CONSTRUCTION*

THÈME

Etude d'un Hôtel en (R+8) en béton armé contreventé par voiles-portiques

Encadré par :

Dr. SETHIA

Présenté par :

- *M^r : LACHEMAT Yassine*

- *M^r : FORTAS Hassen*

PROMOTION : 2012 - 2013

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة ودراسة فندق يتألف من طابق ارضي + 8 طوابق يتم انجازه بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA99 version 2003 مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات، الأعمدة والجدران المسلحة. الدراسة الديناميكية تتم باستعمال برنامج آلي (SAP2000 V14) تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91 mod99) للتحقق من نتائج التسليح استعنا بواسطة برنامج آلي متطور Robot expert قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Le but de ce travail est la conception d'un hôtel en (R+8) qui sera implanté dans la wilaya de ALGER, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système portique contreventé par des voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000 V14). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur à savoir le RPA99 version 2003, CBA93 et le BAEL91 modifié en 99. Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisé un logiciel (Robot expert). Enfin, l'infrastructure a été étudiée on calculant les fondations.

Summary

The aim of this project is the conception and study of a hotel (F+8), will be implanted in ALGIERS, and classified in zone III according to the Algerian payment seismic (RPA 99 version 2003). The stability of the building is ensured by a frame system with shear walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP2000V14). The measurements and the design of the reinforcement of the resist elements were dine. For the checking of reinforcement we used software (Robot expert). The infrastructure has been studied by calculating the foundations.

Remerciements

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

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions vivement notre promoteur **SATEHI AZIZ** et l'ensemble des professeurs qui ont contribué à notre formation de Master ainsi qu'au (CTC centre BLIDA), (BET BREP)

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

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

Table des matières

Chapitre I : présentation du l'ouvrage	1
1. Introduction.....	3
1.1. Présentation de l'ouvrage	3
1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	4
1.2.1. Dimensions en plan du bâtiment	4
1.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment	4
1.2.3. Système de contreventement	4
1.2.4. Planchers	4
1.2.5. Maçonnerie	4
1.2.6. Revêtements	4
1.2.7. L'acrotère	5
1.2.8. Les escaliers	5
1.2.9. Infrastructure	5
1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
1.3.1. Béton	5
1.3.2. Béton Armé	5
1.3.3. Les Aciers	9
2. Conclusion	10
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	11
1. Introduction	12
2. Pré-dimensionnement des planchers	12
2.1. Plancher à corps creux	12
2.2. Plancher en dalle pleine.....	13
3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation	13
3.1. Maçonnerie	13
3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison)	13
3.1.2. Murs extérieurs (double cloison)	14
3.2. Plancher	15
3.2.1. Plancher terrasse	15

3.2.2. Plancher courant	16
3.3. L'acrotère	17
3.3.1. Charge permanente	17
4. Pré-dimensionnement des poutres	18
5. Pré-dimensionnement des poteaux	19
5.1 Étapes de Pré-dimensionnement	19
5.2. Descente des charges	19
5.2.1. Calcul de l'effort Nu	21
5.2.2. Choix de section de poteau.....	22
5.2.3. Vérification selon le RPA99v2003	22
6. Pré-dimensionnement des voiles	23
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	24
1. L'acrotère	25
1.1. Introduction	25
1.2. Evaluation des charges et surcharges	25
1.3. Calcul des efforts	26
1.4. Calcul du ferrailage	26
1.4.1. Armatures principales	26
1.4.2. Armatures de répartition	27
2. Étude des plancher	31
2.1. Étude des poutrelles	31
2.1.1 Évaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	31
2.1.2 Les différents types des poutrelles	32
2.1.3 Méthodes de calcul des poutrelles	33
2.1.4 Calcul des sollicitations.....	36
2.1.5. Ferrailage des poutrelles.....	42
2.2 Ferrillages de table de compression	51
3. Les escaliers.....	52
3.1. Introduction	52
3.2. Étude de l'escalier droit	53
3.2.1 Pré-dimensionnement	53
3.2.2. Évaluation des charges	55

3.2.3 Détermination des sollicitations	56
3.2.4. Calcul du ferrailage	57
3.3. La poutre palière	60
4. La dalle machine	64
4.1. Introduction	64
4.2. Pré-dimensionnement	65
4.3.Évaluations des charges	65
4.3.1. Charge permanente	65
4.3.2Charges d'exploitation	66
4.4. Calcul des sollicitations	66
4.5. Le ferrailage	67
4.6. Les vérifications	68
5. Etude des balcons	70
5.1. Dimensionnement.....	70
5.2. Détermination des charges.....	70
5.3. Calcul des armatures.....	71
5.4. Vérification.....	72
Chapitre IV : Étude dynamique	75
1. Introduction	76
1.1. Historique	76
1.2. Le séisme	76
1.3. Objectif de l'étude dynamique	77
1.4. Détermination des fréquences et modes propres	77
2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques.....	79
2.1. Méthode statique équivalente	79
2.1.1. Principe de la méthode	79
2.1.2. Domaine d'application	79
2.2. Méthode d'analyse modale spectrale	79
2.2.1. Principe de la méthode	79
2.2.2. Domaine d'application	79
2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	80
3. Choix de la méthode de calcul	80
3.1 Critères de classification par RPA 99 version 2003	80

3.1.1. Classification des zones sismiques	80
3.1.2. Classification de site	80
3.1.3. Classification de l'ouvrage	80
4. Analyse de notre structure.....	81
1. Modèle initiale.....	81
4.1. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique.....	81
4.2 Résultats de l'analyse dynamique par <i>SAP2000</i>	82
4.2.1. Vérification de la participation massique	82
4.2.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	84
2. Modèle final	86
4.3. Résultats de l'analyse dynamique par <i>SAP2000</i>	86
4.3.1. Vérification de la participation massique	86
4.3.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	89
4.3.3. Vérification des déplacements	91
4.3.4 .Justification vis à vis de l'effet P.....	92
4.3.5 .Vérification des sollicitations normales	93
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.....	95
1. 1. Ferrailage des poteaux	96
1.1 Introduction	96
1.2. Détermination des armatures longitudinales.....	96
1.2.1. Recommandations des règlements.....	96
1.2.2. Sollicitation extrêmes de ferrailage.....	98
1.2.3. Choix des armatures.....	103
1.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite des services.....	103
1.3 Ferrailage transversal des poteaux	106
1.3.1 Vérification de la quantité d armatures transversal minimal.....	108
1.3.2 Longueur de recouvrement	109
2. Ferrailage des poutres.....	110
2.1. Introduction.....	110
2.2. Recommandation selon RPA99/2003.....	110
2.3. Calcul de ferrailage.....	110
2.3.1. Choix des armatures.....	113
2.3.2. Condition de non fragilité.....	114

2.4. Vérification.....	114
2.5. Calcul des armatures transversales.....	116
2.6. Vérification de la flèche	118
3. Ferrailage des voiles.....	123
3.1. Introduction.....	123
3.2. Recommandations exigées par le RPA99/2003.....	124
3.3. Méthode de calcul.....	126
3.4. Ferrailage vertical.....	128
3.4.1. Détermination des sollicitations.....	128
3.4.2 Armatures verticales.....	129
3.4.3 Armatures minimales de RPA99/2003.....	130
3.4.4. Le pourcentage minimal.....	130
3.4.5. Armatures horizontales.....	130
3.4.6. Vérification.....	131
3.5. Ferrailage des voiles.....	132
3.5.1. Voiles pleins.....	132
3.5.2. Voiles ouvertes.....	136
3.6. Étude des linteaux.....	138
3.6.1. Détermination des sollicitations.....	138
3.6.2. Étapes de calcul.....	138
3.6.3. Exemple de calcul.....	141
3.6.4. Ferrailage des linteaux.....	143
Chapitre VI : Étude de l'infrastructure	147
1. Introduction.....	148
2. Étude de la fondation	148
2.1. Généralité.....	148
2.2. Choix de type de la fondation.....	149
2.3. Calcul du radier	150
2.3.1 Pré-dimensionnement du radier.....	150
2.3.2 Nervure.....	151
2.3.3. Vérification de la stabilité du radier.....	153
2.3.4 Caractéristique géométrique du radier.....	153

2.3.5 Ferrailage du radier	154
2.3.6 Ferrailage de la nervure	159

Liste des tableaux

I. présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Les divers états-limites

II. Pré-dimensionnement et évaluation des charges

Tableau II. 1 : Charge permanent du mur simple cloison

Tableau II.2 : Charge permanent du mur double cloison

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse en corps creux

Tableau II. 4 : Charge permanente du plancher courant en dalle corps creux

Tableau II.5 : Charge permanente du plancher courant en dalle pleine

Tableau II.6 : Charge d'exploitation

Tableau II.7 : Dégression des surcharges

Tableau II.8 : Détermination de la section des poteaux de chaque niveau

Tableau II.9 : choix des sections des poteaux

Tableau II.10 : Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003 (poteaux carrés)

III. Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Calcul des efforts dans l'acrotère

Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Tableau III.3 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU

Tableau III.4 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS

Tableau III.5 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU

Tableau III.6 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS

Tableau III.7 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELU

Tableau III.8 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELS

Tableau III.9 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU

Tableau III.10 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS

Tableau III.11 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU

Tableau III.12 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS

Tableau III.13 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELU

Tableau III.14 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELS

Tableau III.15 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 4 à l'ELU

Tableau III.16 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 4 à l'ELS

Tableau III.17 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU

Tableau III.18 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS

Tableau III.19 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU
Tableau III.20 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS
Tableau III.21 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELU
Tableau III.22 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELS
Tableau III.23 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 4 à l'ELU
Tableau III.24 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 4 à l'ELS
Tableau III.25: calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelles.
Tableau III.26 : choix de type d'armatures adopté pour les différents types de poutrelles.
Tableau III.27 : Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.
Tableau III.28 : Récapitulatif du calcul de la flèche
Tableau III.29 : Charge permanente du palier de repos de l'escalier
Tableau III.30 : Charge permanente de la paillasse de l'escalier
Tableau III.31 : Combinaisons des charges de l'escalier
Tableau III.32 : Récapitulation des résultats
Tableau III.33 : les moments et les efforts tranchants
Tableau III.34 : Charge permanente de la dalle machine
Tableau III.35 : Charges des équipements
Tableau III.36 : le chargement de la dalle
Tableau III.37 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)
Tableau III.38 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)
Tableau III.39 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.
Tableau III.40 : Vérification de l'effort tranchant
Tableau III.41 : Charge permanent du balcon
Tableau III.42 : Vérification des contraintes du balcon
Tableau III.43 : Ferrailage du balcon

Chapitre IV : Étude dynamique

Tableau IV.1: Période et facture de participation massique du modèle
Tableau IV.2 : Calcul de la force sismique
Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques
Tableau IV.4 : Période et facture de participation massique du modèle
Tableau IV.5 : Calcul de la force sismique
Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Tableau IV.9 : Vérification l'effet P- Δ sens X

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

Tableau IV.11 : Vérifications des sollicitations normales

V. Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V. 1 : Caractéristiques du béton et de l'acier

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{max} , M_{corr})

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{min} , M_{corr})

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_{max} , N_{corr})

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{max} , M_{corr})

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{min} , M_{corr})

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_{max} , N_{corr})

Tableau V.8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{max} , M_{corr})

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{min} , M_{corr})

Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_{max} , N_{corr})

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

Tableau V.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

Tableau V.14 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Tableau V.16 : Espacement maximales selon RPA99

Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Tableau V.18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres principales

Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

Tableau V.25: Vérification de la condition de non fragilité

Tableau V. 26 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Tableau V. 27 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Tableau V. 28 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Tableau V. 29 : Calcul des armatures transversales

Tableau V. 30 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Tableau V. 31 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Tableau V. 32 : récapitulatif des résultats V1

Tableau V. 32 : récapitulatif des résultats V1

Tableau V. 33 : récapitulatif des résultats V3

Tableau V. 34 : récapitulatif des résultats V4

Tableau V. 35 : récapitulatif des résultats V6

Tableau V. 36 : récapitulatif des résultats V2

Tableau V. 37 : récapitulatif des résultats V5

Tableau V. 38 : récapitulatif des résultats V2

Tableau V. 39 : récapitulatif des résultats V5

VI. Étude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Sections des nervures

Tableau VI.2 : Calcul des moments à l'ELU

Tableau VI.3 : Calcul des moments à l'ELS

Tableau VI.4 : Choix des armatures

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes

Tableau VI.6 : Redimensionnement des armatures

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes

Tableau VI.10 : Redimensionnement des armatures

Tableau VI.11: Vérification des contraintes

Liste des figures

I. Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : courbe contrainte déformation du béton

Figure I.2 : courbe contrainte déformation du l'acier

II. Pré-dimensionnement et évaluation des charges

Figure II.1 : dimension des corps creux

Figure II.2 : Mur simple cloison

Figure II.3 : Mur double cloison

Figure II.4 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux

Figure II.5 : Composants d'un plancher courant en corps creux

Figure II.6 : Composants d'un plancher courant en dalle pleine

Figure II.7 : dimensions de l'acrotère

Figure II.8 : Schéma du voile

III. Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : L'acrotère

Figure III.2 : dimension de l'acrotère

Figure III.3 : les charges sur l'acrotère

Figure III.4 : Coupe verticale et horizontale du ferrailage de l'acrotère.

Figure III.5 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Figure III.6 : ferrailage de la dalle de compression

Figure III.7 : Schéma statique de l'escalier

Figure III.8 : schéma simplifié du chargement de la poutre à l'ELU

Figure III.9 : Schéma simplifié du chargement de la poutre à l'ELS

Figure III.10 : Ferrailage de la poutre palière

Figure III.11: Ferrailage des escaliers.

Figure III.12 : Types de la dalle

Figure III.13 : Différentes charges agissantes sur la dalle

Figure III.14 : Ferrailage de la dalle machine sens L_y

Figure III.15 : Ferrailage de la dalle machine sens L_x

Figure III.16 : Schéma statique de balcon

Figure III.17 : Ferrailage de balcon

IV. L'étude dynamique

Figure IV.1 : Spectre de réponse

Figure IV.2 : Disposition du voile modèle initial

Figure IV.3 : Présentation des modes du modèle initial

Figure IV.4 : Disposition du voile modèle final

Figure IV.5 : présentation des modes du modèle final

V. Ferrailage des éléments structuraux

Figure V.1 : Définition de la zone nodale dans les poteaux

Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux

Figure V.3: Arrêt de barre

Figure V.4: Schéma de ferrailage de poutre principal

Figure V.5: Schéma de ferrailage de poutre non porteuse (RDC+TERASSE)

Figure V.6: Schéma de ferrailage de poutre non porteuse (étage courant)

Figure V.7: Voile avec ouverture

Figure V.8: Section entièrement comprimée

Figure V.9: Section partiellement comprimée

Figure V.10: Section entièrement tendue

Figure V.11: disposition des voiles

Figure V.12: ferrailage des linteaux

Figure V.13: schéma de ferrailage de voile plein 1 (zone1)

Figure V.14: schéma de ferrailage de voile plein 1 (zone2)

Figure V.15: schéma de ferrailage de voile plein 1 (zone3)

Figure V.16: schéma de ferrailage de voile avec ouverture 2 (zone1)

Figure V.17: schéma de ferrailage de voile avec ouverture 2 (zone2)

Figure V.18: schéma de ferrailage de voile avec ouverture 2 (zone3)

VI. Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

Figure VI.2 : Ferrailage du radier sens (xx).

Figure VI.3 : Ferrailage du radier (yy).

Figure VI.4 : Ferrailage de nervure

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol.

Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

- Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens
- Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale

Au sens large, tout objet fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposées sans subir de déformations importantes est une structure. Pour l'ingénieur civil il s'agit principalement de bâtiments, tours, murs, ponts, barrages, câbles, etc....

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos. Ils doivent protéger le milieu intérieur et corriger les agressions du milieu extérieur.

Les phénomènes déclencheurs notamment les séismes malheureusement continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

Il est donc indéniable qu'il existe des règles élémentaires de construction permettant de résister efficacement aux séismes en tenant compte de multiples facteurs (site, nature du sol, qualité des matériaux utilisés, interaction sol structure etc.....).

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil. Ce dernier est donc appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures.

Il apparaît important de souligner que, dans le cas des ouvrages courants, construire parasismique revient le plus souvent à respecter quelques règles simples et à se poser des questions de bon sens, dont l'objectif est d'assurer une protection des vies humaines et des constructions.

Concernant notre projet nous avons pour objectif de mettre en application nos connaissances acquises durant la formation de Master par le calcul détaillé d'une structure, en utilisant les règlements en vigueur.

L'exposé de notre étude est subdivisé en six chapitres :

Le premier chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en élévation, des éléments structuraux et non structuraux ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés

Pour toute étude d'une structure, le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutre et voiles) se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique, c'est le deuxième chapitre.

Le troisième chapitre contient le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les poutrelles, la dalle de compression, les balcons et les escaliers)

Dans le quatrième chapitre nous intéressons à la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements.

Pour que la structure résiste à différentes sollicitations nous calculerons le ferrailage de ces éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera le cinquième chapitre..

Le sixième chapitre consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol d'où le dimensionnement et le ferrailage des fondations.

A titre de conclusion, notre étude se termine par un recensement d'un ensemble de remarques, constatations et recommandations.

1. Introduction

1.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme, «BREP» consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un hôtel,

L'hôtel est composé en trois blocs séparé par un joint de délimitation et une salle de conférence.

Notre étude est basé sur un de ses blocs.

Le bloc est en béton armé comportant sept (07) niveaux sur rez-de-chaussée avec terrasse inaccessible.

L'ouvrage en question sera implanté à wilaya de ALGER, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (zone III).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

1.2.1. Dimensions en plan du bâtiment

- Longueur totale de bâtiment → 26,1 m
- Largeur totale du bâtiment → 20,6 m

1.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment

- Hauteur des étages → 3,54 m
- Hauteur de rez-de-chaussée → 4,56 m
- Hauteur totale du bâtiment → 34,68 m

1.2.3. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 10m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

1.2.4.Planchers

Nous avons utilisé (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

1.2.5.Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 05cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

1.2.6.Revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Dalle de sol de 1 cm dans toutes les surfaces
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

1.2.7.L'acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé 60 cm de hauteur et de 16 cm d'épaisseur.

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage

- ✓ Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

1.2.8.Les escaliers

La circulation verticale entre les étages est assurée par un escalier droit à deux volets.

1.2.9.Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément à l'étude géologique de l'assiette réservée à la construction de l'hôtel.

1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.3.1. Béton

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant en proportions convenables et de manière homogène :

- du ciment
- un « granulat » composé de sable et de matériaux pierreux (gravillons, cailloux),
- de l'eau.

Le mélange fait prise puis « durcit », ce qui se traduit par un accroissement de ses résistances à la compression et à la traction. La première atteint des valeurs élevées, en moyenne, 25 à 35 MPa, mais le second reste relativement incertain et faible (de l'ordre du douzième de la résistance à la compression, c'est-à-dire de 2 à 3 MPa). Le béton est donc un matériau fragile.

1.3.2. Béton Armé

Pour pallier les inconvénients résultant de la fragilité du béton, on associe au béton des armatures en acier disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal 'effort de traction'.

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

1.3.2.1. Résistance du béton

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

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage

1.3.2.1.1. Résistance à la compression

La résistance à la compression est mesurée par écrasement à la presse hydraulique de cylindres droits de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est donc $B = 200 \text{ cm}^2 = 0,02 \text{ m}^2$

Si P est la charge de rupture de l'éprouvette, on a pour une éprouvette cylindrique de 16x 32cm âgée de 'j' jours :

$$f_{crj(MPA)} = \frac{P(MN)}{B(m^2)} = \frac{P(MN)}{0.02}$$

La résistance à la compression varie avec l'âge j du béton. Dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge.

Après écrasement on peut déterminer la résistance du béton à n'importe quel jour en utilisant les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Avec } f_{c28} > 40 \text{ MPA} \dots \dots \dots [2].$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Avec } f_{c28} < 40 \text{ MPA} \dots \dots \dots [2].$$

Lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1,10 f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

1.3.2.1.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours, notée f_{t28} , est conventionnellement définie par la relation suivante, valable pour $f_{c28} < 60 \text{ MPa}$.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ (MPa) [2].}$$

Le fait que les règles C.B.A.93 donnent de la résistance caractéristique à la traction une valeur conventionnelle en fonction de f_{c28} ne doit pas inciter à négliger de faire, en cours de travaux, un contrôle des résistances à la traction par l'un des trois essais :

- Essai de flexion d'éprouvettes prismatiques
- Essai de fendage d'éprouvettes cylindriques
- Essai de traction axial

1.3.2.2. Contraintes limites

1.3.2.2.1. Les états-limites

Un « état-limite » est un état particulier dans lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Les divers états-limites que l'on peut envisager peuvent être classés en deux catégories selon le tableau ci-dessous.

Etats-limites ultimes	Etats-limites de service
Mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes (droit pénal)	Sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité (droit civil)
Correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ses éléments par : -perte d'équilibre statique -rupture de sections non ductiles ou déformations plastiques excessives -instabilité de forme (flambement) -transformation de la structure en un mécanisme	-ouverture excessive des fissures -compression excessive du béton -déformations excessives des éléments porteurs -vibration inconfortable pour les usagers, ou rendant la structure impropre à remplir sa fonction -étanchéité, isolation, etc.

<p>Critères de calcul :</p> <ul style="list-style-type: none"> -déformations relatives limites (ou courbure limite) -calculs de type « rupture » : lois réelles (idéalisées) $\sigma - \varepsilon$ 	<p>Critères de calcul :</p> <ul style="list-style-type: none"> -contraintes admissibles (ou déformations admissibles) -calculs de type « élastique » : loi de Hooke, coefficient d'équivalence
--	--

Tableau I.1 : Les divers états-limites

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la relation :

- Cas normal $\overline{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,20 \times f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right)$ [2].
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\overline{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right)$ [2].

1.3.2.2.3. L'état limite de service

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots [2].$$

1.3.2.2.2. L'état limite ultime [2]

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots \dots \dots [2]$$

- γ_b Coefficient de sécurité, tel que:
- $\gamma_b=1.5$ Pour combinaisons fondamentales
- $\gamma_b=1.15$ Pour combinaisons accidentelles
- θ Coefficient en fonction de la durée d'application des actions, tel que:
- $\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h
- $\theta = 0,9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
- $\theta = 0,85$ Lorsque la durée est inférieure à 1h

1.3.2.3. Module de déformation longitudinale

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Avec } f_{cj} \text{ en MPa}) \dots \dots \dots [2].$$

Sous contraintes de longue durée d'application :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Avec } f_{cj} \text{ en MPa}) \dots \dots \dots [2].$$

1.3.2.4. Coefficient de Poisson

Lorsque l'on soumet à la compression axiale une éprouvette cylindrique de longueur ' l 'et de diamètre ' a ', elle subit un raccourcissement longitudinale δl et une dilatation transversale qui porte le diamètre de $a + \delta a$.

On appelle Coefficient de Poisson et l'on désigne par ν le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative :

$$\nu = \frac{\delta a/a}{\delta l/l}$$

Le coefficient de poisson est prise égale à :

$\nu = 0,2$ Pour le calcul de déformation (ELS)

$\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations (ELU)

1.3.2.5. Diagramme contrainte-déformation [2]

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

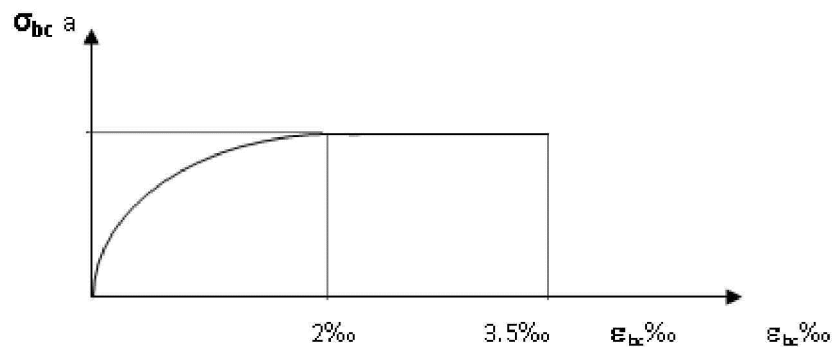


Figure I.1 : courbe contrainte déformation du béton

1.3.3. Les Aciers

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre, sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts :

1.3.3.1. Types d'aciers

Les différents types d'aciers utilisés sont :

❖ Ronds lisses : Acier naturel de nuance :

FeE235 caractérisé par :

- Limite élastique 235 MPa
- Contrainte de rupture 410 à 490 MPa
- Allongement 25 ‰

❖ Barres à haute adhérence : Ce sont des aciers de type 1

de nuance FeE400 caractérisé par :

- Limite élastique 400 MPa
- Contrainte de rupture 480 MPa
- Allongement de rupture 14%
- Module d'élasticité $E_s = 2 \times 10^5$ MPa
- Allongement maximale est limitée à 10 ‰

1.3.3.2. Contrainte limite

1.3.3.2.1. L'état limite ultime [2]

On prendra pour le calcul un diagramme « contrainte -déformation » déduit du diagramme réel par affinité parallèle à l'origine dont le rapport $1/\gamma_s$

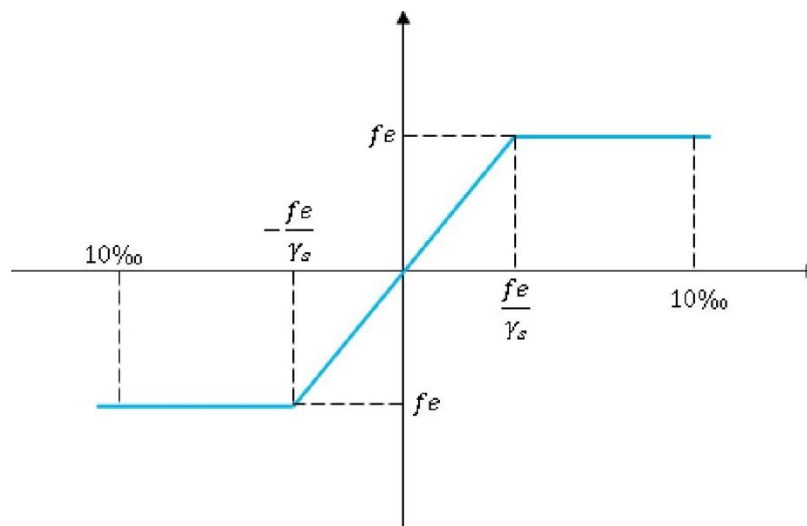


Figure I.2 : courbe contrainte déformation du l'acier

Avec :

f_e : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité ayant pour valeur: $\gamma_s = 1.00$ Cas des actions accidentelles

$\gamma_s = 1,15$ Cas des actions durables

1.3.3.2.2. L'état limite de service

On distingue trois cas :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification
- Fissuration préjudiciable : à vérifier

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [2/3 \times f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}] \text{ MPa} \dots \dots \dots [2].$$

- Fissuration très préjudiciable : à vérifier

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [1/2 \times f_e, 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}] \text{ MPa} \dots \dots \dots [2].$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence.

f_{tj} : Résistance à la traction du béton.

2. Conclusion

Pour notre projet, les valeurs à utiliser sont :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{i28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164.4 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \left\{ \begin{array}{l} 14.2 \text{ MPa} : \text{situation durable} \\ 14.48 \text{ MPa} : \text{situation accidentelle} \end{array} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \begin{array}{l} 3.33 \text{ MPa} : \text{fissuration peu nuisible} \\ 2.5 \text{ MPa} : \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{array} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} : \text{fissuration préjudiciable pour les HA}$$

$$F_e E400, f_e = 400 \text{ MPa} : \text{Pour les armatures longitudinales}$$

$$F_e E235, f_e = 235 \text{ MPa} : \text{Pour les armatures transversales}$$

CHAPITRE I :
Introduction générale

CHAPITRE II :
PRE-DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

CHAPITRE III :
CALCULS DS ELEMENTS
SECONDAIRE

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE EN
ZONE SISMIQUE

CHAPITRE V :
FERRAILLAGE DES
ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE VI :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

1. Introduction

La phase de pré-dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase d'exécution qu'a pour but de justifier la solution d'avant-projet.

Avant de procéder à la descente des charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux et les voiles.

2. Pré-dimensionnement des planchers

2.1. Plancher à corps creux

Résistance à la flexion

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$$

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis

$$\frac{490}{25} \leq h \leq \frac{490}{20} \rightarrow 19.6 \text{ cm} < h < 24.5 \text{ cm}$$

On choisit $h = 21 \text{ cm}$ (16+5).

Condition d'isolation thermique :

$h_{\min} \geq 16 \text{ cm}$ D'où on a $21 \text{ cm} > 16 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Type de corps creux utilisé

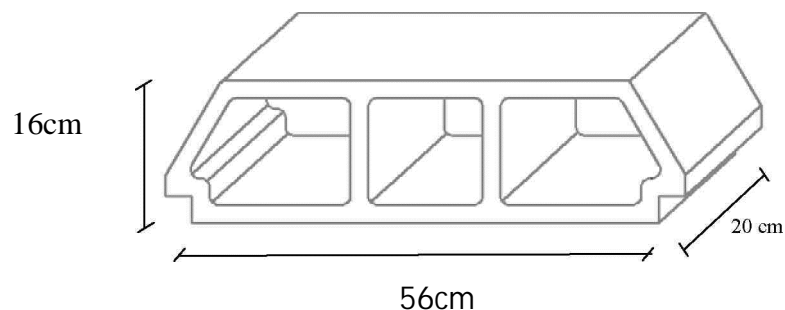


Figure II.1 : Dimensions des corps creux

Plancher en dalle pleine

Résistance à la flexion

La dalle portant sur 4 appuis :

$$\frac{L}{45} \leq h \leq \frac{L}{40}$$

$$\frac{490}{45} \leq h \leq \frac{490}{40} \rightarrow 10.88\text{cm} < h < 12.25\text{cm}$$

On choisit : $h = 12\text{ cm}$

Condition d'isolation acoustique

$$h_{min} > 16\text{ cm} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on adopte : $h = 16\text{ cm}$

Condition de la résistance au feu

$h = 7\text{ cm}$ pour assurer un coupe-feu d'une heure,

$h = 11\text{ cm}$ pour assurer un coupe-feu de deux heures.

$16\text{ cm} > 11\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Condition de la flèche

$$F_{\max} = \frac{5ql_x^4}{348EL} \leq \frac{L}{500}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{5 \times 500 \cdot q \cdot L^3}{384E \cdot b}} = 94.71 \sqrt[3]{q} = 2.02\text{ cm} \quad \mathbf{h = 16\text{cm}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Charge permanente de la dalle pleine : $G = 7.16 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$

à l'état limite de service : $q = G + Q = 9.66 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$

$16\text{ cm} > 13.64 \sqrt[3]{9.66 \times 10^4} = 1.35\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

3.Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation**3.1. Maçonnerie****3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison)**

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
			Total	1.62

Tableau II.1: Charge permanente du mur simple cloison [3]

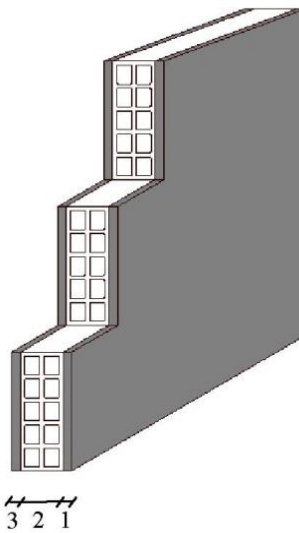


Figure II.2: *Mur simple cloison*

3.1.2. Murs extérieurs (double cloison)

N ^o	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.15	9	1.35
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	2.97

Tableau II.2: Charge permanente du mur double cloison [3]

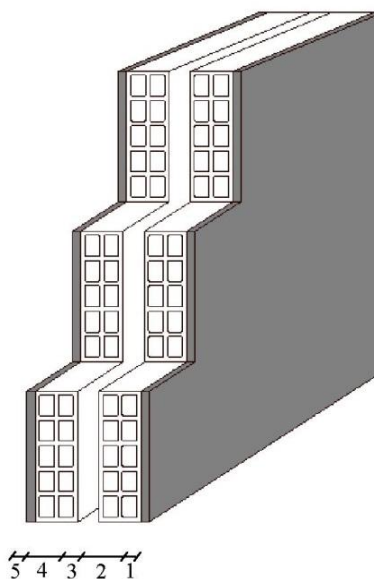


Figure II.3 : *Mur double cloison*

3.2. Plancher

3.2.1. Plancher terrasse

Dalle corps creux (charge permanente)

N ^o	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Gravillon roulé	0.05	17.00	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6.00	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente 1%	0.10	22.00	2.2
5	Plaque de liège	0.04	4.00	0.16
6	Par vapeur	0.01	6.00	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Plancher à corps creux	0.16+0.05	13.10	2.75
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			Total	6.40

Tableau II.3: Charge permanente du plancher terrasse en corps creux [3]

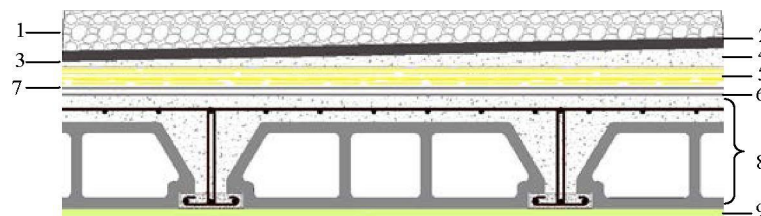


Figure II.4: Composants d'un plancher terrasse en corps creux

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

3.2.2. Plancher courant

Dalle corps creux (charge permanente)

N ^o	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	2.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	18	0.4
3	Lit de sable	0.03	20	0.54
4	Plancher à corps creux	0.16+0.05	13.10	2.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Mur simple cloison	0.14	-	1.62
			Total	5.91

Tableau II.4: Charge permanente du plancher courant en dalle corps creux [3]

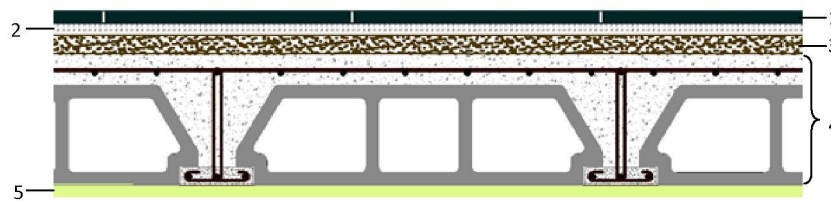


Figure II.5: Composants d'un plancher courant en corps creux

Dalle Pleine (charge permanente)

N ^o	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Mur simple cloison	0.14	-	1.62
			Total	7.16

Tableau II.5: Charge permanente du plancher courant en dalle pleine [3]

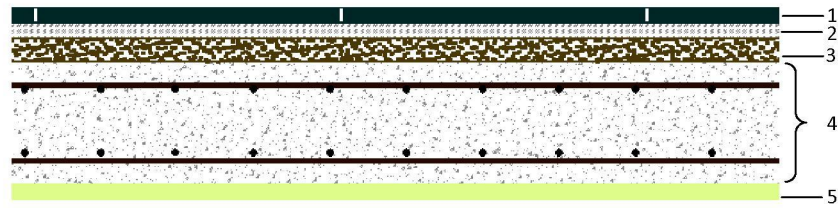


Figure II.6: Composants d'un plancher courant en dalle pleine

Surcharge d'exploitation

L'usage	Salon de thé	Réserve	Cafétéria	Escalier	Sanitaire
Q (KN/m ²)	2.5	3.5	2.5	2.5	1.5
L'usage	Local d'entretien	Librairie	boutique	bagage	Poste de contrôle
Q (KN/m ²)	2.5	2.5	5	3.5	2.5
L'usage	Conciergerie	Bureaux	Agence de voyage	sécurité	Hall
Q (KN/m ²)	1.5	2.5	2.5	2.5	2.5
L'usage	chambre	Terrasse	administration	Salle de réunion	Salon de coiffure
Q (KN/m ²)	1.5	3.5	2.5	2.5	1.5
L'usage	Infirmierie	Salon d'étage	Salon d'information	Cuisine	Séjour
Q (KN/m ²)	1.5	1.5	1.5	5	2.5

Tableau II.6: Charges d'exploitation [3]

3.3. L'acrotère

3.3.1 Charge permanente

$$G = p \times S \times l_m$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

p : Le poids volumique du béton armé

$$S = (0.10 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + 0.1 \times (0.03/2) = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1.0 = 1.712 \text{ kN/ml}$$

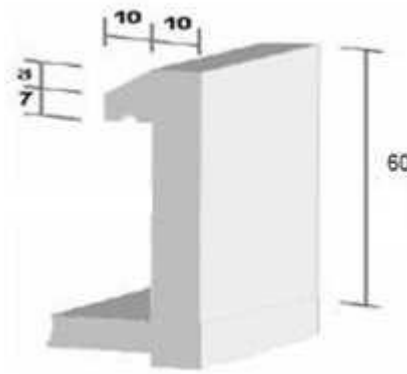


Figure II.7: dimensions de l'acrotère

4. Pré-dimensionnement des poutres

Condition de résistance

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

L : la plus grande portée mesurée à nus d'appuis : $L = 4.9$ m

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \rightarrow 32.66\text{cm} < h < 49\text{cm}$$

On choisit : $h = 40$ cm

$$0.6h < b < h$$

$$24\text{cm} < b < 40\text{cm} \rightarrow \text{On choisit : } \mathbf{b = 30\text{ cm}}$$

Remarque: A cause de la similarité des travées dans les deux sens (x et y) on a opté a choisir des sections identique pour les poutres principales et les poutres secondaires .

Vérification des conditions du RPA99 version 2003-Art 7.5.1

Zone III (forte sismicité)

$$h > 0.3 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b > 0.2 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.5 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u=1,35G+1,5Q$), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne : ($N_u=1,1N_u$).

5.1.Étapes de Pré-dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du

RPA99 version 2003 (Art : 7.4.1)

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \quad \text{zone III}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

On a :

$$N_{ultime} \leq \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- N_u : Effort normal admissible à l'ELU.
- Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie $Br = (b-2 \text{ cm})(h-2 \text{ cm})$ pour les sections carrées
- $b = 1,50$ et $\gamma_s = 1,15$: Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- f_{c28} Et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau

5.2. Descente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

Dans notre structure le poteau le plus sollicité est le poteau D-10.

Loi de dégression :

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

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par [DTR B.C.2.2][*****].}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁ , Q₂ ,....., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1
P8	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	3,5
P7	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	4,8
P6	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,95
P5	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,95
P4	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,8
P3	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+\dots +Q_6)$	8,5
P2	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots +Q_7)$	9,21
P1	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots +Q_8)$	10,62
PRDC	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+\dots +Q_9)$	12,00

Tableau II.7 : Dégression des surcharges

5.2.1. Calcul de l'effort Nu :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

N	Aire de planche	Eléments	Dimensions (m)			Charge unitaire	Charge de l'étage (kN)		de G cumulé	Nu (kN)	1,1 Nu
			h	b	L	G	G	Q			
8	27,04	Plancher				6.4		173.06			
		poutre P	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poutre S	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poteau	0.30	0.30	3.54			7.96			
		Total						210.42	27.04	210.42	324.63
7	27,04	Plancher				5.91		159.81			
		poutre P	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poutre S	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poteau	0.3	0.3	3.54			7.96			
		Total						197.17	94.64	407.59	692.21
6	27,04	Plancher				5.91		159.81			
		poutre P	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poutre S	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poteau	0.3	0.3	3.54			7.96			
		Total						197.17	160.89	605.07	1058.18
5	27,04	Plancher				5.91		159.81			
		poutre P	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poutre S	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poteau	0.3	0.3	3.54			7.96			
		Total						197.17	187.92	802.24	1364.90
4	27,04	Plancher				5.91		159.81			
		poutre P	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poutre S	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poteau	0.3	0.3	3.54			7.96			
		Total						197.17	210.91	999.41	1665.57
3	27,04	Plancher				5.91		159.81			
		poutre P	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poutre S	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poteau	0.3	0.3	3.54			7.96			
		Total						197.17	229.84	1196.58	1960.14
2	27,04	Plancher				5.91		159.81			
		poutre P	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poutre S	0.4	0.3	4.9			14.7			
		Poteau	0.3	0.3	3.54			7.96			
		Total						197.17	249.04	1393.75	2255.12

1	27.04	Plancher				5.91	159.81				
		poutre P	0.4	0.3	4.9		14.7				
		Poutre S	0.4	0.3	4.9		14.7				
		Poteau	0.3	0.3	3.54		7.96				
		Total					197.17	287.16	1590.92	2578.48	
RDC	27.04	Plancher				5.91	159.81				
		poutre P	0.4	0.3	4.9		14.7				
		Poutre S	0.4	0.3	4.9		14.7				
		Poteau	0.3	0.3	4.56		10.26				
		Total					199.47	324.48	1790.39	2903.75	

Tableau II.8 : Détermination de la section des poteaux de chaque niveau

5.2.2. Choix des sections des poteaux :

Niveau	Nu (kN)	$B_r(\text{cm}^2)$	a=b (cm)	RPA	Choix
8	324.63	214.26	14.68	30*30	30*30
7	692.21	456.89	21.37	30*30	30*30
6	1058.18	698.40	26.42	30*30	30*30
5	1364.90	900.83	30.01	30*30	35*35
4	1665.57	1099.2	33.15	30*30	35*35
3	1960.14	1293.6	35.96	30*30	40*40
2	2255.1	1488.3	38.57	30*30	40*40
1	2578.4	1701.7	41.25	30*30	45*45
RDC	2903.7	1916.4	43.77	30*30	45*45

Tableau II.9 : choix des sections des poteaux

5.2.3. Vérification selon le RPA99v2003

D'après le RPA99V2003 [7.4.1], les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$Min(b, h) > 30\text{cm}$	$Min(b, h) = 30\text{ cm} > 30\text{ cm}$	V
$Min(b, h) > h_e/20$	$(3.54 - 0.4)/20 = 15.7\text{ cm}$	V
$0.25 < b/h < 4$	$0.25 < b/h = l < 4$	V

Tableau II.10 : vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003 (poteaux carrés)

6. Pré-dimensionnement des voiles :

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversal des bâtiments ; cet avantage approprié : banches et coffrages-tunnels.

L'épaisseur minimale est de 15 cm, et doit être inférieure à 4 fois sa longueur, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

[1]

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux $a > \text{Max}[h_e/25 ; 15 \text{ cm}] \dots\dots\dots [1]$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau $a > \text{Max}[h_e/22 ; 15 \text{ cm}] \dots\dots\dots [1]$
- Pour les voiles à abouts libres $a > \text{Max}[h_e/20 ; 15 \text{ cm}] \dots\dots\dots [1]$

En résumé, dans nos stades de conception et vérification il peut être qu'on utilisera le premier type avec :

$$h_{RDC} = 4.56 \text{ m}$$

$$h_{EC} = 3.56 \text{ m}$$

On adopte pour :

- le RDC un voile de 25 cm
- les autres niveaux un voile de 20 cm.

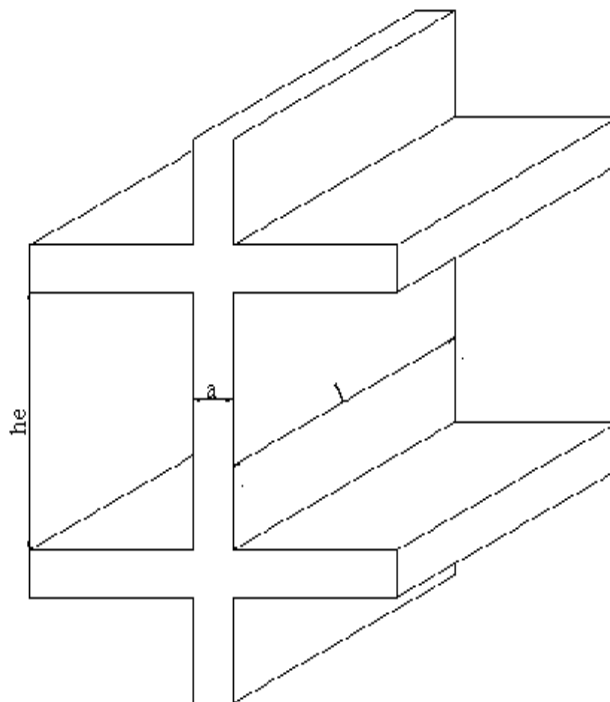


Figure II.8 : Schéma du voile

1. L'acrotère

1.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 60 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une surcharge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme très préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

Le calcul du ferrailage se fait pour une bonde de 1 m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur.



Figure III. 1 : L'acrotère

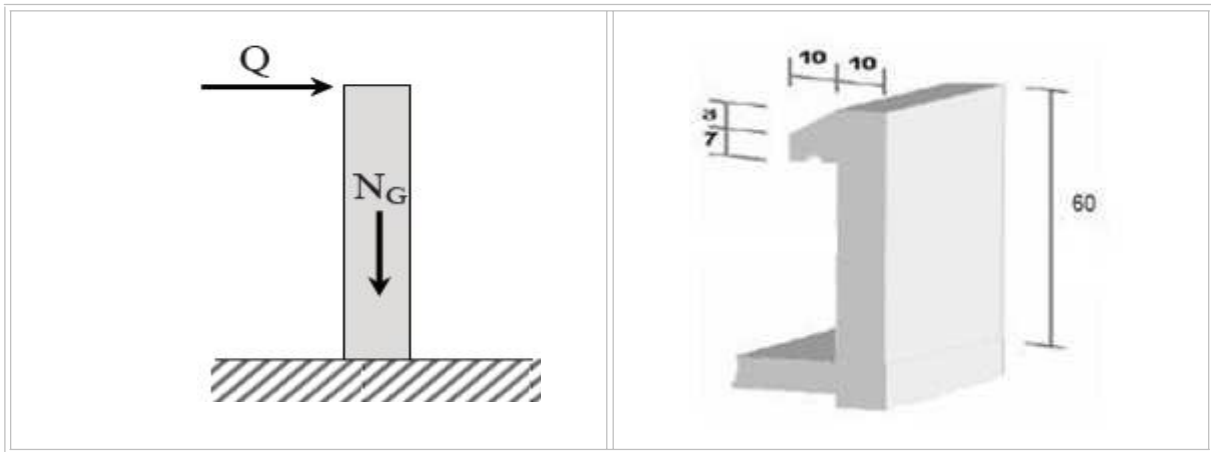


Figure III. 2 : Les charges sur l'acrotère

Figure III. 3 : dimensions de l'acrotère

1.2. Evaluation des charges et surcharges

Charge permanent

$$S=(0.1 \times 0.6)+(0.07 \times 0.1)+(0.1 \times 0.03)/2= 0.0685 \text{ cm}^2$$

$$G = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.712 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation

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

L'action des forces horizontales (sismiques)

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces horizontales, suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_{px} W_p$ [1].

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4 .1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A = 0,3] groupe 1 B

C_p : Facteur de force horizontale donnée dans le tableau (6.1) [C_p= 0,8].

W_p = Poids de l'acrotère = 1.712kN.

Donc :

$$Q_H = \text{Max}(1.5Q; F_p)$$

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.8 \times 1.712 = 1.64 \text{ kN}$$

$$1.5 Q = 1.5 \text{ kN}$$

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 1.712 \text{ kN/ml}$$

$$Q_h = 1.64 \text{ kN/ml}$$

1.3. Calcul des efforts

	ELU	ELS
N(kN)	$1.35 \times G = 1,35 \times 1.712 = 2.31$	$G = 1.712$
T(kN)	$1.5 \times Q = 1.5 \times 1.64 = 2.46$	$Q = 1.64$
M(kN.m)	$1.5 \times Q \times h = 1,5 \times 1.64 \times 0.6 = 1.48$	$Q \times h = 0.98$

Tableau III.1 : Calcul des efforts dans l'acrotère

1.4. Calcul du ferrailage :

1.4.1 Armatures principales :

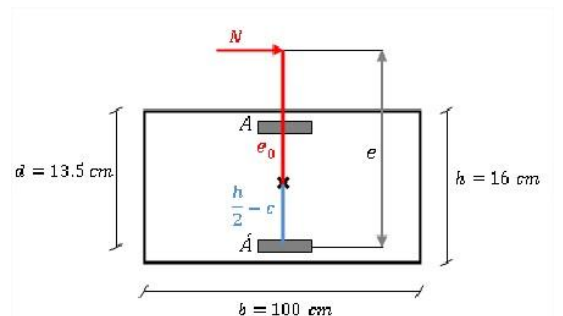
Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée et situation durable.

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = M_u / N_u = 1.48 / 2.31 \rightarrow e_0 = 0.64 \text{ m.}$$

$$h/2 - c = 10/2 - 2.5 = 2.5 \text{ cm.}$$

$$e_0 > h/2 - c$$



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

Calcul du moment de flexion

$$e = e_0 + (h/2 - c) \rightarrow e = 66.5 \text{ cm}$$

$$M_1 = N_u \times e \rightarrow M_x = 0.9842 \text{ kN.m}$$

Le calcul se fait en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.012$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,45 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{b \sigma_s} = 37,96 \text{ mm}^2$$

N effort de compression alors :

$$A = A_s - \frac{N_u}{100 \sigma_s} = 37,89 \text{ mm}^2$$

Vérification de la section d'acier :

Il faut vérifier A avec la section minimale imposée par la règle du millième [2], et par la règle de non fragilité [5] :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; fe = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 10 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,966 \text{ cm}^2 \right\} = 1,0 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,37 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 1. \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on adopte **6HA5=1,18cm²**

L'espacement [2]

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < S_{t\min} = \min[3h = 30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1.4.2. Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,295 \text{ cm}^2$$

On choisit **3HA5=0,79cm²**.

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{60 - 5}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Donc on prend : St=25 cm

L'espacement [2]

$$S_t = 25 \text{ cm} < S_{t\min} = \min[4h = 40 \text{ cm}; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'état limite de service

$$N_{ser} = 1.712 \text{ kN} \quad M_{ser} = 0.98 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'excentricité

L'effort normal est un effort de compression

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $M_G' / N_{ser} \geq I_G / B_0 \cdot v_2$

Ou:

$$B_0 = b x h + 15(A + A') \Rightarrow B_0 = 1017.7 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = 1/B_0 * [bh^2/2 + 15(A' \cdot c' + Ad)] \rightarrow v_1 = 5.4 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 \rightarrow v_2 = 4.96 \text{ cm.}$$

$$I_G = b/3 (v_1^3 + v_2^3) + 15[A(v_2 - c)^2 + A'(v_1 - c')^2] \Rightarrow I_G = 8442.05 \text{ cm}^4$$

$$\text{Alors: } I_G / B_0 v_2 = 1.67 \text{ cm.}$$

$$M_G' = M_{ser} - N_{ser} \times GG'$$

$$M_G' = 0.98 - 1.712 \times (0,0496 - 0,0504)$$

$$M_G' = 0.98 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_G' / N_{ser} = 57.24 \text{ cm} > I_G / B_0 v_2 = 1.67 \text{ cm.}$$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Où :

$$\sigma_b = k \cdot y_1 \text{ avec : } k = N_{ser} / S_G$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y_1)$$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante :

$$y_2 + p y_2 + q = 0$$

y_2 : Distance entre le centre de pression 'c' et l'axe neutre.

$$P = -3C^2 - 90 A'/b (C - C') + 90 A/b (d - C)$$

$$q = -2C^3 - 90 A'/b (C - C') - 90 A/b (d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point 'c' et puisque 'N' est un effort de compression donc :

$$C = v_1 - G'_c \text{ avec : } G'_c = e = M_G / N_{ser} = 57.24 \text{ cm} \rightarrow C = 5.04 - 57.24 = -52.20 \text{ cm} < 0$$

c : (centre de pression) se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures.

$$P = -3C^2 + 90A/b (d-C).$$

$$P = -3(-52.20)^2 + 90(1.18)/100 (7.5+52.20) = -8111.12 \text{ cm}^2.$$

$$q = -2C^3 - 90A/b (d-C)^2.$$

$$q = -2(-52.20)^3 - 90(1.18)/100 (7.5+52.20)^2 = 280688.24 \text{ cm}^3.$$

Le déterminant Δ :

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

$$\Delta = (280688.24)^2 + 4(-8111.12)^3/27 \rightarrow \Delta = -2.71 * 10^{08} < 0.$$

Application numérique :

$$P = -8111.12 \text{ cm}^2.$$

$$q = 280688.24 \text{ cm}^3.$$

Donc l'équation devient : $y_2^3 - 8111.12 y_2 + 280688.24 = 0.$

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -2.71 * 10^{08} < 0.$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.99 \rightarrow \varphi = 171.89^\circ \\ \alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 104.0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Les racines de l'équation sont : } Y_2 = \begin{cases} \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 56.19 \text{ cm.} \\ \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -103.88 \text{ cm.} \\ \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} - 120\right) = 47.69 \text{ cm.} \end{cases}$$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

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

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_2 = 56.19 \text{ cm.} \\ y_1 = 4.0 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$S_G = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)] \rightarrow S_G = 738.05 \text{ cm}^3.$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_G} = 2.32 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^3.$$

$$\sigma_b = K y_1 = 2.32 \times 10^{-3} \times 40 = 0.093 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 2.32 \times 10^{-3} \times (75 - 40) = 1.22 \text{ MPa.}$$

$\bar{\sigma}_s$ (Fissuration très préjudiciable) [2].

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 \times \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t j} \right] = 0.8 \times \text{Min} [266.67 ; 201.63] = 161.3 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Donc on adopte les sections calculées à E.L.U.

Vérification de l'effort tranchant [2]

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

$$F = T_u - \frac{Mu}{0.9d}$$

$$F = 2.46 - \frac{1.48}{0.9 \times 0.075} = -19.47 \text{ KN.}$$

$F < 0$, alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

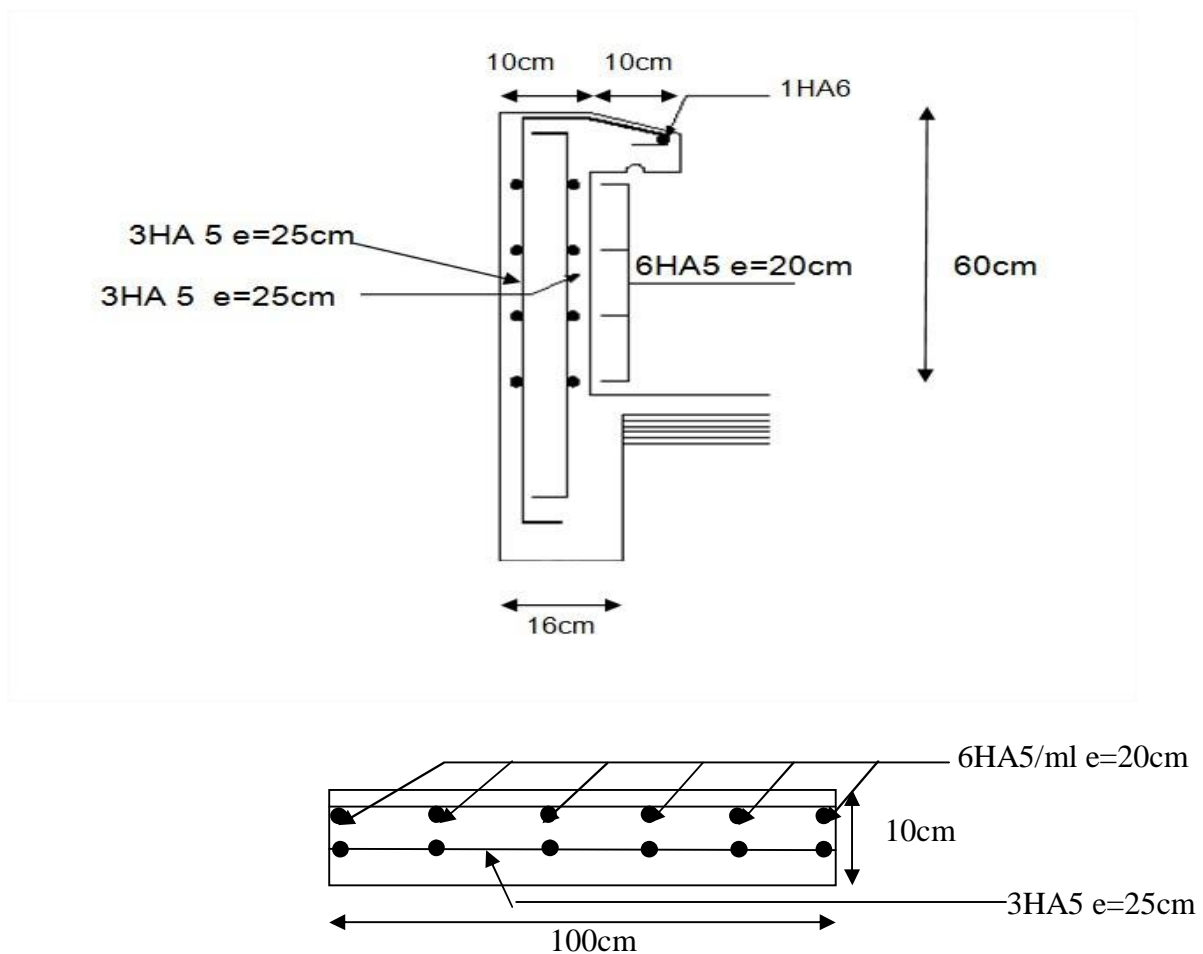


Figure III. 4 : Coupe verticale et horizontale du ferrailage de l'acrotère.

2. Etude des planchers

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

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

2.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères ; elles sont généralement disposées parallèlement à la plus petite portée .Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 16+5cm.

- corps creux de 16cm d'épaisseur et de 65cm de largeur.
- Table de compression de 5cm.

L_x : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles

L_y : Distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres Principales (perpendiculaires à L_x).

$b_0 = (0.4; 0.6) \cdot h = (8,40; 12,60)$ cm. On adopte $b_0 = 12$ cm.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

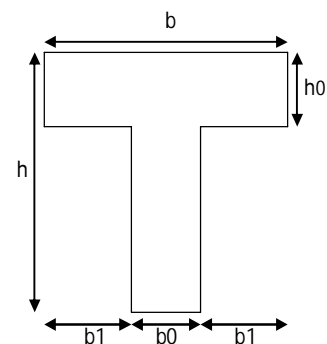
$$L_y = 550 - 30 = 520 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{520}{10}\right) = 26.5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

2.1.1. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{à l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \quad \text{et} \quad p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{à l'ELS : } q_s = G + Q \quad \text{et} \quad p_s = 0.65 \times q_s$$



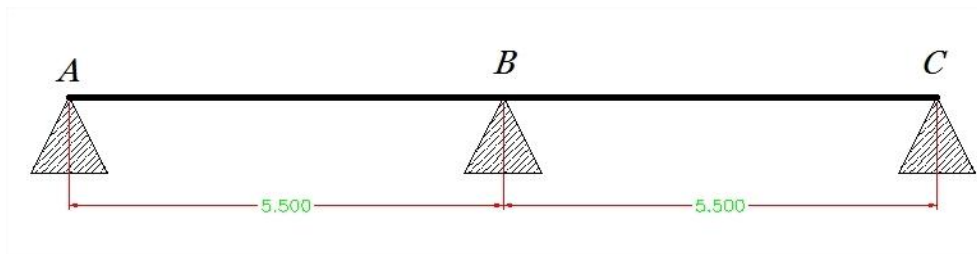
Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.4	1.00	10.14	6.59	7.4	4.81
Etages d'habitation	5.91	1.50	10.22	6.64	7.41	4.816
étage de restauration	5.91	2.50	11.72	7.63	8.41	5.46

Tableau III.2: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

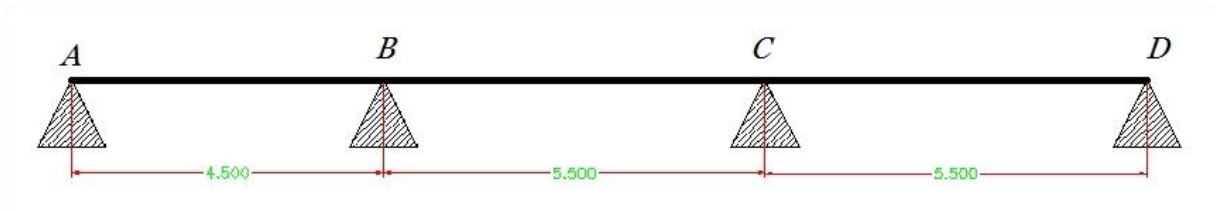
2.1.2. Les différents types des poutrelles

- **Poutrelles du plancher terrasse**

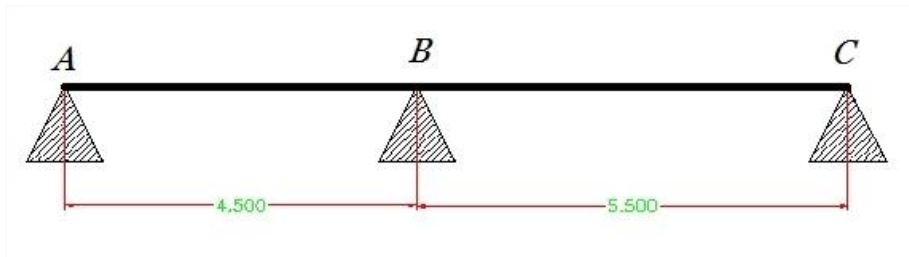
Type 01



Type 02

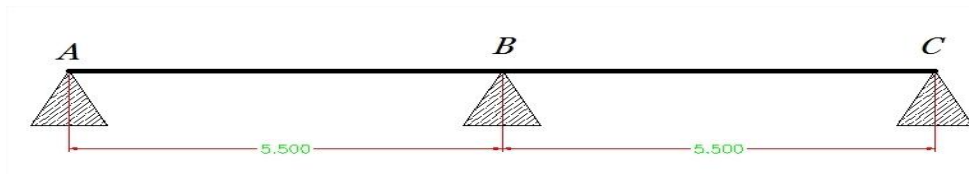


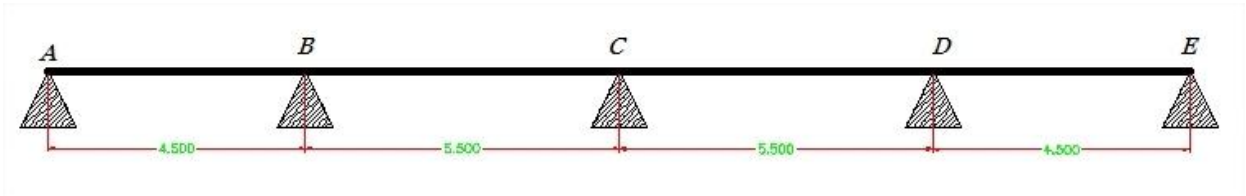
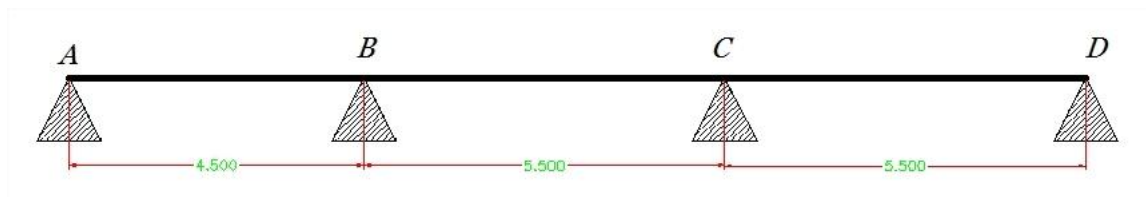
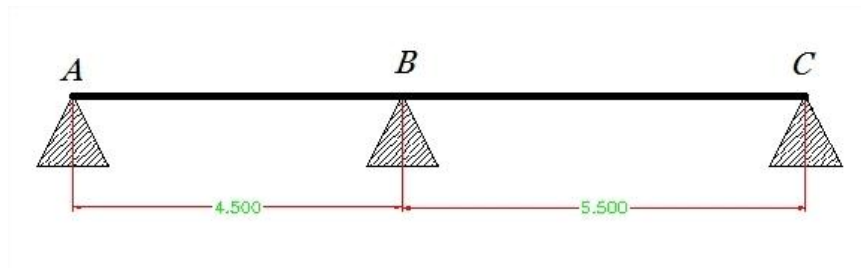
Type 03



- **Poutrelles du plancher étage courant (1,2,3,4,5,6,7 Étages)**

Type 01



Type 02**Type 03****Type 04****2.1.3. Méthodes de calcul des poutrelles**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes ;

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

❖ **La méthode forfaitaire**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN} / \text{m}^2$
- Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.
-

▪ **Principe de la méthode forfaitaire** [2]

✓ **Les moments fléchissant**

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges

d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les conditions à vérifiées :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

✓ **Les efforts tranchants**

On considère qu'il y a discontinuité entre les travées, donc les efforts tranchants du système hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants du système isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire, on tient compte des moments de continuité.

Alors on considère chaque travée séparément et multiplie l'effort tranchant isostatique par un coefficient (C) tel que :

$C = 1,15$ cas de travée de rive pour les poutres à deux travées.

$C = 1,1$ cas de travée de rive pour les poutres à plus deux travées.

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de **RDM**.

❖ **La méthode de Caquot**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers a surcharges élevées, et également a

des planchers a surcharges modérées si l'une des conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

✓ Moment sur appuis

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaire}$$

✓ Moment en travée

$$(M_t) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

Avec :

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

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;

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

q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;

q_e : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

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

$l_w = l$pour une travée de rive

$l_w = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre

✓ Effort tranchant

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

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

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

Vérification des conditions de BAEL

1^{ère} condition :

Plancher terrasse inaccessible

$$G = 6.4 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.4; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \dots \text{ vérifiée.}$$

Plancher terrasse accessible

$$G = 6.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 6.4; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Plancher étage courant

$$G = 5.91 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.91; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Plancher étage restauration

$$G = 5.91 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 2.5 \leq \min(2 \times 5.91; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

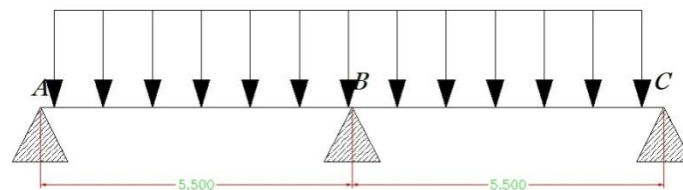
La 2^{ème}, 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées

Donc on peut appliquer dans notre cas la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

2.1.4. Calcul des sollicitations

Pour le plancher terrasse inaccessible

➤ type 01



• Moments isostatiques

ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{10.14 \times 5.5^2}{8} = 38.34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{10.14 \times 5.5^2}{8} = 38.34 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = 27.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = 27.98 \text{ KN.m}$$

• Moments sur les appuis

Appuis de rive

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration

équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

Appuis intermédiaires

ELU

$$M_B = 0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.6 \times 38.34 = 23.01 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_B = 0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.6 \times 27.98 = 16.78 \text{ KN.m}$$

• Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.4} = 0.135$$

$$\alpha = 0.135 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.04 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.24 \end{cases}$$

ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 38.34 - \frac{23.01}{2} = 28.75 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 38.34 = 23.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 38.34 - \frac{23.01}{2} = 28.75 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 38.34 = 23.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

ELS

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 27.98 - \frac{16.78}{2} = 20.99 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 27.98 = 17.34 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Les efforts tranchants

ELU

Travée A-B

$$V_A = \frac{10,14 \times 5,5}{2} = 27,88 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times V_A = -32,06 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.15 \times \frac{10,14 \times 5,5}{2} = 32,06 \text{ KN}$$

$$V_C = -27,88 \text{ KN}$$

ELS

Travée A-B

$$V_A = \frac{7.4 \times 5.5}{2} = 20.35 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times V_A = -23.4 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.15 \times \frac{7.4 \times 5.5}{2} = 23.4 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{7.4 \times 5.5}{2} = -20.35 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

❖ **Planchers de terrasse****Type 01 :**

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (Kn.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5.5	10.14	38.34	5.75	23.01	28.75	27.88	-32.06
B-C	5.5	10.14	38.34	23.01	5.75	28.75	32.06	-27.88

Tableau III.3 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5.5	7.4	27.98	4.19	16.78	20.99	20.35	-23.4
B-C	5.5	7.4	27.98	16.78	4.19	20.99	23.4	-20.35

Tableau III.4 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS

Type 02 :

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	10.14	25.67	3.85	19.17	17.35	22.88	-27.08
B-C	5.5	10.14	38.34	19.47	19.17	20.41	27.89	-30.67
C-D	5.5	10.14	38.34	19.17	3.85	30.39	30.67	-27.89

Tableau III.5 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	7.4	18.73	2.8	13.99	13.29	16.65	-20.35
B-C	5.5	7.4	27.98	13.99	13.99	15.38	20.35	-22.38
C-D	5.5	7.4	27.98	13.99	4.19	22.38	22.38	-20.35

Tableau III.6 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS**Type 03 :**

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	10.14	25.67	3.85	23.01	15.91	22.81	-25.09
B-C	5.5	10.14	38.34	23.01	5.75	28.76	30.67	-27.88

Tableau III.7 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	7.4	18.73	2.8	16.79	11.61	16.65	-19.14
B-C	5.5	7.4	27.98	16.79	4.19	20.99	23.4	-20.35

Tableau III.8 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELS**Plancher étage courant****Type 01 :**

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	10.22	25.87	3.88	19.32	17.78	22.99	-25.29
B-C	5.5	10.22	38.64	19.32	15.64	24.35	28.1	-30.91
C-D	5.5	10.22	38.64	15.64	19.32	24.35	28.1	-30.91
D-E	4.5	10.22	25.87	19.32	3.88	17.88	25.29	-22.99

Tableau III.9 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	7.41	18.76	2.81	14.01	12.89	16.67	-18.33
B-C	5.5	7.41	28.02	14.01	11.22	17.65	20.37	-22.41
C-D	5.5	7.41	28.02	11.22	14.01	17.65	22.41	-20.37
D-E	4.5	7.41	18.76	14.01	2.81	12.89	18.33	-16.67

Tableau III.10 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS**Type 02 :**

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5.5	10.22	38.64	5.79	23.19	29.4	28.11	-32.32
B-C	5.5	10.22	38.64	23.19	5.79	29.4	32.32	-28.11

Tableau III.11 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5.5	7.41	28.02	4.2	16.81	21.31	20.38	-23.43
B-C	5.5	7.41	28.02	16.81	4.2	21.31	23.43	-20.38

Tableau III.12 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS**Type 03 :**

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	10.22	25.87	3.88	19.32	17.78	23	-25.29
B-C	5.5	10.22	38.64	19.32	19.32	24.35	28.1	-30.91
C-D	5.5	10.22	38.64	19.32	5.79	31.33	30.91	-28.1

Tableau III.13 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	7.41	18.76	2.81	14.01	12.89	16.67	-18.33
B-C	5.5	7.41	28.02	14.01	14.01	17.65	20.37	-22.41
C-D	5.5	7.41	28.02	14.01	4.2	22.72	22.41	-20.37

Tableau III.14 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELS**Type 04:**

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	10.22	25.87	3.88	23.19	15.85	23	-26.44
B-C	5.5	10.22	38.64	29.19	5.49	19.5	26.44	-23

Tableau III.15 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 4 à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	7.41	18.76	2.81	16.81	11.49	16.67	-19.17
B-C	5.5	7.41	28.02	16.81	4.2	21.31	19.17	-16.67

Tableau III.16 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 4 à l'ELS

Poutrelles du plancher restaurant

Type 01 :

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	11.72	29.67	4.45	22.16	21.23	26.37	-29
B-C	5.5	11.72	44.32	22.16	17.73	28.36	32.23	-35.45
C-D	5.5	11.72	44.32	17.73	22.16	28.36	35.45	-32.23
D-E	4.5	11.72	29.67	22.16	4.45	21.23	29	-26.37

Tableau III.17 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	8.41	21.29	3.19	15.9	15.24	18.92	-20.59
B-C	5.5	8.41	31.8	15.19	12.72	30.25	23.12	-25.44
C-D	5.5	8.41	31.8	12.72	16	30.25	25.44	-23.12
D-E	4.5	8.41	21.29	16	3.19	15.24	20.59	-18.92

Tableau III.18 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS

Type 02 :

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5.5	11.72	44.32	6.65	26.59	34.76	32.23	-37.06
B-C	5.5	11.72	44.32	26.59	6.65	34.76	37.06	-32.23

Tableau III.19 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5.5	8.41	31.8	4.77	19.08	24.94	23.13	-26.59
B-C	5.5	8.41	31.8	19.08	4.77	24.94	26.59	-23.13

Tableau III.20 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS

Type 03 :

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	11.72	29.97	4.49	22.16	21.09	26.37	-29
B-C	5.5	11.72	44.32	22.16	22.16	28.36	32.23	-35.45
C-D	5.5	11.72	44.32	22.16	6.65	36.97	35.45	32.23

Tableau III.21 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	8.41	21.29	3.19	15.9	15.13	18.92	-20.81
B-C	5.5	8.41	31.8	15.9	15.9	20.35	23.12	-25.44
C-D	5.5	8.41	31.8	15.9	4.77	26.53	25.44	-23.12

Tableau III.22 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELS**Type 04:**

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	11.72	29.67	4.45	26.59	18.87	26.37	-30.32
B-C	5.5	11.72	44.32	26.59	6.65	34.76	30.32	26.37

Tableau III.23 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 4 à l'ELU

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.5	8.41	21.29	3.19	19.08	13.54	18.92	-21.75
B-C	5.5	8.41	31.8	19.08	4.77	24.94	21.75	-18.92

Tableau III.24 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 4 à l'ELS**2.1.5. Ferrailage des poutrelles****Poutrelle type 1 du plancher terrasse**➤ **Sollicitations maximales**

$$M_t^{max} = 30,39 \text{ KNm}$$

$$M_a^{rive} = 5,75 \text{ KNm}$$

$$M_a^{inter} = 23,01 \text{ KNm}$$

$$V_U^{max} = 32,06 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fait pour une section en T e flexion simple avec les sollicitations maximales.

Armatures longitudinales**➤ Ferrailage en travée**Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2} \right) = 0.0756 MN.m$$

$$M_{tu} = 0.0756 MN.m$$

$$M_t^{max} = 0,03039 KNm$$

$M_{tu} > M_t^{max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

▪ Calcul des armatures

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{f_{bc} d^2 b} = \frac{30,39 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 189^2} = 0.092 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_s = 10\% \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 Mpa$$

$$\text{On a } \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.3916$$

$$\mu_{bc} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A :

$$A = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}) = 0.120$$

$$Z = 0.189 \times (1 - 0.4 \times 0.120) = 0.1844m$$

$$A_t = \frac{30,39 \times 10^6}{348 \times 184,4} = 4,73 cm^2$$

$$A_t = 4,73 cm^2$$

$$\text{Soit } A_s = 4H14 = 6,16 cm^2$$

▪ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 1,48 cm^2$$

$$A_{min} < A_s \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage en appuis**

Appui de rive

$$M_a^{rive} = 5,75 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bc} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,75 \times 10^6}{120 \times 189^2 \times 14,2} = 0,094$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,094}) = 0,124$$

$$z = 189 \times (1 - 0,4 \times 0,033) = 179,6$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times \sigma_s} = \frac{5,75 \times 10^6}{179,6 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_s = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

Appui d'intermédiaire

$$M_a^{rive} = 23,01 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23,01 \times 10^6}{120 \times 189^2 \times 14,2} = 0,37$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,087}) = 0,61$$

$$z = 189 \times (1 - 0,4 \times 0,61) = 142,68$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times \sigma_s} = \frac{23,01 \times 10^6}{142,68 \times 348} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4,60 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_s = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

B- armatures transversales

➤ **vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 18,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{32,06 \times 10^3}{120 \times 189} = 1,41 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espacement**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE24* ($f_e = 235 \text{ MPa}$)

• **BAEL 91 modifié 99** : $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$

• **RPA 99 version 2003** : $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6\text{cm}; 1,4\text{cm}; 1,2\text{cm})$$

On adopte : $\phi_l = 6\text{mm}$

Donc :

Choix des armatures

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 2\Phi_6 = 0,57\text{cm}^2$$

• Selon le “BAEL 91 modifié 99” : $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0024\text{mm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,1\text{cm} \end{array} \right.$

• Selon le “RPA 99 version 2003” : $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 6.\text{cm} \dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 12.\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$

Choix des espacements

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

$$S_t \leq 5,25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 10,25 \text{ cm}$$

Donc

$S_t=5 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Zone nodale

$S_t=10 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Zone courante

➤ **Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales**

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u=2.16 \text{ kN.m}$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 32,06 \times 10^{-3} = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0,92 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 4HA14 + 1HA12 = 7,29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

➤ **Vérification de la jonction table nervure au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{32,06 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.12}{2}\right)}{0.9 \times 0.189 \times 0.65 \times 0.05} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 3.25 \text{ MPa}$ C'est vérifiée.

Le ferrailage des autres types de poutrelles et résumé dans les tableaux suivants

Poutrelles	μ_{bc}	α	Z (m)	A_s Cm ²	μ_{bc}	α	Z (M)	A_s Cm ²	μ_{bc}	α	Z (M)	A_s Cm ²
Terrasse Accessible	$M_u = 30,09 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 23,01 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 5,75 \text{ KN.m}$			
	0,092	0,012	0,184	4,73	0,37	0,61	0,142	4,60	0,094	0,0124	0,179	0,91
étage courant	$M_u = 24,35 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 23,19 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 5,79 \text{ KN.m}$			
	0,073	0,096	0,187	3,85	0,38	0,64	0,140	4,73	0,095	0,125	0,179	0,92
1 étage	$M_u = 36,97 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 26,59 \text{ KN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 6,64 \text{ KN.m}$			
	0,112	0,149	0,177	5,97	0,43	0,805	0,128	5,96	0,109	0,144	0,178	1,07

Tableau III.25 : calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelles.

Ce tableau résume le choix de type et nombre d'armatures adoptées pour le ferrailage des différents types de poutrelles au niveau de chaque étage.

		Ferrailage longitudinal		Ferrailage Transversal	
poutrelles	Position	Type de Barres	$A_s \text{ cm}^2$	A_t	$S_t \text{ cm}$
terrasse accessible	Travée	4HA14	6.16	2Φ6	10
	App inter	3HA14	4.62		
	App rive	1HA12	1.13		
Etage Courant	Travée	4HA12	4.52	2Φ6	10
	App inter	4HA14	6.16		
	App rive	1HA12	1,13		
1 ^{ère} etage	Travée	4HA14	6.16	2Φ6	10
	App inter	4HA14	6.16		
	App rive	1HA12	1.13		

Tableau III.26 : choix de type d'armatures adopté pour les différents types de poutrelles. Ce tableau résume la vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

	Nervure	Cisaillement
poutrelles	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$	$\frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 3.25$
terrasse accessible	$\tau_u = 1,53 \text{ Mpa}$ Vérifiée	$\tau_u = 1,41 \text{ Mpa}$ Vérifiée
Etage courant	$\tau_u = 1,54 \text{ Mpa}$ Vérifiée	$\tau_u = 1,42 \text{ Mpa}$ Vérifiée
1^{ère} etage	$\tau_u = 1,77 \text{ Mpa}$ Vérifiée	$\tau_u = 1,63 \text{ Mpa}$ Vérifiée

Tableau III.27 : Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

❖ **Vérification des poutrelles à l'ELS**

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures** [1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Plancher RDC et 1^{er} étage

Poutrelle type 1

♦ **En travée**

$$M_{\text{tsr}}^{\text{max}} = 30,25 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre

$$b \times y^2 - 30 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 0.65 \times y^2 - 30 \times 6,16 \times 10^{-4} \times (0.189 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.131 \text{ m}$$

Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.65 \times 0,131^3}{3} + 15 \times 6,16 \times 10^{-4} \times (0.189 - 0.131)^2 = 5,18 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{30,25 \times 10^{-3}}{5,18 \times 10^{-4}} \times 0.131 = 7,64 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

En appuis

$$M_{\text{ser}}^{\text{max}} = 19,08 \text{ Kn.m}$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre

$$b \times y^2 - 30 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 0.12 \times y^2 - 30 \times 6,16 \times 10^{-4} \times (0.189 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.108 \text{ m}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.12 \times 0.108^3}{3} + 15 \times 6,16 \times 10^{-4} \times (0.189 - 0.108)^2 = 7,98 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19,08 \times 10^{-3}}{7,98 \times 10^{-4}} \times 0.108 = 2.57 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

➤ **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

• **Evaluation de la flèche**

[2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [3]

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0}$$

Avec :

$$h=21\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; d=18,9\text{cm} ; L=5,5\text{m} ; M_{tser}=19,09\text{kNm} ; A_s=6,16\text{cm}^2 ; f_e=400\text{MPa}.$$

Alors:

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} = 0,027 < 0,005 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = 0,038 > 0,043 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad [1].$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{500} = 1,6\text{cm} \quad (L > 5\text{m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre "y₁" [1] :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" [1] :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_I (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
19,09	6,16	8,29	0,027	163,96	1,52 2	0,60 9	0,81	29894,78	14738,37	20019,40

Tableau III.28 : Récapitulatif du calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 1,21cm$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 2,96cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1,47cm < \bar{f} = 1,6cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

plancher	En travée	appui intermédiaire
Terrasse inaccessible		
Etage courant		
1 étage		

Figure III .5 : Schéma de ferrailage des poutrelles

2.2. Ferrailage de la table de compression :

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

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :
$$\begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80cm \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50cm \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65cm$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e=520MPa$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6mm$)

On a : $L=65cm$

Donc on obtient : $A_1=0,5cm^2/ml$

On prend : $6T5=1,18cm^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$$

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49cm^2$$

Soit : $6T5=1,18cm^2 \rightarrow S_t=20cm$

Conclusion :

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

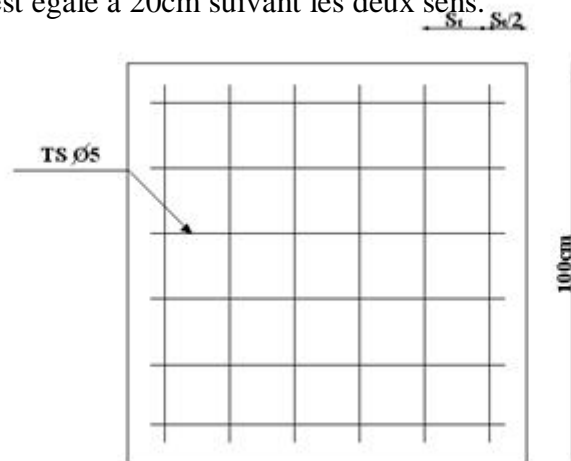


Figure III .6 : ferrailage de la dalle de compression

3. Les escaliers

3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers de bâtiment de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et à descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Définition des éléments d'un escalier droit :

La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée et palier intermédiaire).

La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

L'embranchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.

La foulée : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

La ligne de foulée : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'embranchement n'excède pas 1.10 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'embranchement.

Dans notre structure, on a un seul type d'escalier à traiter.

Escalier droit à deux volées**3.2. Étude de l'escalier droit****3.2.1. Pré-dimensionnement**

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

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

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

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

Avec :

n : Le nombre des contre marches

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

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

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

Avec

n : La racine de l'équation

Schéma statique de l'escalier :

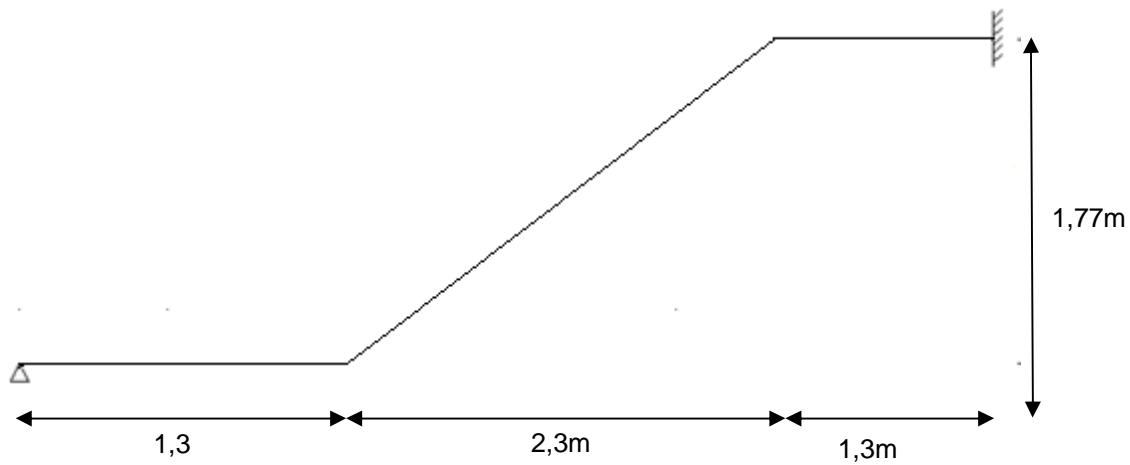


Figure III.7 : Schéma statique de l'escalier

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

$$64n^2 - 648n + 354 = 0$$

Solution :

$n_1 = 0,57 \dots \dots \dots$ refusée.

$n_2 = 10$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n = 10$
- le nombre des marches $n - 1 = 9$

Alors :

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

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,25m = 25cm$$

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 59cm \\ h = 17cm \\ g = 25cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

Angle d'inclinaison de la volée

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{177}{230} = 0,769 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 37,58^\circ$$

Longueur totale de la poutre

$$L_{tot} = 1.3 + \frac{2.3}{\cos(37.58)} + 1.3 = 5.50 \text{ m}$$

Détermination de l'épaisseur de l'escalier [9]

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{30} \rightarrow \frac{550}{25} \leq h \leq \frac{550}{30} \rightarrow 18.33 \leq h \leq 22 \rightarrow \text{On adopte } h=20 \text{ cm}$$

3.2.2. Évaluation des charges

3.2.2.1. Charge permanente du palier

Désignation des éléments	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$E_p(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
Carrelage	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Mortier de pose	18	0.02	0.36
Poids du palier	25	0.20	5
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Total			6.48

Tableau III. 29 : Charge permanente de la palier de l'escalier [3]

3.2.2.2. Charge permanente de la paillasse

Désignation des éléments	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$E_p(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
Carrelage	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Mortier de pose	18	0.02	0.36
Poids du paillasse	25	$0,15/\cos 37,58^\circ$	6.3
Poids de marche	25	$h/2 = 0.085$	2.425
Enduit en plâtre	18	0.02	0.36
Total			9.90

Tableau III. 30 : Charge permanente de la paillasse de l'escalier [3]

3.2.2.3. Surcharge d'exploitation [3]

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^3$$

3.2.3. Détermination des sollicitations

Combinaison	PALLIER (kN/ml)	PAILLASSE (kN/ml)
E.L.U	12.5	17.12
E.L.S	8.98	12.4

Tableau III 31 : Combinaisons des charges de l'escalier

État limite ultime



Figure III.8 : schéma simplifié du chargement de la poutre à l'ELU

$$M = \frac{PL^2}{8} - (P_1 - P_2) \frac{d^2}{2}$$

$$M_u = 1.35 \left(g_1 L^2 / 8 - (g_1 - g_2) d^2 / 2 \right) + 1.5 \left(\frac{qL^2}{8} \right)$$

$$M_u = 1.35 \left(9.9 * (5.5)^2 / 8 - (3.42) (1.3)^2 / 2 \right) + 1.5 \left(\frac{2.5(5.5)^2}{8} \right)$$

$$M_u = 60.81 \text{ kn.m}$$

$$T_{max} = 41.09 \text{ kn.m}$$

État limite service

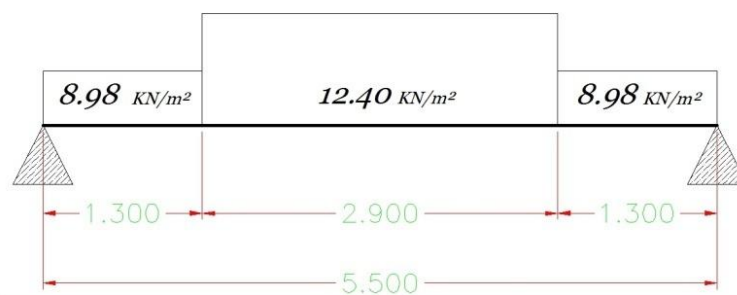


Figure III.9 : schéma simplifié du chargement de la poutre à l'ELS

$$M_{ser} = \left(\frac{9.90 \times 5.5^2}{8} - (3.42) \times \frac{1.3^2}{2} \right) + \left(\frac{2.5 \times 5.5^2}{8} \right)$$

$$M_{ser} = 43.99 \text{ kn.m}$$

$$T_{max} = 29.66 \text{ kn.m}$$

	$M_t(\text{kN.m})$	$M_a(\text{kN.m})$	$T(\text{kN})$
ELU	51.68	30.4	41.09
ELS	37.39	21.99	29.66

Tableau III. 32 : Récapitulation des résultats

3.2.4. Calcul du ferrailage

3.2.4.1. A l'ELU

3.2.4.1.1. Armatures principales

En travée

$$M_t = 51.68 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{51.68 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14.2} = 0.112$$

$$\rightarrow \alpha = 0,148$$

$$\rightarrow z = 169,28$$

$$\rightarrow A_s = 8,77 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \mathbf{8HA12 = 9.05 \text{ cm}^2}$$

$$A > A_{min} = 0.23bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 2.42 \text{ cm}^2$$

→ condition vérifiée

A l'appui

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{30.4 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14.2} = 0.066$$

$$\rightarrow \alpha = 0,085$$

$$\rightarrow z = 173,849$$

$$\rightarrow A_s = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \mathbf{5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2}$$

3.2.4.1.2. Armature de répartition

$$A_r = A_s / 4$$

En travée :

$$A_r = 9.05 / 4 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \mathbf{5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2}$$

A l'appui :

$$A_r = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \mathbf{3HA8 = 2.35 \text{ cm}^2}$$

3.2.4.2. Les vérification

3.2.4.2.1. Condition d'espacement

Armatures longitudinales [2]

$$S_t < S_t = \text{Min}[3h; 33 \text{ cm}]$$

$$\frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales[2]

$$S_t \leq S_t = \text{Min}[4h; 45 \text{ cm}]$$

$$\frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.4.2.2. Vérification de l'effort tranchant [5]

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 d} = \frac{41.09 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.228 \text{ MPa} \leq \frac{0.07}{1.2} \cdot 25 = 1.166 \text{ MPa}$$

Donc on ne dispose pas des armatures transversales.

A l'ELS

En travée

$$M_{st} = 37.39 \text{ KN. M}$$

$$by_1^2 + 30(A' + A)y_1 - 30(A' C' + Ad) = 0$$

$$10^3 y_1^2 + 30(905)y_1 - 30(905 \times 180) = 0$$

$$y_1^2 + 27.15y_1 - 4887 = 0 \quad \rightarrow \quad y_1 = 5.76 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I_{xx} = \frac{(10)^3(57.63)^3}{3} + 15(180 - 57.63)^2 \quad \rightarrow$$

$$I_{xx} = 267078286.1 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} = \frac{37.39 \times 10^6 \times 57.63}{267078286.1} = 8.06 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

A l'appui

$$M_{sa} = 21.99 \text{ KNm}$$

$$y_1^2 + 16.95y_1 - 3051 = 0 \quad \rightarrow \quad y_1 = 4.74 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I_{xx} = \frac{(10)^3(47.4)^3}{3} + 15(180 - 47.4)^2 \quad \rightarrow \quad I_{xx} = 184512699 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} = \frac{21.99 \times 10^6 \times 47.4}{184512699} = 8.06 \text{ MPa} < 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

3.2.4.2. Vérification de la flèche [2]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L_x} = \frac{20}{490} = 0.04 \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{51.68}{20 \times 60.61} = 0.042 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{9.05}{100 \times 180} = 0.005 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc on doit calculer la flèche.

Pour une section rectangulaire

$$y = \frac{h \times b \times \frac{h}{2} + nA_s}{h \times b + nA_s}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s(d - y)^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} ; \sigma_s = \frac{M_{ser}}{B_1 d A} ; \quad \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \quad \dots\dots\dots \text{Pour les déformations instantanées.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \quad \dots\dots\dots \text{Pour les déformations différées.}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} ; \quad I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \dots\dots\dots \text{Flèche due aux déformations instantanées.}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \dots\dots\dots \text{Flèche due aux déformations différées.}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i$$

$$\Delta f_T \leq \bar{f}$$

$$y = \frac{(20 \times 100 \times 10) + (15 \times 9.05 \times 18)}{(20 \times 100) + (15 \times 9.05)} = 10.50 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100(20)^3}{12} + 15 \times 9.05(18 - 10.5)^2 = 74302.60 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{9.05}{100 \times 180} = 0.005 ; \sigma_s = \frac{43.99 \times 10^6}{0.89 \times 180 \times 905} = 303.41 \text{ MPa} ; \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005 \times 303.41 + 2.1} = 0.55$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.005(2 + 3)} = 4.2 \text{ MPa} ; I_{fi} = \frac{1.1 \times 74302.6 \times 10^4}{1 + (0.55 \times 4.2)} = 24692.7 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.005(2+3)} = 1.68 \text{ MPa} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times 74302.6 \times 10^4}{1 + (1.68 \times 0.55)} = 42480.69 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f_i = \frac{43 \times 10^6 \times (5500)^2}{10 \times 32164.2 \times 24692.7 \times 10^4} = 16.75 \text{ mm} ;$$

$$f_v = \frac{43.99 \times 10^6 \times (5500)^2}{10 \times 10819 \times 42480.69 \times 10^4} = 28.95 \text{ mm} .$$

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 1,67 \text{ cm} \\ f_v = 2,89 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1,22 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{500} = 0,5 + \frac{550}{500} = 1,65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1,22 \text{ cm} < \bar{f} = 1,65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

3.3. La poutre palière

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée,

les charges sont :

- Son poids propre
- Réaction provenant du palier

3.3.1. Pré-dimensionnement

L : la longueur de la poutre. (L = 1.3 m)

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

$$8.66 < h < 13 \rightarrow \text{On adopte : } h = 30 \text{ cm}$$

$$0.3h < b < 0.7h \rightarrow 9 < b < 21 \text{ cm}$$

Donc notre console est de section (20x30).

Vérification selon RPA99 v 2003

$$h > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.5 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition de rigidité [2]

$$\frac{h}{L} = 0.22 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



3.3.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : $G_{poutre} = 0.3 \times 0.2 \times 25 = 1.5 \text{ kN/ml}$

Poids du mur double cloison : $G_{mur} = 2.52 \times 3.5 = 8.82 \text{ kN/ml}$

Charge de réaction : $R_u = 41.03 \text{ kN}$

$$q_u = 1.35(1.5 + 8.82) + 1.35 \frac{40.9}{1.3} = 55.56 \text{ kn/ml}$$

$$q_{ser} = (1.5 + 8.82) + \frac{29.66}{1.3} = 33.13 \text{ kn/ml}$$

La poutre palière est encadrée dans une seule extrémité, le calcul se fera pour une console

$$V_x = -qx ; \quad M(x) = -q \frac{x^2}{2}$$

$$R_A = ql \quad ; \quad V_A = -ql \quad ; \quad M_A = \frac{-ql^2}{2} \quad ; \quad f_b = \frac{ql^4}{8EI}$$

combinaison	T(kN)	M _u (kN.m)
E.L.U	-72,22	-46,94
E.L.S	-43,07	-28

Tableau III. 33 : les moments et les efforts tranchants

3.3.3. Le ferrailage

3.3.3.1 A l'ELU

3.3.3.1.1. Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales se fait en flexion simple à l'état limite ultime

A l'appui

$$M_{au} = -46.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{Prenons } \phi = 12 \text{ mm} ; d = h - e - \frac{\phi}{2} = 26.9 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b d} = \frac{46.94 \times 10^6}{14.2 \times 10^3 \times (269)^2} = 0.04$$

On adopte : **6HA 12=6.79 cm²**

Condition de non fragilité [2]

$$A_S \geq A_{min} = 0.001(b \times h) \quad ; \quad A_{min} = 0.001 \times 20 \times 30 = 0.6$$

$$A=6.79 > 0.6 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{72.22 \times 10^3}{200 \times 269} = 1.34 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification selon RPA99v2003

$$A_{min} = 0.5 bh$$

$$A_{max} = 4\% (bh) \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% (h) \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement}$$

$$A_{min} = 3 \text{ cm}^2 \leq A = 6.79 \text{ cm}^2 \leq A_{max} = 24.36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de compression dans la bielle de béton [5]

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

$$a = \text{Min}[b - c - 2; 0.9d] = 15.5 \text{ cm}$$

$$V_u = 72.22 \leq 0.4 \frac{25}{1.5} 200 \times 155 = 206.67 \text{ MPa condition vérifiée}$$

3.3.3.2. Armatures transversales [6]

$$\emptyset \leq \text{Min} \begin{bmatrix} h/35 = 8.57 \text{ mm} \\ \emptyset = 12 \text{ mm} \\ b/10 = 20 \text{ mm} \end{bmatrix}$$

$$\emptyset = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 = \text{cm}^2$$

Calcul des espacements

- Selon CBA 93

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 24.32 \text{ cm}$$

$$d = h - e - \frac{\emptyset}{2} = 30 - 2.5 - \frac{0.8}{2} = 27.1 \text{ cm}$$

- Selon RPA 99

$$S_t \leq \left[\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30 \right] = [7.5 ; 9.6 ; 30] \dots (\text{Zone nodale})$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Zone courante})$$

On adopte les valeurs suivantes :

$$S_{t=7} = 7 \text{ cm (Zone nodale)}$$

$$S_t = 15 \text{ cm (Zone courante)}$$

On doit vérifier :

$$S_t \leq \frac{A_t f_e \gamma_s}{b \tau_u - 3 f_{t28}} = \frac{201 \times 235 \times 1.15}{(200 \times 0.98) - (3 \times 2.1)} = 28.63 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 28.63 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Section minimal d'armatures transversale [1]

$$A_T \geq 0.003 S_t b$$

$$\text{Zone nodale : } A_t \geq 0.003 \times 70 \times 200 = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t \geq 0.003 \times 150 \times 200 = 0.9 \text{ cm}^2$$

3.3.2 A P'ELS

$$M_{st} = -28 \text{ KN.m}$$

$$b y_1^2 + 30(A' + A) y_1 - 30(\acute{A}c + Ad) = 0$$

$$10 y_1^2 + 30(679) y_1 - 30(679 \times 269) = 0$$

$$y_1^2 + 20.37 y_1 - 5479.53 = 0 \rightarrow y_1 = 6.453 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A (d - y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{10^3 (6.453)^3}{3} + 15 \times 679 (269 - 6.453)^2$$

$$I_{xx} = 515384526 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} y_1 = \frac{28 \times 10^6}{515384526} 64.63 = 3.50 \text{ MPa}$$

$$3.5 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

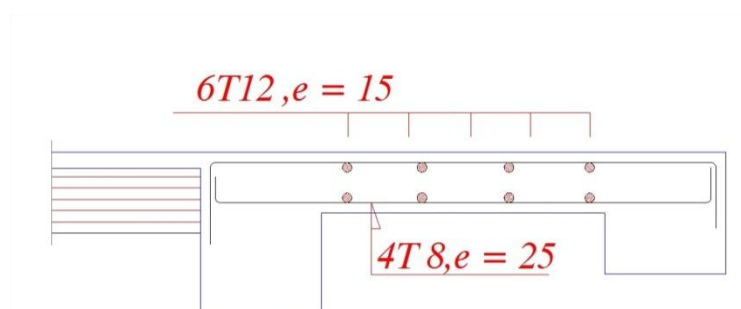


Figure III.10 : Ferrailage de la poutre palière

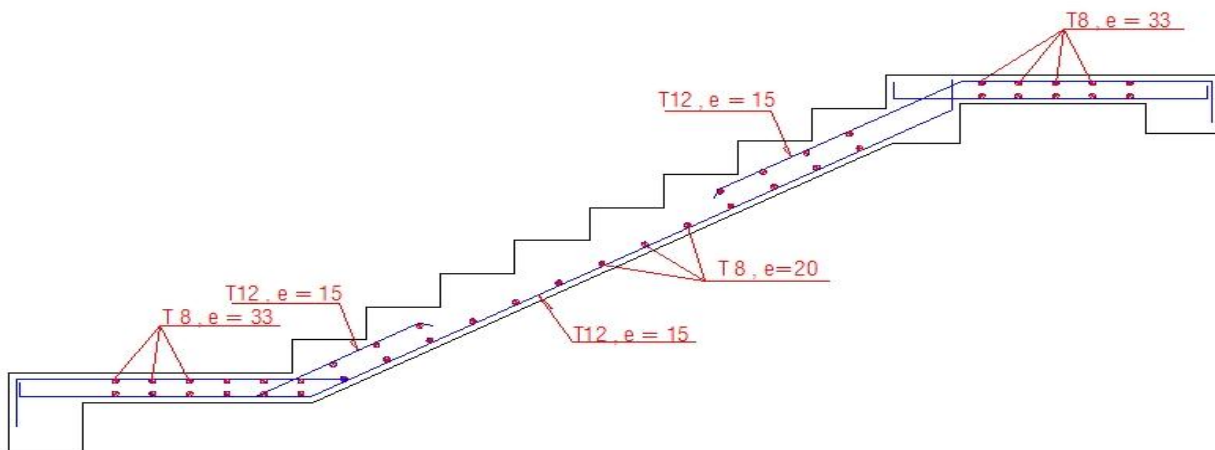


Figure III.11 : Ferrailage des escaliers.

4. La dalle machine

4.1. Introduction

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

Elle est composée de :

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

On a deux types de dalles défavorables.

on va étudier le cas le plus défavorable.

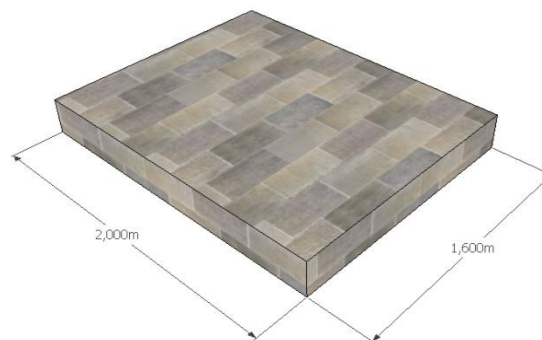


Figure III.12: types de la dalle

4.2. Pré-dimensionnement

Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$3,55\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$$

Remarque :

L'entreprise nationale des ascenseurs (ENASC) préconise que l'épaisseur de la machine soit : supérieur à 25 cm = 25 cm

4.3. Évaluations des charges

4.3.1. Charge permanente

	Composant	Epaisseur	Poids volumique (kN/m ³)	poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon roulé	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6.00	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente 1%	0.10	22.00	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Pare vapeur	0.01	6.00	0.06
7	Dalle pleine	0.25	25	6.25
8	Enduit de plâtre	0.02	18	0.36
			Total	10.05

Tableau III. 34 : Charge permanente de la dalle machine [3]

Poids des équipements

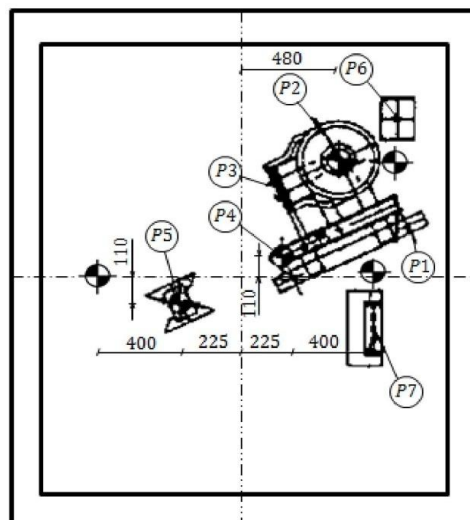


Figure III. 13 : Différentes charges agissantes sur la dalle

Réaction en Newton						
P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
4500	3500	7000	9000	12500	10000	2300

Tableau III. 35 : Charges des équipements

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

$$G = \frac{\sum p_i}{s} = \frac{48.8}{1.6 \cdot 2} = 15.25 \text{ KN/m}^2$$

$$G_t = 15.25 + 10.05 = 25.3 \text{ KN/m}^2$$

4.3.2. Charges d'exploitation

L'ENASC exige une charge d'exploitation importante $Q = 5 \text{ kN/m}^2$

$G(\text{kN/m}^2)$	$Q(\text{kN/m}^2)$	$P_u(\text{kN/m}^2)$	$P_{ser}(\text{kN/m}^2)$
25.3	5	41.65	30.3

Tableau III 36 : le chargement de la dalle

4.4. Calcul des sollicitations

On a $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{2} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travail suivant les deux directions.

Calcul de " ρ " :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{2} = 0,8 < 1$$

\Rightarrow La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0561 \Rightarrow M_x = 5.98 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0.5959 \Rightarrow M_y = 3.56 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 5.083 \text{ kNm}$$

$$M_{fy}=0,85M_y=3.026kNm$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=0,3M_x=1.79$$

$$M_{ay}=0,3M_y=1.068kNm$$

$$M_a=Max(M_{ax} ; M_{ay})=1.79kNm$$

4.5. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)=(100x25)cm² qui travaille en flexion simple.

4.5.1. Ferrailage en travée :

a. Dans le sens "L_x" :

$$\text{On a: } b=100cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm; c=2cm; \sigma_{bc}=14,17MPa; \sigma_s=348MPa$$

$M_{ix}(kNm)$	μ	$A's(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
5.083	0,007	0	0,008	22,42	0.65	5T10	3,93

Tableau III 37: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....vérifiée$$

sens L_x)

b. Dans le sens "L_y" :

$$\text{On a: } b=100cm; h=25cm; d=d_x-\phi_x=21,5cm; c=2cm; \sigma_{bc}=14,17MPa; \sigma_s=348MPa$$

$M_{iy}(kNm)$	μ	$A's(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
3.026	0,0046	0	0,0057	21,45	0.39	5T10	3,93

Tableau III 38 :Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

➤ **Espacement :**

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....vérifiée$$

4.5.2. Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } b=100cm ; h=25cm ; d=22,5cm ; c=2cm ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; \sigma_s=348MPa$$

$M_a(kNm)$	μ	$A's(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
1.79	0,0024	0	0,0031	22,47	0.23	5T10	3,93

Tableau III 39: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

➤ **Espacement :**

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm(sens x - x) & \dots\dots\dots vérifiée \\ \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm(sens y - y) & \dots\dots\dots vérifiée \end{cases}$$

4.6. les vérification

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P \times L_x \times L_y}{2 \times L_y \times L_x} = \frac{30,03 \times 3,2}{4 + 1,6} = 17,16$	$\frac{P \times L_x \times L_y}{3 \times L_y} = \frac{30,03 \times 3,2}{3 \times 2} = 16,16$
τ_u	$\frac{17,16 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0,079 MPa$	$\frac{16,16 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0,075 MPa$
$\bar{\tau}_u$	$\frac{0,07 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,16 MPa$	
	Oui	Oui

Tableau III.40 : Vérification de l'effort tranchant

4.6.1. A l'ELS

En travée

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(393)y_1 - 30(393 \times 215) = 0$$

$$y_1^2 + 11,79y_1 - 2543,85 = 0 \rightarrow y_1 = 4,488 cm$$

$$I_{xx} = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{1000 \times 44,88^3}{3} + 15 \times 393(215 - 44,88)^2 \rightarrow I_{xx} = 200,72 \times 10^6 mm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} y_1 = \frac{5,08 \times 10^6}{200,72 \times 10^6} 44,88 = 1,13 MPa < 0,6f_{c28} = 15 MPa \rightarrow CV$$

Aux appuis

$$by_1^2 + 30(A)y_1 - 30(Ad) = 0$$

$$1000y_1^2 + 30(393)y_1 - 30(393 \times 215) = 0$$

$$y_1^2 + 11,79y_1 - 2543,85 = 0 \rightarrow y_1 = 4,488 cm$$

$$I_{xx} = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{1000 \times 44,88^3}{3} + 15 \times 393(215 - 44,88)^2 \rightarrow I_{xx} = 200,72 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} y_1 = \frac{1,79 \times 10^6}{200,72 \times 10^6} 44,88 = 1,13 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

4.6.3. Vérification de la flèche [2]

$$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{160} = 0,156 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0,05 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,93}{100 \times 21,5} = 0,0018 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{Condition vérifiée}$$

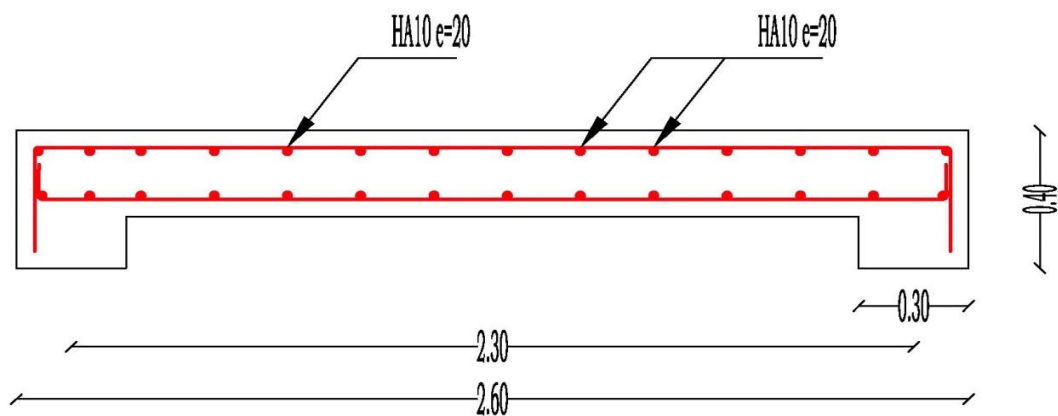


Figure III. 14 : Ferrailage de la dalle machine sens L_y

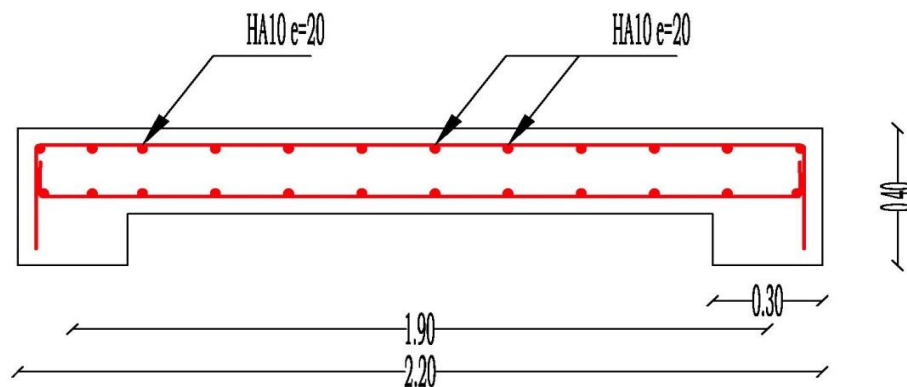


Figure III. 15 : Ferrailage de la dalle machine sens L_x

5. Etude des balcons

Les balcons de notre ouvrage sont en dalle pleine et considérés comme des consoles encastées dans la poutre de rive.

Les balcons sont soumis à une charge concentrée verticale (P) due au poids propre des gardes Corps, une charge horizontale (F) due à la main courante engendrant un moment (M) au niveau de L'encastrement et aux charges et surcharges qui lui reviennent. Le calcul se fera pour une bande de 1,00 m de largeur

5.1. Dimensionnement :

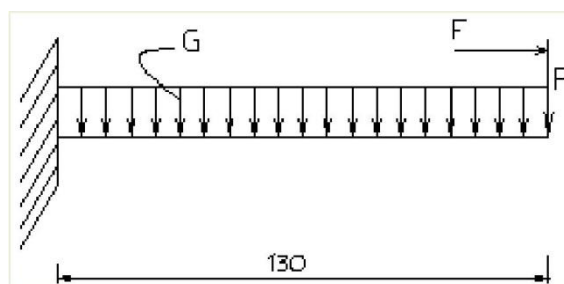


Figure III.16 : Schéma statique du balcon

Avec :

L : largeur du balcon = 1,30m

$$e_p \geq \frac{L}{10} \rightarrow e_p \geq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm.}$$

On prend : $e_p = 15 \text{ cm}$

5.2. Détermination des charges :

5.2.1. Charge permanentes :

Tableau III.41 : Charge permanent du balcon

	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
01	Carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Sable	0.03	18	0.54
04	Dalle pleine	0.15	25	3.75
05	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G = 5.29

Tableau III.41 : Charge permanent du balcon

Garde de corps :

$$P = 1,62 \text{ KN/ml}$$

5.2.2. Charges d'exploitations :

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

La poussée due à la main courante : $F = 1 \text{ KN/ml}$

5.3. Calcul des armatures

5.3.1. Combinaison de charges :

La combinaison à prendre en considération est : $1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35(5.29) + 1.5(3.5) = 12.39 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 (1.62) = 2.19 \text{ KN}$$

$$M = 1.35 F = 1.35 (1) = 1.35 \text{ KN.m}$$

5.3.2. Calcul de moment au niveau de l'encastrement :

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} - p_u l - M = -\frac{12.39 \cdot 1.30^2}{2} - 2.19(1.30) - 1.35 = -14.66 \text{ KN.m}$$

$$M_u = -14,66 \text{ KN.m}$$

5.3.3. Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = q_u l + p_u$$

$$T_u = 12.39(1.30) + 2.19 = 18.30 \text{ KN}$$

5.3.4. Calcul des armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.66 \cdot 10^6}{1000 \cdot 135^2 \cdot 14.17} = 0.056.$$

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

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.072$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 131.11 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z f_e / \gamma_s} = 3.21 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm

5.3.5. Calcul des armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8 = 2,01cm²** avec un espacement de 25cm

5.4. Vérification

5.4.1. Condition de non fragilité [4]

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot \frac{f_{t258}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$A_u = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

5.4.2. Vérification au cisaillement (BAEL91.art A.6.1.3) [1]

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

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{18,30 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,136 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 0,136 < \bar{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

5.4.3. Ancrage des barres

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \frac{f_e}{0,6 \gamma_s^2 f_{t28}}$$

Avec :

l_s : Longueur de scellement.

\emptyset : Diamètre de la barre.

f_e : Limite élastique des aciers.

γ_s : Coefficient de scellement des barres.

$\gamma_s = 1$ pour les R.L.

$\gamma_s = 1,5$ pour les HA .

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

$$l_s = \frac{1}{4} \frac{400}{0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1} = 35,273 \text{ cm.}$$

5.4.4. Vérification à l'E.L.S :

La combinaison à prendre en considération est : G + Q

$$q_s = 5,29 + 3,5 = 8,79 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = 1,62 \text{ KN}$$

$$M = F \cdot l = 1,0 \cdot 1,3 \text{ m} = 1,3 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment au niveau de l'encastrement :

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} - p_s \cdot l - M = -\frac{8,79 \cdot 1,3^2}{2} - 1,62 \cdot 1,3 - 1,3 = -10,83 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :**Position de l'axe neutre "y" :**

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A'_s (y - c') - \eta A_s (d - y) = 0$$

Moment d'inertie "I" :

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

Avec: $\eta = 15$; $c' = 2 \text{ cm}$; $d = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $A'_s = 0$

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 0,8 \text{ Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 225 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	Y	I	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
10,83	3,93	3,44	7322,87	5,08	vérifiée	223,17	vérifiée

Tableau III.42: Vérification des contraintes du balcon

5.4.6 Vérification de la flèche [6]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{130} = 0,1154 > 0,0625 \rightarrow \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,93}{100 \cdot 13,5} = 0,0029 < 0,0105 \rightarrow \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,1154 > 0,1 \rightarrow \text{vérifiée}$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

5.4.7. Vérification au séisme :

D'après RPA99/ version 2003 art 6.2.3 les éléments en console doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \alpha A_x C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération donnée par le tableau 4.1 du RPA 99/version 2003, pour la zone III et le groupe d'usage 1B :

$$A = 0.30$$

Cp : facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 du RPA 99/version 2003, pour l'élément Console :

$$C_p = 0.8$$

Wp : poids de l'élément considéré

$$W_p = 4,875 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.8 \times 4,875 = 4,68 \text{ KN.m}$$

Le calcul de ferrailage en flexion simple nous donne :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,025$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7.45 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{b \sigma_s} = 37.96 \text{ mm}^2$$

F_p	$M_u(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Esp(cm)
4,68	6,49	0.025	0	0.031	13.33	1.39	4HA8	2.01	25

Sa nous donne une nappe inférieure au niveau des appuis,

Choix des armatures : **4HA8** (2.01cm²)

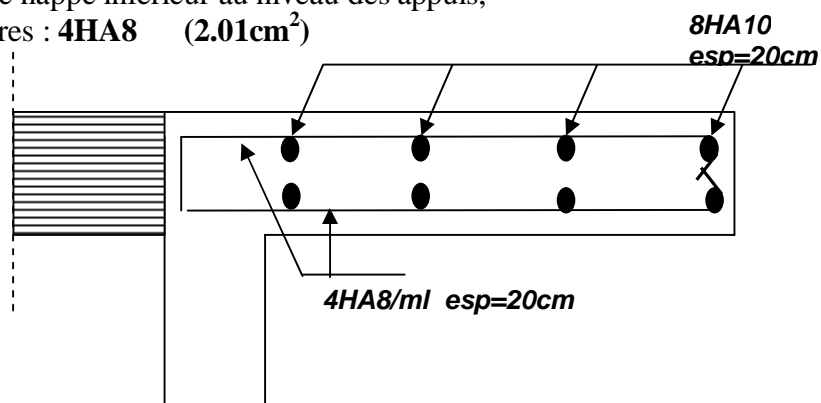


Figure III.17 : Ferrailage de balcon

1. Introduction :

1.1. Historique :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme, la structure subira à des déformations et des déplacements qui resteront dans le domaine limite possible.

1.2 Le séisme :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure par ces nœuds. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (Tsunami).

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

⇒ L'une des questions qui se posent est : *Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?*

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

1.3 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations dynamiques qui permettent de simplifier suffisamment le problème mathématique pour pouvoir l'analyser. Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres peut se faire manuellement mais cause un volume de calcul important. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis à savoir « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation dynamique adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

1.4 Détermination des fréquences et modes propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Où:

$\{\ddot{x}\}$, $\{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[k] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[k] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non nulle que si le Déterminant de la matrice carrée s'annule.

$$\text{D'où : } \det[[k] - \omega^2 [M]] = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " Equation caractéristique ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (ω) .

Les N solutions $(\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1er mode vibratoire correspond à ω_1 et est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$.

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}$, ou forme modale.

2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

2.1 Méthode statique équivalente :

2.1.1 Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

2.1.2 Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article **4.1.2 du RPA 99v2003**

2.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

2.2.1 Principe de la méthode :

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.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

2.2.2 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

3. Choix de la méthode de calcul :

3.1 Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

3.1.1 Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- *ZONE 0 : sismicité négligeable.*
- *ZONE I: sismicité faible.*
- *ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.*
- *ZONE III : sismicité élevée.*

Dans notre cas, Alger se situe dans une zone de sismicité élevée '**ZONE III**'.

3.1.2 Classification de site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10m de profondeur.

3.1.3 Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- *Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.*
- *Groupe 1B : ouvrages de grande importance.*
- *Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.*
- *Groupe 3 : ouvrages de faible importance.*

Notre ouvrage est classé dans la catégorie 1B (grande importance)

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99v2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ($H=34,68\text{m} > 10\text{m}$).

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**
Sa/g

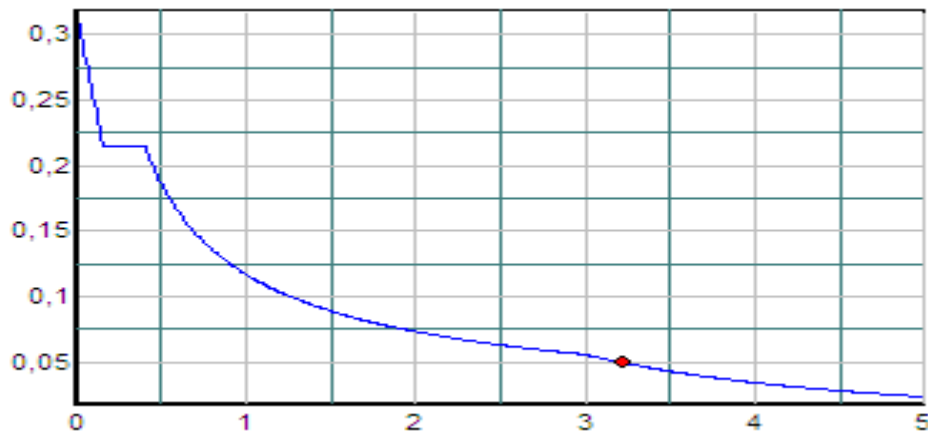


Figure V.1. Spectre de réponse

4. Analyse de notre structure :

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

4.1. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99v2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P- Δ
- Vérification des sollicitations normales.

4.2 Résultats de l'analyse dynamique par SAP2000 :

4.2.1 Vérification de la participation massique :

1 .Modèle initial :

La structure comporte uniquement les voiles de l'ascenseur

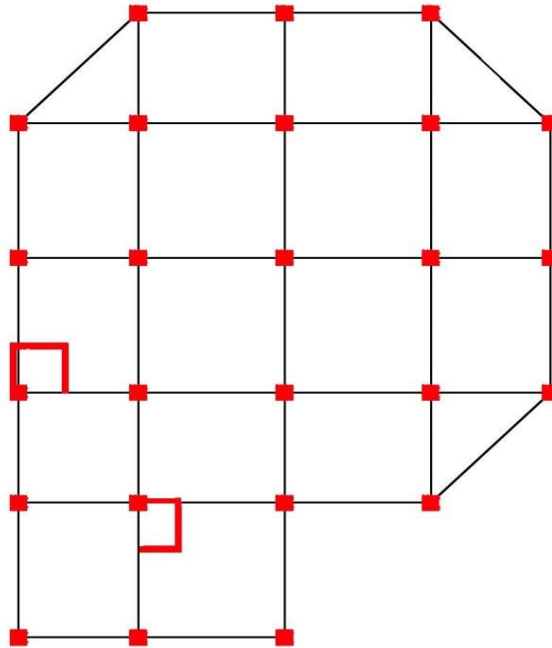


Figure IV.2 : disposition du voile modèle initial

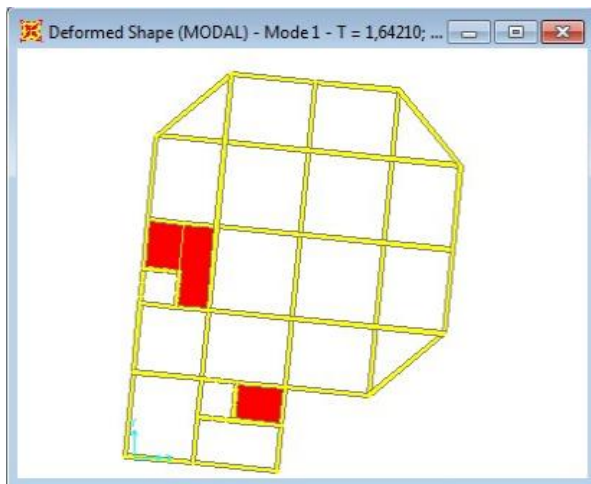
Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,642098	0,16959	0,19624	0,16959	0,19624
2	1,259797	0,40394	0,30274	0,57353	0,49898
3	1,033183	0,13701	0,21313	0,71054	0,71211
4	0,492808	0,03572	0,04027	0,74626	0,75238
5	0,312232	0,10704	0,0725	0,85329	0,82488
6	0,256848	0,02986	0,04715	0,88315	0,87203
7	0,239327	0,0171	0,03061	0,90026	0,90264

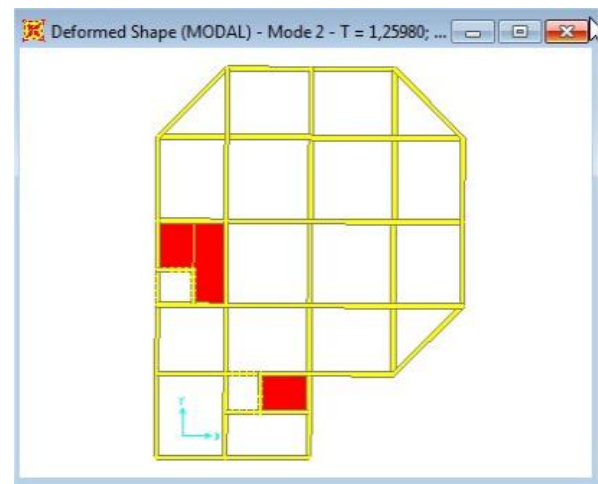
Tableau IV.1: Période et facture de participation massique du modèle

Constatation :

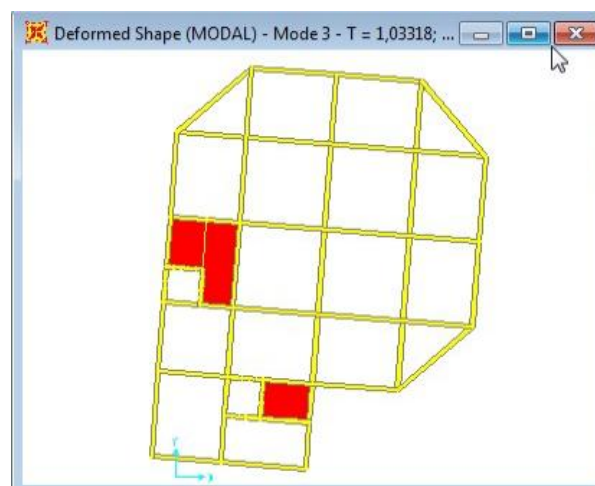
- Ce modèle dynamique présente une période fondamentale $T = 1.642$ s.
- Les 3 premiers modes sont des modes de rotation.
- On doit retenir les 7 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90%. (Selon le RPA99v2003).



Le 1^{er} mode est un mode de rotation



Le 2^{ème} mode est un mode de rotation



Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

Figure IV.3 : présentation des modes du modèle initial

4.2.2 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base V_d 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_s pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, Donc il faut vérifier que :

$$\frac{V_s}{V_d} > 0,8.$$

Calcul de la force sismique totale :

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

$$V_x = \frac{AD_x Q_x}{R} W \quad ; \quad V_y = \frac{AD_y Q_y}{R} W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

Selon RPA99v2003, site meuble (S3), $\rightarrow T_2 = 0,5 \text{ s}$

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$.

Selon RPA99v2003, remplissage dense, $\rightarrow \xi = 7 \%$

Alors : $\eta = \mathbf{0,882}$

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

$$1) T = C_T h_N^{3/4}$$

$$C_T = 0,05 \Rightarrow T_x = T_y = 0,71s$$

$$2) T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$$

$$\begin{cases} T_x = 0,68s \\ T_y = 0,61s \end{cases}$$

Les valeurs qu'on prend alors sont:

$$\begin{cases} T_x = 0,68s \\ T_y = 0,61s \end{cases}$$

$$T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2.5 \eta ((T_2/T)^{2/3})$$

$$\begin{cases} D_x = 1,79s \\ D_y = 1,92s \end{cases}$$

W : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \rightarrow \text{avec } W_i = W_G + \beta W_Q$$

$$\beta = 0,3 \dots \dots \dots \text{RPA99v2003}$$

$$W = 40878.39 \text{ kN (Résultat SAP2000)}$$

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	$\sum_i^n W_i$	V _x (kN)	V _y (kN)
0.3	1.79	1.92	3.5	1.15	1.15	40878.39	7212.67	7736.53

Tableau IV.2 : Calcul de la force sismique

	V(kN)	V _t (kN)	V _t /V	V _t /V > 0,8
X	7212.67	4159.59	0.58	CNV
Y	7736.53	4023.78	0.52	CNV

Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Modèle final :

La structure comporte des voiles de contreventement en plus des voiles d'ascenseur

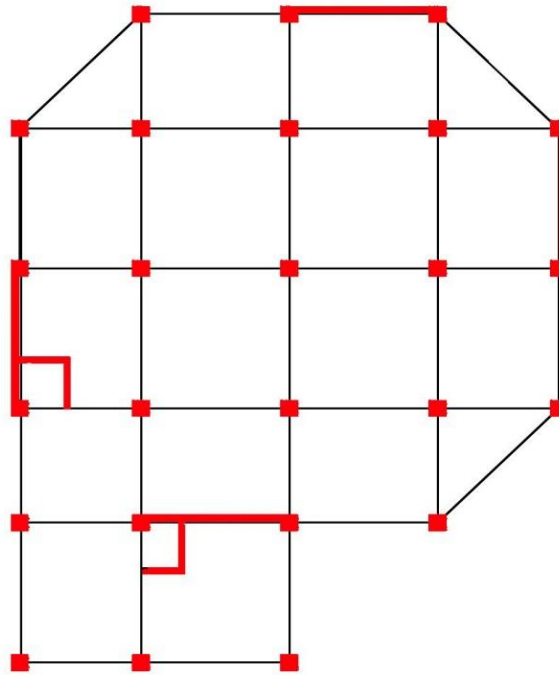


Figure IV.4 : disposition du voile modèle final

4.3. Résultats de l'analyse dynamique par SAP2000 :

4.3.1 Vérification de la participation massique :

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode :

Modes	Périodes	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,76403	0,61884	0,03841	0,61884	0,03841
2	0,719451	0,0343	0,61559	0,65314	0,65401
3	0,539761	0,01544	0,00555	0,66858	0,65956
4	0,191946	0,18915	0,00752	0,85774	0,66708

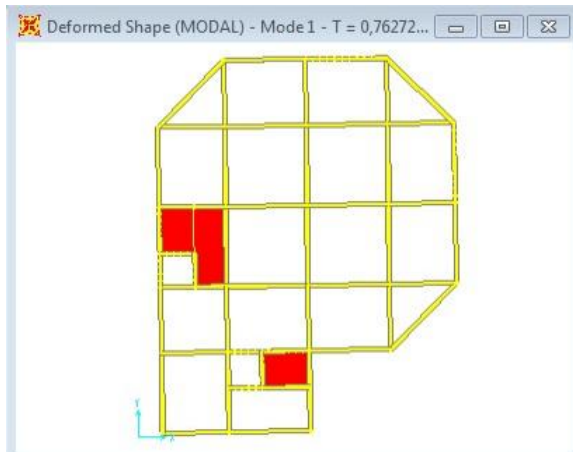
5	0,173503	0,00665	0,19637	0,86439	0,86345
6	0,136087	0,00461	0,00002163	0,869	0,86347
7	0,1174	3,612E-07	1,203E-09	0,869	0,86347
8	0,105336	0,00018	0,00006338	0,86918	0,86353
9	0,105063	0,000000384	2,849E-07	0,86918	0,86353
10	0,103751	0,000003157	1,603E-08	0,86918	0,86353
11	0,10362	0,000007177	1,915E-08	0,86919	0,86353
12	0,096641	0,02438	0,00707	0,89358	0,8706
13	0,093328	9,642E-07	0,00001361	0,89358	0,87061
14	0,092757	0,00098	0,00013	0,89456	0,87074
15	0,091539	0,000006713	0,00001929	0,89457	0,87076
16	0,086789	0,03433	0,01939	0,92889	0,89015
17	0,081718	0,00012	0,00001635	0,92901	0,89017
18	0,076613	0,00512	0,0391	0,93413	0,92927

Tableau IV.4 : Période et facture de participation massique du modèle

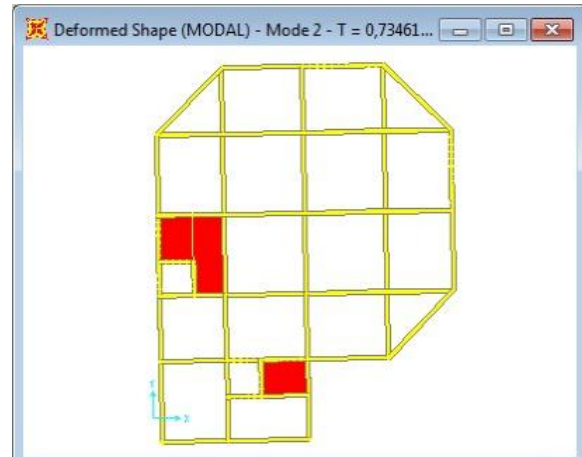
Constatation :

- Ce modèle dynamique présente une période fondamentale $T = 0,76$ s.
- Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation pure suivant X et Y.
- Le 3^{eme} mode est un mode de rotation pur autour de l'axe Z.
- On doit retenir les 18 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90%. (Selon

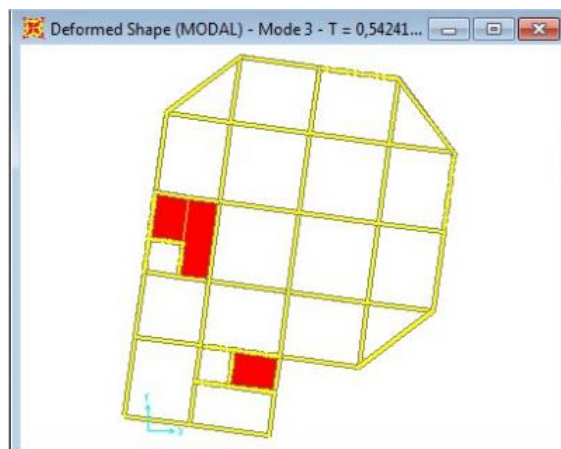
le RPA99v2003).



Le 1^{er} mode est un mode de translation (x-x)



Le 2^{ème} mode est un mode de translation (y-y)



Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

Figure IV.5 : présentation des modes du modèle final

4.3.2 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base V_d 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_s pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, Donc il faut vérifier que :

$$\frac{V_s}{V_d} > 0,8.$$

Calcul de la force sismique totale :

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

$$V_x = \frac{AD_x Q_x}{R} W \quad ; \quad V_y = \frac{AD_y Q_y}{R} W$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

Selon RPA99v2003, site meuble (S3), $\rightarrow T_2 = 0,5 \text{ s}$

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$.

Selon RPA99v2003, remplissage dense, $\rightarrow \xi = 7 \%$

Alors : $\eta = \mathbf{0,882}$

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimums des deux formules suivantes :

$$3) T = C_T h_N^{3/4}$$

$$C_T = 0,05 \Rightarrow T_x = T_y = 0,71s$$

$$4) T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$$

$$\begin{cases} T_x = 0,68s \\ T_y = 0,61s \end{cases}$$

Les valeurs qu'on prend alors sont:

$$\begin{cases} T_x = 0,68s \\ T_y = 0,61s \end{cases}$$

$$T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2.5 \eta ((T_2/T)^{2/3})$$

$$\begin{cases} D_x = 1,79s \\ D_y = 1,92s \end{cases}$$

W : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \rightarrow \text{avec } W_i = W_G + \beta W_Q$$

$$\beta = 0,3 \dots \dots \dots \text{RPA99v2003}$$

$$W = 41890,01kN \text{ (Résultat SAP2000)}$$

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	$\sum_i^n W_i$ (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)
0.3	1.79	1.92	3.5	1.15	1.15	41890.01	7391.19	7927.98

Tableau IV.5 : Calcul de la force sismique

	V(kN)	V _t (kN)	V _t /V	V _t /V > 0,8
X	7391.19	5986.36	0.81	CV
Y	7927.98	6351.52	0.80	CV

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques :

- ❖ Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V / V_t$

$$\begin{cases} 0,8V_x/V_t = 0,98 \\ 0,8V_y/V_t = 0,99 \end{cases}$$

4.3.3. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

- δ_{eK} : Déplacement du aux forces séismiques F_i
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau (K – 1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Selon RPA99v2003 le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta_{Klimite} = 0.01 \times he$$

Avec :

- he : la hauteur de l'étagek.

	$\delta^x (mm)$	$\delta^x = \delta^x \times R$	$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$	$0.01 \times he$	Observation
32.88	52,2	182,70	23,10	35,4	CV
29.10	45,6	159,60	24,15	35,4	CV
25.80	38,7	135,45	24,85	35,4	CV
22.60	31,6	110,60	24,50	35,4	CV
18.72	24,6	86,10	23,45	35,4	CV
15.80	17,9	62,65	21,70	35,4	CV
11.64	11,7	40,95	18,20	35,4	CV
8.10	6,5	22,75	14,00	35,4	CV
4.56	2,5	8,75	8,75	45,6	CV

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

	$\delta^y (mm)$	$\delta^y = \delta^y \times R$	$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$	$0.01 \times he$	Observation
32.88	45,4	158,90	21,70	35,4	CV
29.10	39,2	137,20	21,70	35,4	CV
25.80	33	115,50	22,40	35,4	CV
22.60	26,6	93,10	21,35	35,4	CV
18.72	20,5	71,75	20,65	35,4	CV

15.80	14,6	51,10	18,20	35,4	CV
11.64	9,4	32,90	15,05	35,4	CV
8.10	5,1	17,85	11,20	35,4	CV
4.56	1,9	6,65	6,65	45,6	CV

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

4.3.4 Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».
- Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $1/(1 - \theta_k)$
- Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionné

h_k	P_k	Vk_x	Δkx	h_i	θ	$\theta \leq 0.1$
0	39797,916	5782,91	0	4,56	0	Cv
4.56	34462,45	5765,86	0,0025	3,54	0.004	Cv
8.10	29459,24	5572,52	0,0065	3,54	0.010	Cv
11.64	24701,21	5265,22	0,0117	3,54	0.015	Cv
15.18	19943,18	4830,97	0,0179	3,54	0.021	Cv
18,72	15288,21	4309,42	0,0246	3,54	0.025	Cv
22.60	10960,34	3688,25	0,0316	3,54	0.026	Cv
25.80	6724,69	2994,30	0,0387	3,54	0.025	Cv
29.10	2310,06	2119,03	0,0456	3,54	0.014	Cv

Tableau IV.9 : Vérification l'effet P-Δ sensX

h_k	P_k	V_{ky}	Δky	h_i	θ	$\theta \leq 0.1$
0	39797,916	5981,19	0	4,56	0	Cv
4.56	34462,45	5964,71	0,0019	3,54	0.003	cv
8.10	29459,24	5844,63	0,0051	3,54	0.007	cv
11.64	24701,21	5470,67	0,0094	3,54	0.012	cv
15.18	19943,18	5026,54	0,0146	3,54	0.016	cv
18,72	15288,21	4487,89	0,0205	3,54	0.020	cv
22.60	10960,34	3842,64	0,0266	3,54	0.021	cv
25.80	6724,69	3118,36	0,0330	3,54	0.020	cv
29.10	2310,06	2205,64	0,0392	3,54	0.012	cv

Tableau IV.10 : Vérification l'effet P-Δsens Y

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ

4.3.5 Vérification des sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec

- ◆ v : effort normal réduit.
- ◆ N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- ◆ B_c : l'air (section brute) de cette section de béton.
- ◆ f_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Niveaux	$N_d(KN)$	$H*B(cm)$	$B_c(mm^2)$	v	Observation
8 ^{eme}	275,75	40 * 40	160000	0,069	cv
7 ^{eme}	569,17	40 * 40	160000	0,142	cv
6 ^{eme}	836,33	40 * 40	160000	0,209	cv
5 ^{eme}	1106,06	45 * 45	202500	0,218	cv
4 ^{me}	1376,00	45 * 45	202500	0,271	cv
3 ^{eme}	1650,62	50 * 50	250000	0,264	cv

2 ^{eme}	1926,09	50 * 50	250000	0,30	cv
1 ^{eme}	2211,70	60 * 60	360000	0,246	cv
RDC	2537,94	60 * 60	360000	0,282	cv

Tableau IV.11 : Vérifications des sollicitations normales

Remarque:

Il est nécessaire de redimensionner les sections des poteaux pour que la vérification des sollicitations normales doit être vérifiée.

Il faut noter aussi que tous les résultats de ce chapitre ont été calculés avec les nouvelles sections des poteaux.

1. Ferrailage des poteaux

1.1. Introduction

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

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V. 1 : Caractéristiques du béton et de l'acier

1.2. Détermination des armatures longitudinales

1.2.1. Recommandations des règlements

♦ Selon le CBA

$$A_t = \min \left\{ \begin{array}{l} 4\text{cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de prement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_t}{B} \leq 5\% \quad ; B: \text{section de béton comprimé} \end{array} \right.$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

♦ Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'

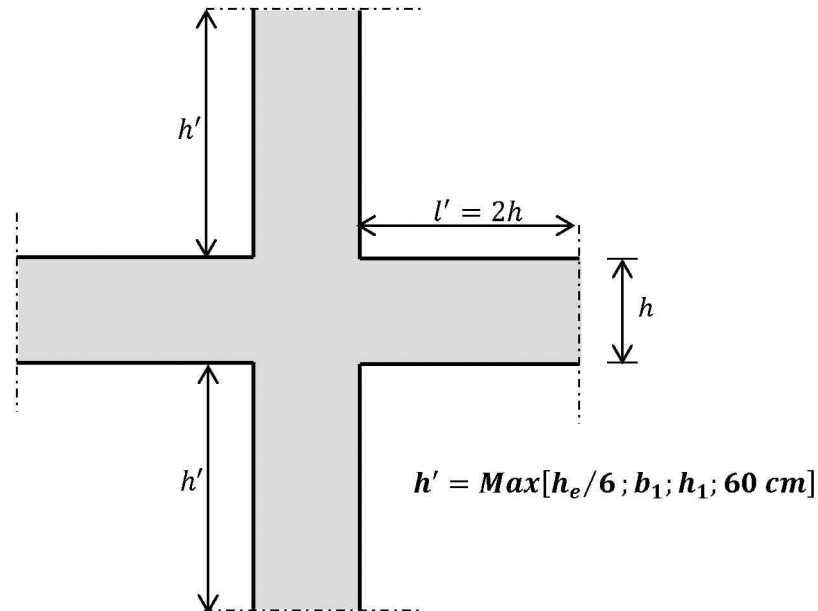


Figure V.1: Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:
 - 0.9% < A < 4% : En zone courante.
 - 0.9% < A < 6% : En zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessus.

h_e : La hauteur d'étage.

1.2.2 Sollicitations extrêmes de ferrailage

Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93 :

Situation durable →ELU : 1,35G+1,5Q

→ELS : G+Q

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : G+Q+E

0,8G±E

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

❖ N_{max} et son M_{corr}

❖ N_{min} et son M_{corr}

❖ M_{max} et son N_{corr}

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

a. (N_{max} , M_{corr}) :

Niveaux	N_{max} [KN]	M_{corr} [KNm]	section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
8 ^{ème}	-376.77	1.1817	40×40	SEC	0	0	14.4
7 ^{ème}	-784.147	0.6607	40×40	SEC	0	0	14.4
6 ^{ème}	-1151.536	0.4989	40×40	SEC	0	0	14.4
5 ^{ème}	-1522.391	0.3549	45×45	SEC	0	0	18.22
4 ^{ème}	-1893.511	0.3511	45×45	SEC	0	0	18.22
3 ^{ème}	-2270.962	0.5021	50×50	SEC	0	0	22.5
2 ^{ème}	-2649.581	0.5246	50×50	SEC	0	0	22.5
1 ^{er}	-3041.904	0.388	60×60	SEC	0	0	32.40
RDC	-3493.665	0.2891	60×60	SEC	0	0	32.40

Tableau V. 2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{max} , M_{corr})

b. (N_{min}, M_{corr}) :

Niveaux	N_{min} [KN]	M_{corr} [KNm]	section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
8 ^{ème}	-71.443	78.183	40×40	SPC	0	5.44	14.4
7 ^{ème}	-22.366	-46.7956	40×40	SPC	3.43	0	14.4
6 ^{ème}	-93.186	-32.6702	40×40	SPC	1.22	0	14.4
5 ^{ème}	-184.513	-45.1601	45×45	SPC	0.47	0	18.22
4 ^{ème}	-268.176	-10.041	45×45	SEC	0	0	18.22
3 ^{ème}	-380.873	-13.3359	50×50	SEC	0	0	22.5
2 ^{ème}	-481.3	3.4558	50×50	SEC	0	0	22.5
1 ^{er}	-664.301	7.452	60×60	SEC	0	0	32.40
RDC	-729.649	8.8162	60×60	SEC	0	0	32.40

Tableau V. 3 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{min}, M_{corr})

c- (M_{max}, N_{corr}) :

Niveaux	M_{max} [KNm]	N_{corr} [KN]	section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
8 ^{ème}	-111.0896	-176.846	40×40	SPC	7.16	0	14.4
7 ^{ème}	105.4369	-142.8	40×40	SPC	0	7.03	14.4
6 ^{ème}	51.6998	-524.623	40×40	SEC	0	0	14.4
5 ^{ème}	-90.1362	-490.11	45×45	SEC	0	0	18.22
4 ^{ème}	99.9582	-782.908	45×45	SEC	0	0	18.22
3 ^{ème}	111.2342	-1100.419	50×50	SEC	0	0	22.5
2 ^{ème}	93.1345	-1424.174	50×50	SEC	0	0	22.5
1 ^{er}	119.7232	-1750.25	60×60	SEC	0	0	32.40
RDC	44.1012	-800.082	60×60	SEC	0	0	32.40

Tableau V. 4 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_{max}, N_{corr})

2. Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q+E**

a. (N_{max} , M_{corr})

Niveaux	N_{max} [KN]	M_{corr} [KNm]	section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
8 ^{ème}	-275.749	0.9119	40×40	SEC	0	0	14.4
7 ^{ème}	-569.171	0.52	40×40	SEC	0	0	14.4
6 ^{ème}	-836.325	0.4002	40×40	SEC	0	0	14.4
5 ^{ème}	-1106.063	0.3089	45×45	SEC	0	0	18.22
4 ^{ème}	-1376.001	0.2075	45×45	SEC	0	0	18.22
3 ^{ème}	-1650.619	0.3052	50×50	SEC	0	0	22.5
2 ^{ème}	-1926.086	0.3318	50×50	SEC	0	0	22.5
1 ^{er}	-2211.7	0.2273	60×60	SEC	0	0	32.40
RDC	-2537.938	0.2444	60×60	SEC	0	0	32.40

Tableau V. 5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{max} , M_{corr})

b. (N_{min} , M_{corr}) :

Niveaux	N_{min} [KN]	M_{corr} [KNm]	section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
8 ^{ème}	-51.806	-4.4773	40×40	SEC	0	0	14.4
7 ^{ème}	-16.231	-33.8791	40×40	SPC	2.12	0	14.4
6 ^{ème}	-67.883	-23.7114	40×40	SPC	0.73	0	14.4
5 ^{ème}	-134.367	-32.7276	45×45	SPC	0.22	0	18.22
4 ^{ème}	-195.451	-7.2797	45×45	SEC	0	0	18.22
3 ^{ème}	-277.797	-9.6525	50×50	SEC	0	0	22.5
2 ^{ème}	-351.186	2.5022	50×50	SEC	0	0	22.5
1 ^{er}	-484.957	5.3748	60×60	SEC	0	0	32.40
RDC	-532.214	10.2312	60×60	SEC	0	0	32.40

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{min} , M_{corr})

c. (M_{max}, N_{corr}) :

Niveaux	M_{max} [KNm]	N_{corr} [KN]	section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
8 ^{ème}	-81.1062	-129.412	40×40	SPC	4.14	0	14.4
7 ^{ème}	76.0535	-102.91	40×40	SPC	0	4.08	14.4
6 ^{ème}	37.5524	-380.816	40×40	SEC	0	0	14.4
5 ^{ème}	-64.1482	-357.277	45×45	SEC	0	0	18.22
4 ^{ème}	70.6173	-564.534	45×45	SEC	0	0	18.22
3 ^{ème}	78.8063	-790.058	50×50	SEC	0	0	22.5
2 ^{ème}	-65.8654	-1028.842	50×50	SEC	0	0	22.5
1 ^{er}	-84.8521	-1261.228	60×60	SEC	0	0	32.40
RDC	31.6693	-582.875	60×60	SEC	0	0	32.40

Tableau V.7: Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M_{max}, N_{corr})

- Combinaison : **0,8G+E** :

a. (N_{max}, M_{corr}) :

Niveaux	N_{max} [KN]	M_{corr} [KNm]	section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
8 ^{ème}	-196.553	0.993	40×40	SEC	0	0	14.4
7 ^{ème}	-371.249	0.6361	40×40	SEC	0	0	14.4
6 ^{ème}	-549.07	0.5409	40×40	SEC	0	0	14.4
5 ^{ème}	-729.081	0.5786	45×45	SEC	0	0	18.22
4 ^{ème}	-909.28	0.4284	45×45	SEC	0	0	18.22
3 ^{ème}	-1093.152	0.4517	50×50	SEC	0	0	22.5
2 ^{ème}	-1277.595	0.3866	50×50	SEC	0	0	22.5
1 ^{er}	-1470.107	0.5573	60×60	SEC	0	0	32.40
RDC	-1670.624	0.4136	60×60	SEC	0	0	32.40

Tableau V.8 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N_{max}, M_{corr})

b. (N_{min}, M_{corr}) :

Niveaux	N_{min} [KN]	M_{corr} [KNm]	section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
8 ^{ème}	-42.958	37.2169	40×40	SPC	0	2.01	14.4
7 ^{ème}	-10.567	-21.4559	40×40	SPC	1.33	0	14.4
6 ^{ème}	-46.075	-15.4496	40×40	SPC	0.44	0	14.4
5 ^{ème}	-90.866	-20.9663	45×45	SPC	0.06	0	18.22
4 ^{ème}	-133.337	-4.6858	45×45	SEC	0	0	18.22
3 ^{ème}	-267.658	-10.4214	50×50	SEC	0	0	22.5
2 ^{ème}	-312.609	-7.9665	50×50	SEC	0	0	22.5
1 ^{er}	-357.854	-13.7104	60×60	SEC	0	0	32.40
RDC	-431.146	-15.1408	60×60	SEC	0	0	32.40

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{min}, M_{corr})

b. (M_{max}, N_{corr}) :

Niveaux	M_{max} [KNm]	N_{corr} [KN]	section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
8 ^{ème}	-56.3712	-92.113	40×40	SPC	2.76	0	14.4
7 ^{ème}	46.0985	-61.681	40×40	SPC	0	2.40	14.4
6 ^{ème}	24.687	-248.536	40×40	SEC	0	0	14.4
5 ^{ème}	33.4596	-115.347	45×45	SPC	0	0.51	18.22
4 ^{ème}	-32.2674	-346.036	45×45	SEC	0	0	18.22
3 ^{ème}	-37.6915	-457.822	50×50	SEC	0	0	22.5
2 ^{ème}	-30.5259	-572.858	50×50	SEC	0	0	22.5
1 ^{er}	40.1364	-680.462	60×60	SEC	0	0	32.40
RDC	-15.1408	-431.146	60×60	SEC	0	0	32.40

Tableau V. 10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_{max}, N_{corr})

1.2.3. Choix des armatures

Niveaux	section [cm ²]	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
6 ^{ème} 7 ^{ème} 8 ^{ème}	40×40	7.16	14.4	96	64	12T16	24.13
4 ^{ème} .5 ^{ème}	45×45	0.51	18.22	121.5	81	12T16	24.13
2 ^{ème} .3 ^{ème}	50×50	0.0	22.5	150	100	12T16	24.13
RDC 1 ^{ème}	60×60	0.0	32.4	216	144	12T20	37.70

Tableau V. 11 : Choix des armatures des poteaux

1.2.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

● **Acier**: → Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

→ Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

→ Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr}) :

Niveaux	section [cm ²]	N_{ser}^{max} [KN]	M_{ser}^{corr} [KN]	Section	σ_s [MPA]	$\bar{\sigma}_s$ [MPA]	σ_{bc} [MPA]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPA]	Vérification
8 ^{ème}	40×40	-275.74	0.991	24.13	23.3	201.63	1.6	15	OK
7 ^{ème}	40×40	-569.17	0.52	24.13	46.9	201.63	3.1	15	OK
6 ^{ème}	40×40	-836.32	0.400	24.13	68.5	201.63	4.6	15	OK
.5 ^{ème}	45×45	-1106.06	0.308	24.13	73.5	201.63	4.9	15	OK

4 ^{ème}	45×45	-1376.0	0.207	24.13	91.3	201.63	6.1	15	OK
3 ^{ème}	50×50	-1650.61	0.305	24.13	90.5	201.63	6.0	15	OK
2 ^{ème}	50×50	-1926.08	0.331	24.13	105.6	201.63	7.0	15	OK
1 ^{ème}	60×60	-2211.7	0.227	37.70	83.5	201.63	5.6	15	OK
RDC	60×60	-2537.93	0.244	37.70	95.8	201.63	6.4	15	OK

Tableau V. 12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

b. $(N_{ser}^{min}, M_{ser}^{corr})$:

Niveaux	section [cm ²]	N_{ser}^{min} [KN]	M_{ser}^{corr} [KN]	Section	σ_s [MPA]	$\bar{\sigma}_s$ [MPA]	σ_{bc} [MPA]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPA]	Vérification
8 ^{ème}	40×40	-52.999	56.77	24.13	66.9	201.63	5.9	15	OK
7 ^{ème}	40×40	-16.231	-33.87	24.13	38.3	201.63	3.5	15	OK
6 ^{ème}	40×40	-67.883	-23.71	24.13	26.9	201.63	2.0	15	OK
.5 ^{ème}	45×45	-134.367	-32.72	24.13	31.0	201.63	2.3	15	OK
4 ^{ème}	45×45	-195.451	-7.27	24.13	17.9	201.63	1.2	15	OK
3 ^{ème}	50×50	-402.892	-18.32	24.13	31.5	201.63	2.2	15	OK
2 ^{ème}	50×50	-470.118	-14.15	24.13	33.1	201.63	2.3	15	OK
1 ^{ème}	60×60	-537.88	-24.08	37.70	27.5	201.63	1.9	15	OK
RDC	60×60	-648.102	-25.78	37.70	32.1	201.63	2.2	15	OK

Tableau V. 13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

c. $(M_{ser}^{max}, N_{ser}^{corr})$:

Niveaux	section [cm ²]	M_{ser}^{max} [KN]	N_{ser}^{corr} [KN]	Section	σ_s [MPA]	$\bar{\sigma}_s$ [MPA]	σ_{bc} [MPA]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPA]	Vérification
8 ^{ème}	40×40	-81.10	-129.41	24.13	100.9	201.63	8.7	15	OK
7 ^{ème}	40×40	76.05	-102.91	24.13	93.0	201.63	8.1	15	OK
6 ^{ème}	40×40	37.55	-380.81	24.13	64.9	201.63	4.7	15	OK

5 ^{ème}	45×45	-64.14	-357.27	24.13	73.8	201.63	5.5	15	OK
4 ^{ème}	45×45	70.61	-564.53	24.13	85.1	201.63	6.2	15	OK
3 ^{ème}	50×50	78.80	-790.05	24.13	84.1	201.63	6.0	15	OK
2 ^{ème}	50×50	-65.86	-1028.84	24.13	90.4	201.63	6.3	15	OK
1 ^{ème}	60×60	-84.85	-1261.22	37.70	72.9	201.63	5.1	15	OK
RDC	60×60	-25.78	-648.10	37.70	32.1	201.63	2.2	15	OK

Tableau V. 14 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

1.2.5 Vérification De L'effort Tranchant :

a-Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

* Selon le CBA 93 :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003:

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sections (cm ²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	40×40	51.313	0.356	21.46	0,075	1,875	2,50	OK
7 ^{ème}	40×40	66.768	0.463	21.46	0,075	1,875	2,50	OK
6 ^{ème}	40×40	37.893	0.263	21.46	0,075	1,875	2,50	OK
5 ^{ème}	45×45	47.198	0.258	19.07	0,075	1,875	2,50	OK
4 ^{ème}	45×45	53.071	0.291	19.07	0,075	1,875	2,50	OK
3 ^{ème}	50×50	61.519	0.273	17.16	0,075	1,875	2,50	OK
2 ^{ème}	50×50	50.055	0.222	17.16	0,075	1,875	2,50	OK
1 ^{er}	60×60	57.399	0.177	14.30	0,075	1,875	2,50	OK
RDC	60×60	11.709	0.036	18.42	0,075	1,875	2,50	OK

Tableau V. 15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

1.3. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

Selon CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} A_t : \text{Section d'armatures transversales.} \\ b : \text{Largeur de la section droite.} \\ h : \text{Hauteur de la section droite.} \end{array}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10cm$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	\varnothing_t (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC ; 1 ^{er}	60×60	12T20	20	10	20
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	50×50	12T16	16	10	15
4 ^{ème} ; 5 ^{ème}	45×45	12T16	16	10	15
6 ^{ème} ; 7 ^{ème} ; 8 ^{ème}	40×40	12T16	16	10	15

Tableau V. 16 : Espacement maximales selon RPA99

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC ; 1 ^{er}	60x60	3.192	5.32	2.5	57.399	N	10	0.59	4T10	3.14
						C	15	0.89	4T10	3.14
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	50x50	2.478	4.95	3,75	61.519	N	10	1.15	4T10	3.14
						C	15	1.73	4T10	3.14
4 ^{ème} ; 5 ^{ème}	45x45	2.478	5.50	2.5	53.071	N	10	0.73	4T10	3.14
						C	15	1.10	4T10	3.14
6 ^{ème} ; 7 ^{ème} ; 8 ^{ème}	40x40	2.478	6.19	2.5	66.768	N	10	1.04	4T8	2.01
						C	15	1.56	4T8	2.01

Tableau V. 17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

1.3.1 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [Art 7.4.2.2]

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ $\geq 0.3\%$
40×40	Courante	0.33	CV
	Nodale	0.50	CV
45×45	Courante	0.46	CV
	Nodale	0.69	CV

50×50	Courante	0.41	CV
	Nodale	0.62	CV
60×60	Courante	0.34	CV
	Nodale	0.52	CV

Tableau V. 18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

1.3.2 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\varnothing_1$ en zone III.

Pour :

- $\varnothing=20\text{mm}$ $L_r=100\text{cm}$.
- $\varnothing=16\text{mm}$ $L_r=80\text{cm}$.

Schéma de ferrailage :

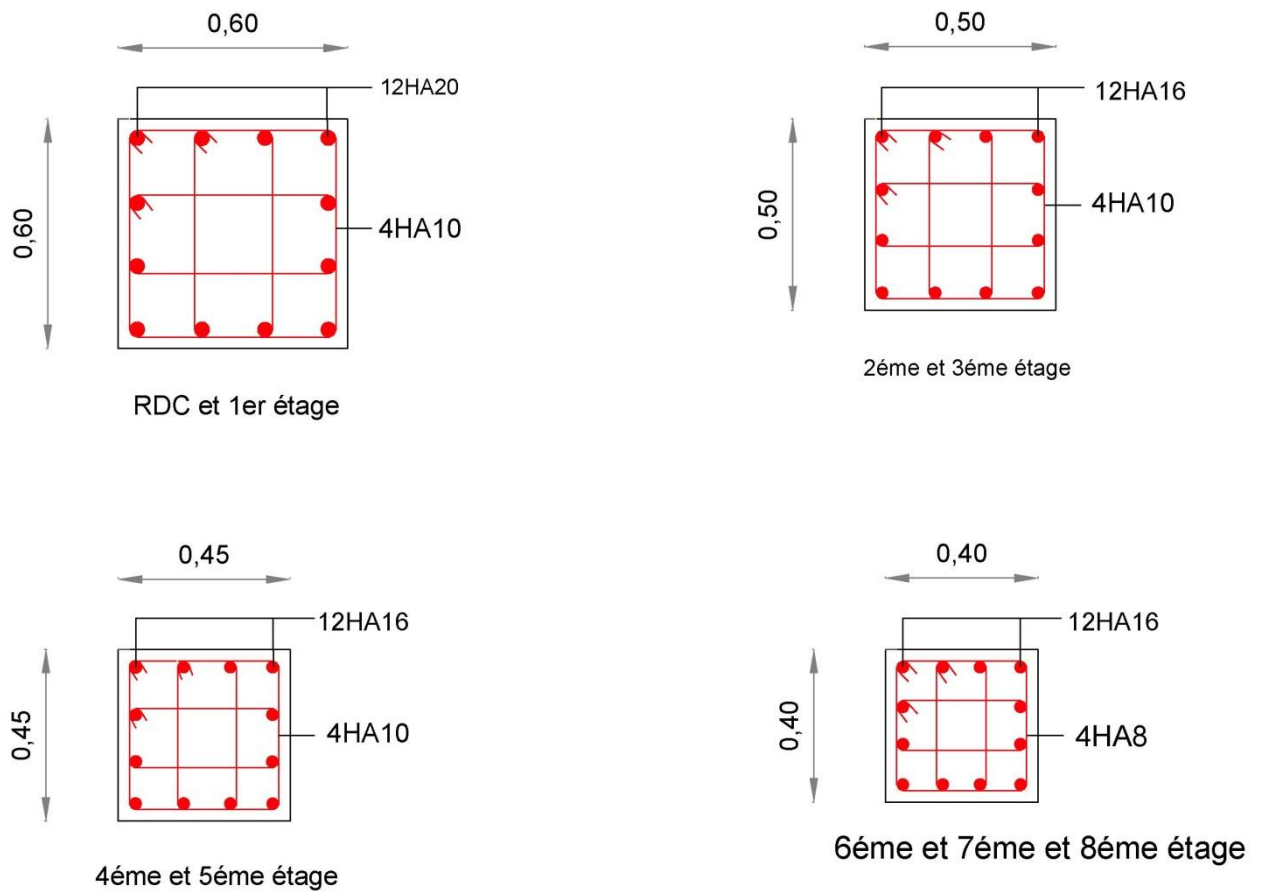


Figure V.2 : schéma de ferrailage des poteaux

2. Ferrailage des poutres :

2.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable → ELU: $1,35G+1,5Q$

→ ELS: $G+Q$

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle → $G+Q+E$

2.2 Recommandations selon RPA99 version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2.3. Calcul de ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Sens porteur :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)
RDC	30x40	Travée	84.921	7.20
		Appui	172.275	16.30
Etage courant	30x40	Travée	88.924	7.50
		Appui	168.924	15.9
Terrasse	30x40	Travée	79.931	6.70
		Appui	153.606	14.10

Tableau V. 19 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)
RDC	30x40	Travée	64.232	4.50
		Appui	158.579	12.20
Etage courant	30x40	Travée	71.117	5.10
		Appui	187.272	14.80
Terrasse	30x40	Travée	63.272	4.50
		Appui	152.957	11.70

Tableau V. 20 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

2-Sens non porteur :

a. Situation durable: 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)
RDC	30x40	Travée	6.89	1.30
		Appui	18.658	1.50
Etage courant	30x40	Travée	45.756	3.70
		Appui	61.447	5.10
Terrasse	30x40	Travée	19.346	1.50
		Appui	35.192	2.80

Tableau V. 21 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)
RDC	30x40	Travée	57.495	4.0
		Appui	68.32	4.80
Etage courant	30x40	Travée	111.353	8.20
		Appui	133.257	10.0
Terrasse	30x40	Travée	65.633	4.60
		Appui	77.529	5.50

Tableau V. 22 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

2.3.1. Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	30x40	Travée	84.921	48	72	6	7.20	4T16+2T14	11.12
		Appui	172.275				16.30	4T20+4T16	20.61
Etage courant	30x40	Travée	88.924	48	72	6	7.50	4T16+2T14	11.12
		Appui	187.272				14.80	4T20+4T16	20.61
Terrasse	30x40	Travée	79.931	48	72	6	6.70	4T16+2T14	11.12
		Appui	153.606				14.10	4T20+4T16	20.61

Tableau V. 23 : Choix des armatures pour les poutres principales

2- Sens non porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	30x40	Travée	57.495	48	72	6	4.0	3T14	4.62
		Appui	68.32				4.80	3T16	6.03
Etage courant	30x40	Travée	111.353	48	72	6	8.20	3T16+2T14	9.11
		Appui	133.257				10.0	3T16+3T14	10.65
Terrasse	30x40	Travée	65.633	48	72	6	4.60	3T14	4.62
		Appui	77.529				5.50	3T16	6.03

Tableau V. 24 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

2.3.2 Condition de non fragilité

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

Avec :

$$f_{t28}=2.1\text{MPa} ; f_e=400\text{Mpa}$$

Section (cm ²)	A _s ^{choisi} _(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x40	4.62	1.30	Vérifiée

Tableau V. 25 : Vérification de la condition de non fragilité

2.4. Vérifications

2.4.1. Vérification vis à vis de l'ELS :

Le règlement **CBA93** [3] exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots(1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots(2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots(3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E.\zeta \dots\dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E.\alpha.\Delta T \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température (ΔT=20c°).

α : Coefficient de dilatation thermique (α=10⁻⁵)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E=32164,20MPa$).

Donc : $\sigma=32164,20 \cdot 10^{-5} \cdot 20=6,43MPa$

- La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \end{cases}$$

1.Sens porteur :

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	$\sigma_s + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	61.01	8.4	15	179.4	6.43	185.83	201.63	Oui
	Appui	123.00	14.0		195.0		201.43		
Etage courant	Travée	63.84	8.8	15	187.8	6.43	194.23	201.63	Oui
	Appui	120.96	13.7		191.7		198.13		
Terrasse	Travée	58.05	8.0	15	170.7	6.43	177.13	201.63	Oui
	Appui	112.29	12.8		178.0		184.43		

Tableau V. 26 : Vérification des poutres principales à l'ELS

2.Sens non porteur :

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	$\sigma_s + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	10.59	1.2	15	14.2	6.43	20.63	201.63	Oui
	Appui	19.56	3.2		98.5		104.93		
Etage courant	Travée	33.93	4.9	5	115.6	6.43	122.03	201.63	Oui
	Appui	47.72	6.5		140.4		146.83		
Terrasse	Travée	9.41	1.1	15	12.6	6.43	19.03	201.63	Oui
	Appui	28.05	4.6		141.3		147.73		

Tableau V. 27 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

2.4.2 Vérification de l'effort tranchant :

2.4.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable). Selon le **BAEL 91 modifié**

99

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifiée
RDC	30x40	188.45	1.745	2.5	OK
	30x40	21.50	0.199	2.5	OK
Etage courant	30x40	194.40	1.80	2.5	OK
	30x40	36.91	0.342	2.5	OK
Terrasse	30x40	187.08	1.732	2.5	OK
	30x40	24.36	0.226	2.5	OK

Tableau V. 28 : Vérification de la contrainte de cisaillement

2.5. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_c=400\text{MPa}$).

• Selon le **BAEL 91 modifié 99** : $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

• Selon le RPA 99 version 2003 : →
$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,14\text{cm}$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
Porteur	30x40	194.40	1.80	32.4	20	10	10	15	1.35	4HA8
Non porteur	30x40	36.91	0.342	32.4	20	10	10	15	1.35	4HA8

Tableau V. 29 : Calcul des armatures transversales

2.5.1 Recouvrement des armatures longitudinales

L_r=50Ø (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm

2.5.2 Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L_{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L_{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{gauche} ; L_{droite})$

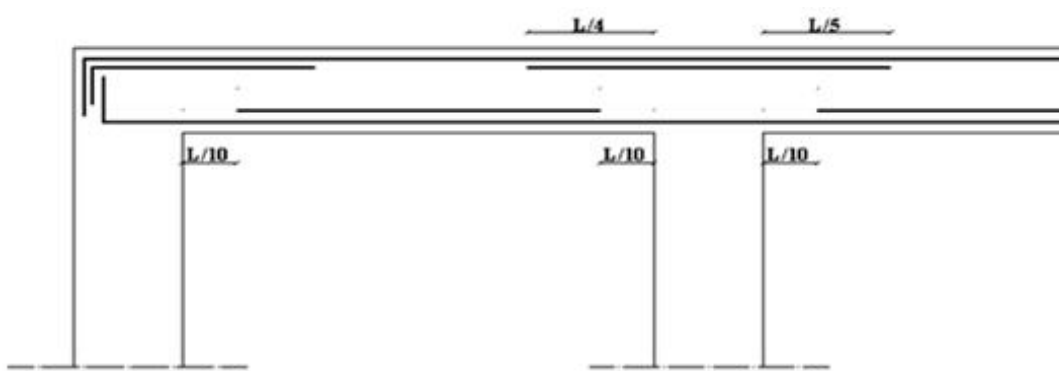


Figure V.3 : Arrêt de barre

2.6. Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : Poutre porteuse : $\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,98cm$

Poutre secondaire : $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,98cm$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 »:

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- **Moment d’inertie de la section totale homogène “ I₀ ” :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y - \frac{h}{2}\right)^2 - 15A_s(d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d’inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l’armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} , \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y - \frac{h}{2}\right)^2 - 15A_s(d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

	M _{ser} Kn:m	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	Δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
Poutre Porteuse	63,84	10,65	21,8	0,0088	161,51	2,36	0,94	0,536	135188	63907,1	87501,336
Poutre non Porteuse	33,93	9,11	8,16	0,0076	103,45	2,76	1,106	0,298	222310	134048 , 8	167202,17

Tableau V. 30 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

-Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MP$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

-Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 7,45mm \quad (L = 4,9m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 16,19mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 8,74mm \quad \bar{f} = 9,8mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse):

$$f_{i2} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 1,88mm \quad (L = 4,9m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v2} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 4,50mm$$

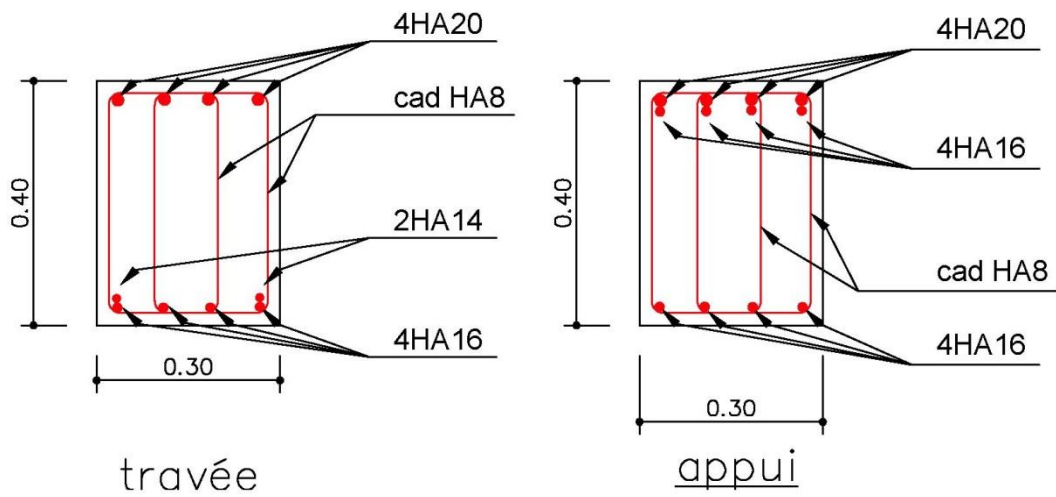
$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 2,62mm \quad \bar{f} = 9,8mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

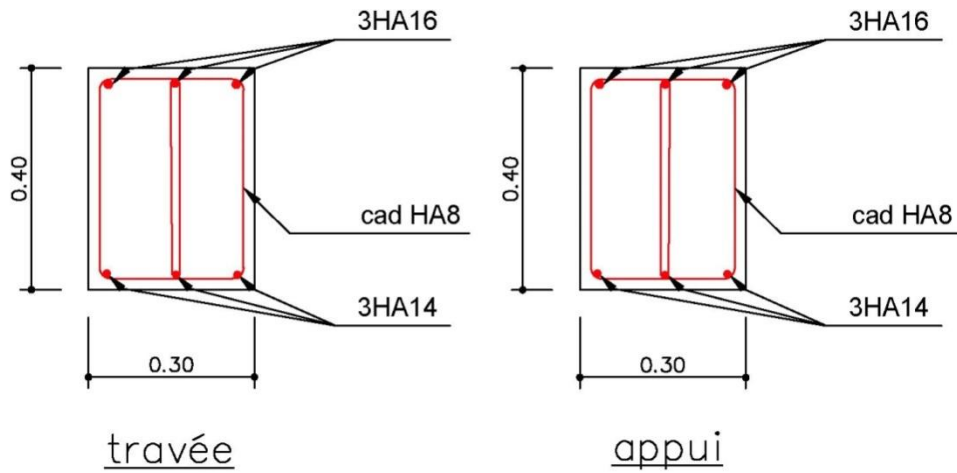
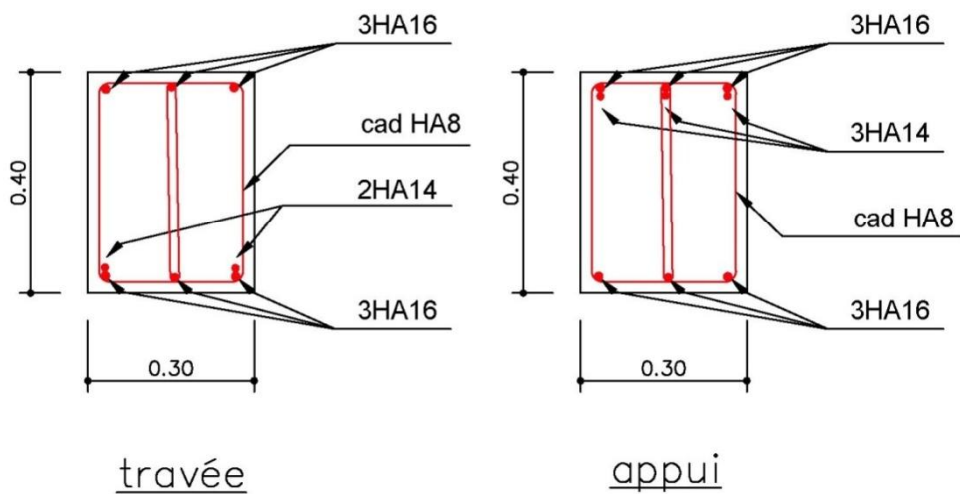
Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
30x40	16,19	7,45	8,74	9,8	Vérifier
30x40	4,5	1,88	2,62	9,8	Vérifier

Tableau V. 31 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Schéma de ferrailage :**Poutres porteuses :**

RDC + Etage Courant + Terrasse

**Figure V.4** : schéma de ferrailage de poutre principal

Poutres non porteuse :RDC + Terrasse**Figure V.5 :** Schéma de ferrailage de poutre non porteuse (RDC+terrasse)Etage Courant**Figure V.6 :** schéma de ferrailage de poutre non porteuse (étage courant)

3. Ferrailage des voiles

3.1. Introduction

Sous l'action des charges latérales, les voiles se comportent comme une console verticale fléchie encastrée dans la fondation ; de ce fait le voile est sollicité par un effort normal "N", un effort tranchant "V" et un moment fléchissant "M" qui est max dans la section d'encastrement.

Ils seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage sera composé d'armatures verticales, d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

Les voiles ont tous des ouvertures se qui provoque une concentration de contraintes autour d'elles, on procède alors au renforcement de cette partie.

La fissuration étant jugé peu nuisible le dimensionnement se fera à l'E.L.U et la vérification des contraintes à l'E.L.S.

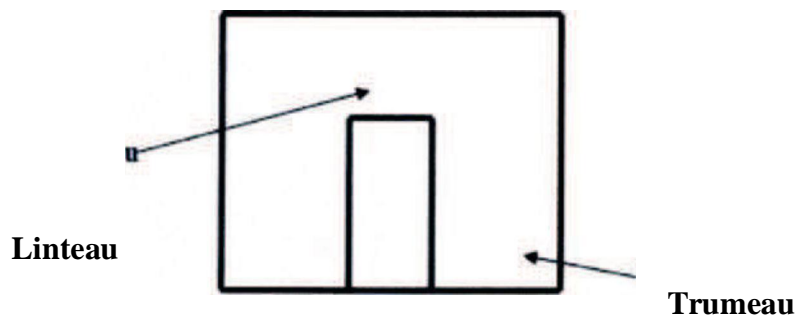


Figure V.7 : Voile avec ouverture

3.1.1 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

3.1.2 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Ferraillage des voiles

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

3.1.3 Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

3.2. Recommandations exigées par le RPA99

3.2.1. Pour les trumeaux : (RPA99 art7.7.4.1)

a. Aciers verticales

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 et reportées ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu ;
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile :
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm ;
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Aciers horizontaux

- les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des

faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine :

- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de $10\emptyset$

Remarque : Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- *En zone courante* 0,10%

3.2.2. Pour les linteaux (RPA99 art7.7.3.3)

a. Armatures longitudinales :

$$(A_1 ; A'_1) > 0.0015 b * h \text{ (0.15 \%)}$$

b. Armatures transversales :

Pour $\tau_b < 0,025f_{c28}A_t > 0,0015 b * s$ (0,15%)

Pour $\tau_b > 0,025f_{c28}A_t > 0,0025 b * s$ (0,25%)

c. Armatures en section courante (armature de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20%.

3.2.3 Règles communes (RPA99 ; 7.7.4.3)

- L'espacement des *barres* horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S < 1.5 e$ e : épaisseur du voile
- $S < 30 \text{ cm}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées *avec* au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les *barres* horizontales doivent être disposées *vers l'extérieure*.

- Le diamètre des *barres* verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 \emptyset pour les *barres* situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

20 \emptyset pour les *barres* situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges

3.2.4. Vérification des voiles à l'effort tranchant (RPA99 art 7.2.2)

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait *avec* la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% , la contrainte de cisaillement dans le béton est limité comme suit :

$$\tau_u = (1,4 V_u / b_0 d) < \bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$$

Avec :

- V_u Effort tranchant à la base du voile
- b_0 : épaisseur du voile
- d : hauteur utile = 0.9 h
- h : hauteur totale de la section brute

3.3. Méthode de calcul

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de la largeur (d).

3.3.1 Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Dans ce *cas* le diagramme des contraintes sera *relevé* directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : Longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

✓ **Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d * e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d * e$$

Avec :

e : épaisseur du voile

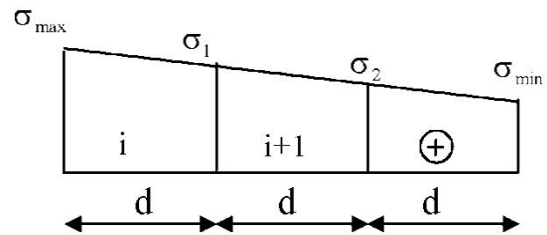


Figure V.8 : Section entièrement comprimée

✓ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} d * e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d * e$$

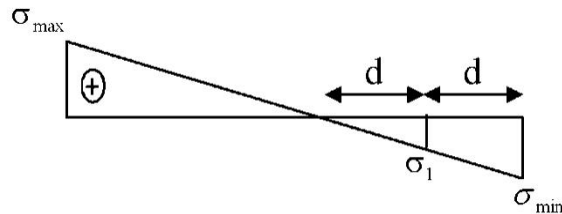


Figure V.9 : Section partiellement comprimée

✓ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d * e$$

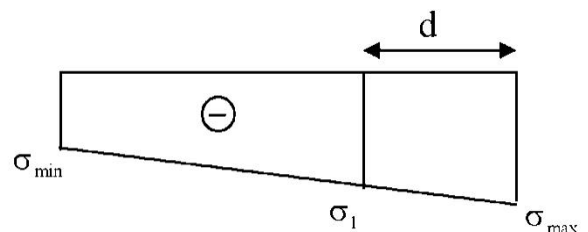


Figure V.10 : Section entièrement tendue

3.3.2 Armatures verticales

a) Section entièrement comprimée

$$A_v = \frac{N_i + B * f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier

b) Section partiellement comprimée

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier

c) Section entièrement tendue

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier

3.4. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des efforts

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en trois zones.

Zone I : RDC

Zone II : du 1er au 3ème

Zone III : du 4ème au 8ème

Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V_1 zone I :

3.4.1. Détermination des sollicitations :

$$M = 14074.94 \text{ KN.m}$$

$$I = (0.25 \times 5.5^3) / 12 = 3.466 \text{ m}^4$$

$$N = -1828.67 \text{ KN}$$

$$\Omega = 1.375 \text{ m}^2$$

$$v = h/2 = 5.5/2 = 2.75 \text{ m}$$

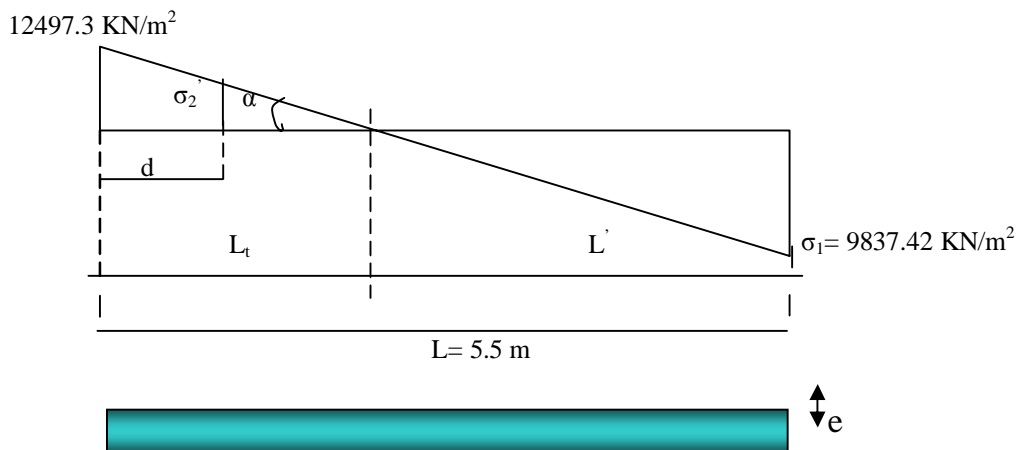
3.4.2 Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{-1828.67}{1.375} + \frac{1407494 \times 2.75}{3.466}$$

$$\sigma_1 = 9837.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{-1828.67}{1.375} - \frac{1407494 \times 2.75}{3.466}$$

$$\sigma_2 = -12497.30 \text{ KN/m}^2$$

**Calcul de L' :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 5.5 \times \left(\frac{12497.3}{9837.42 + 12497.3} \right) = 3.08 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 5.5 - 3.074 = 2.425 \text{ m}$$

$$d \leq \min(3.16/2, (2/3) \times 2.425) = 1.58 \text{ m}$$

$$\text{on prend : } d = L_t = 3.08 \text{ m}$$

$$I' = (0.25 \times 3.08^3) / 12 = 0.6087 \text{ m}^4$$

$$v' = 3.08 / 2 = 1.54 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0.25 \times 3.08 = 0.77 \text{ m}^2$$

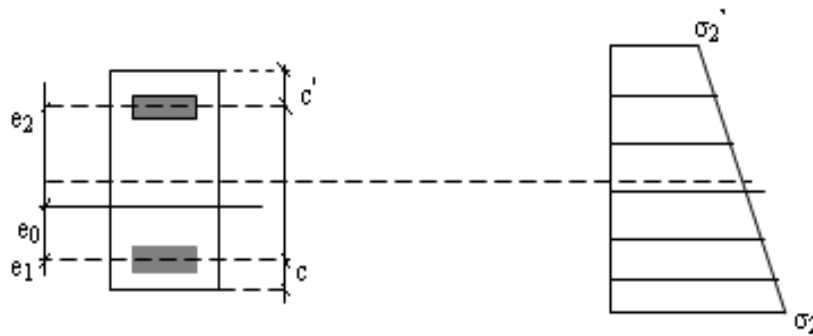
Donc :

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_1) \Rightarrow N_1 = -4811.4 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2 - \sigma_1) \Rightarrow M_1 = 2469.8 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{24698}{48114} = 0.51 \text{ m} < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section}$$

entièrement tendue).



Soit : $c = 3 \text{ cm}$ $c' = 3 \text{ cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 1.0 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 2.02 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = (4811.4 \times 10^{-2} \times 2.02) / ((1.0 + 2.02) \times 400) = 80.455 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = (4811.4 \times 10^{-2} \times 1.0) / ((1.0 + 2.02) \times 400) = 39.829 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = N_1 / f_e = 4811.4 / 400 = 120.285 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 120.285 / (2 \times 3.08) = 19.526 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

3.4.3 Armatures minimales de RPA 99/03:

D'après le RPA 99/03 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \text{ b } L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.25 \times 3.08 = 15.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/face} = 15.4 / (2 \times 3.08) = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

3.4.4 Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.25 \times 5.5 = 20.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / \text{ml/face} = 20.62 / (2 \times 5.5) = 1.87 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 19.526 \text{ cm}^2.$$

3.4.5 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_h \geq 0.15\% B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

3.4.6 Vérification :

3.4.6.1 Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

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

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15*A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

3.4.6.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

a. D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 * d}$$

$$V = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

b. D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c_j}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

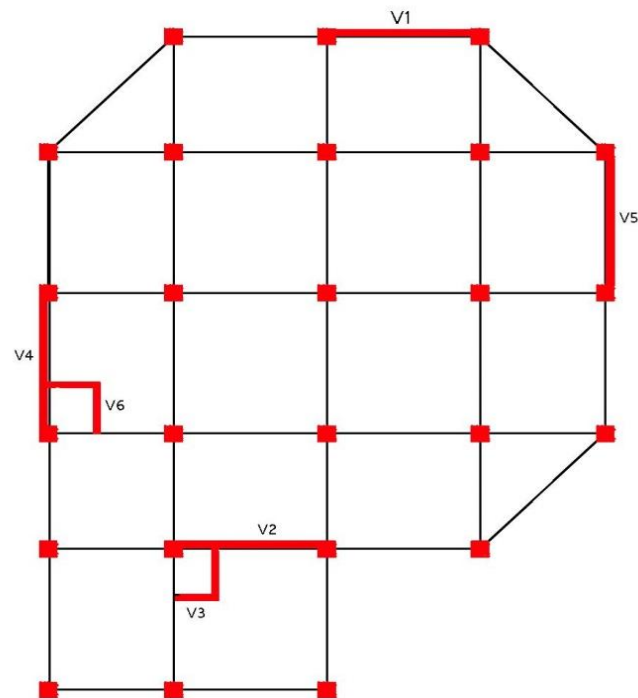


Figure V.11 : disposition des voiles

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

3.5. Ferrailage des voiles

3.5.1 Voiles pleins :

3.5.1.1 Voiles longitudinaux :

V1

VOILE		V1		
		Zone I	Zone II	Zone III
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	Largeur e (m)	0,25	0,20	0,20
	longueur L (m)	5.5	5.5	5.5
LES SOLLICITATIONS	M (KN.m)	14 074,94	9 734,17	4 723,15
	N(KN)	- 1 828,70	- 1 781,71	-1143,461
	N_s (KN)	2287.32	1935.13	1228.64
	V_u (KN)	1845.69	1837.49	1143.46
	σ_t (Mpa)	12,50	11,27	5,72
	σ_c (Mpa)	9,84	8,03	3,64
	L_t (m)	3,08	3,21	3,36

ARMATURES VERTICALES	As (cm ²)	120,19	90,51	48,08	
	As (cm ² /ml /face)	19.51	14.09	7.15	
	As RPA (cm ² /ml /face)	2.5	2.0	2..0	
	As MIN (cm ² ml /face)	1.88	1.5	1.5	
	Choix d'armatures	10HA16	8HA16	7HA12	
	As adoptées (cm ²)	20.11	16.08	7.92	
ARMATURES HORIZONTALES	Ah (cm ²)	5.03	4.02	1.98	
	Choix	7HA10	6HA10	6HA8	
	Ah Adoptées (cm ²)	5.50	4.71	3.02	
	Espacements	10	15	15	
ARMATURES TRANSVERSALES	At adopté (cm2)	4épingle de HA8/m2			
VERIFICATIONS	$\bar{\tau}_b (Mpa)=5$	τ_b	2.76	4.55	2.83
	$\bar{\tau}_u (Mpa)=3.26$	τ_u	1.97	3.25	2.02
	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)=15$	σ_{bc}	1.63	1.72	1.11

Tableau V. 32 : récapitulatif des résultats V1

V3

VOILE		V3		
		Zone I	Zone II	Zone III
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	Largeur e (m)	0.25	0.2	0.2
	longueur L (m)	2.0	2.0	2.0
LES SOLLICITATIONS	M (KN.m)	1 647,91	942,31	472,46
	N(KN)	- 2 656,40	- 2 028,20	-779,416
	N _s (KN)	1069.38	962.76	653.71
	V _u (KN)	530.95	415.72	420.66
	σ_t (Mpa)	19,00	12,14	5,49
	σ_c (Mpa)	5,72	2,00	1,59
	L _t (m)	1,54	1,72	1,55
ARMATURES	As (cm ²)	73,02	52,12	21,28
	As (cm ² /ml /face)	23.71	15.15	6.86

VERTICALES	As RPA (cm ² /ml /face)	2.5	2.0	2.0	
	As MIN (cm ² ml /face)	1.88	1.5	1.5	
	Choix d'armatures	8HA20	8HA16	5HA14	
	As adoptées (cm ²)	25.13	16.08	7.70	
ARMATURES HORIZONTALES	Ah (cm ²)	6.28	4.02	1.93	
	Choix	8HA10	6HA10	6HA8	
	Ah Adoptées (cm ²)	6.28	4.71	3.02	
	Espacements	10	15	15	
ARMATURES TRANSVERSALES	At adopté (cm2)	4épingle de HA8/m2			
VERIFICATIONS	$\bar{\tau}_b (Mpa)=5$	τ_b	0.79	1.03	1.04
	$\bar{\tau}_u (Mpa)=3.26$	τ_u	0.57	0.74	0.74
	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)=15$	σ_{bc}	1.99	2.27	1.59

Tableau V. 33 : récapitulatif des résultats V3

3.5.1.2 Voiles transversaux :

V4

VOILE		V4		
		Zone I	Zone II	Zone III
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	Largeur e (m)	0.25	0.2	0.2
	longueur L (m)	3.5	3.5	3.5
LES SOLLICITATIONS	M (KN.m)	3 331,01	2 278,48	1 246,52
	N(KN)	- 4 829,65	- 3 490,86	-1607,63
	N _s (KN)	1292.40	1034.92	668.71
	V _u (KN)	1361.99	1488.08	1060.52
	σ_t (Mpa)	12,05	10,57	5,35
	σ_c (Mpa)	1,01	0,59	0,76
	L _t (m)	3,23	3,31	3,07
ARMATURES	As (cm ²)	121,59	87,55	41,01
	As (cm ² /ml /face)	18.82	13.23	6.68

VERTICALES	As RPA (cm ² /ml /face)	2.5	2.0	2.0	
	As MIN (cm ² ml /face)	1.88	1.5	1.5	
	Choix d'armatures	6HA20	7HA16	5HA14	
	As adoptées (cm ²)	18.85	14.07	7.70	
ARMATURES HORIZONTALES	Ah (cm ²)	4.71	3.52	1.93	
	Choix	7HA10	5HA10	6HA8	
	Ah Adoptées (cm ²)	5.50	3.93	3.02	
	Espacements	10	20	15	
ARMATURES TRANSVERSALES	At adopté (cm ²)	4épingle de HA8/m ²			
VERIFICATIONS	$\bar{\tau}_b (Mpa)=5$	τ_b	2.04	3.69	2.63
	$\bar{\tau}_u (Mpa)=3.26$	τ_u	1.46	2.63	1.88
	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)=15$	σ_{bc}	1.43	1.44	0.94

Tableau V. 34 : récapitulatif des résultats V4

V6

VOILE		V6		
		Zone I	Zone II	Zone III
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	Largeur e (m)	0.25	0.2	0.2
	longueur L (m)	2.0	2.0	2.0
LES SOLLICITATIONS	M (KN.m)	1 136,52	914,81	487,54
	N(KN)	- 2 214,81	- 1 575,83	-663,436
	N _s (KN)	742.41	660.68	477.08
	V _u (KN)	678.63	747.73	487.71
	σ_t (Mpa)	14,06	10,80	5,32
	σ_c (Mpa)	2,99	2,92	2,00
	L _t (m)	1,65	1,57	1,45
ARMATURES	As (cm ²)	57,99	42,51	19,32
	As (cm ² /ml /face)	17.57	13.54	6.66

VERTICALES	As RPA (cm ² /ml /face)	2.5	2.0	2.0	
	As MIN (cm ² ml /face)	1.88	1.5	1.5	
	Choix d'armatures	9HA16	7HA16	5HA14	
	As adoptées (cm ²)	18.10	14.07	7.70	
ARMATURES HORIZONTALES	Ah (cm ²)	4.53	3.52	1.93	
	Choix	6HA10	5HA10	6HA8	
	Ah Adoptées (cm ²)	4.71	3.93	3.02	
	Espacements	15	20	15	
ARMATURES TRANSVERSALES	At adopté (cm2)	4épingle de HA8/m2			
VERIFICATIONS	$\bar{\tau}_b (Mpa)=5$	τ_b	1.02	1.85	1.21
	$\bar{\tau}_u (Mpa)=3.26$	τ_u	0.73	1.32	0.86
	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)=15$	σ_{bc}	1.41	1.57	1.16

Tableau V. 35 : récapitulatif des résultats V6

3.5.2 Voiles avec ouverture:

3.5.2.1 Voiles longitudinaux :

V2

VOILE		V2		
		Zone I	Zone II	Zone III
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	Largeur e (m)	0.25	0.25	0.25
	longueur L (m)	1.0	1.0	1.0
LES SOLLICITATIONS	M (KN.m)	261,27	343,79	260,93
	N(KN)	- 1 439,20	- 748,04	-414,68
	N _s (KN)	588.97	535.11	365.64
	V _u (KN)	332.83	496.38	408.31
	σ_t (Mpa)	12,03	11,24	7,92
	σ_c (Mpa)	0,51	5,26	4,60
	L _t (m)	0,96	0,68	0,63

ARMATURES VERTICALES	As (cm ²)		36,05	23,94	15,65
	As (cm ² /ml /face)		18.77	17.60	12.42
	As RPA (cm ² /ml /face)		2.5	2.0	2.0
	As MIN (cm ² ml /face)		1.88	1.5	1.5
	Choix d'armatures		6HA20	9HA16	9HA14
	As adoptées (cm ²)		18.85	18.10	13.85
ARMATURES HORIZONTALES	Ah (cm ²)		4.53	4.53	3.08
	Choix		6HA10	6HA10	5HA10
	Ah Adoptées (cm ²)		4.71	4.71	3.93
	Espacements		15	15	20
ARMATURES TRANSVERSALES	At adopté (cm ²)		4épingle de HA8/m ²		
VERIFICATIONS	$\bar{\tau}_b (Mpa)=5$	τ_b	0.50	0.98	0.79
	$\bar{\tau}_u (Mpa)=3.26$	τ_u	0.36	0.70	0.57
	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)=15$	σ_{bc}	2.12	1.93	1.35

Tableau V. 36 : récapitulatif des résultats V2

3.5.2.2 Voiles transversaux :

Zone I : RDC

Zone II : 1er

Zone III : du 2ème au 8ème

V5 :

VOILE		V5		
		Zone I	Zone II	Zone III
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	Largeur e (m)	0.25	0.2	0.2
	longueur L (m)	5.5	5.5	3.5
LES SOLLICITATIONS	M (KN.m)	14 153,67	9 729,53	2 562,46
	N(KN)	- 1 853,36	- 1 856,17	-1019,214
	N _s (KN)	2211.77	1835.80	1067.44
	V _u (KN)	1867.19	1826.17	1079.50
	σ_t (Mpa)	12,58	11,34	7,73

	σ_c (Mpa)		9,88	7,96	4,82
	L_t (m)		3,08	3,23	2,16
ARMATURES VERTICALES	A_s (cm ²)		121,06	91,57	41,67
	A_s (cm ² /ml /face)		19.65	14.17	9.65
	A_s RPA (cm ² /ml /face)		2.5	2.0	2.0
	A_s MIN (cm ² ml /face)		1.88	1.5	1.5
	Choix d'armatures		10HA16	10HA14	7HA14
	A_s adoptées (cm ²)		20.11	15.39	10.78
ARMATURES HORIZONTALES	A_h (cm ²)		5.03	3.85	2.70
	Choix		7HA10	5HA10	6HA8
	A_h Adoptées (cm ²)		5.50	3.93	3.02
	Espacements		10	20	15
ARMATURES TRANSVERSALES	A_t adopté (cm2)	4épingle de HA8/m2			
VERIFICATIONS	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)=5	τ_b	2.79	4.52	2.67
	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)=3.26	τ_u	1.99	3.23	1.91
	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)=15	σ_{bc}	1.57	1.63	1.49

Tableau V. 37 : récapitulatif des résultats V5

3.6 Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

3.6.1 Détermination des sollicitations :

Dans notre cas ils seront donnés dans le fichier résultat.

3.6.2 Etapes du calcul (méthode exposée au RPA99 révisé 2003) :**3.6.2.1 Contrainte limite de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 * d}$$

$$\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile ($d = 0,9h$)

h : hauteur totale de la section brute.

3.6.2.2 Ferrailage des linteaux :

➤ **1er cas :**

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

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les effort M,V) ils devront disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion AL

Des aciers transversaux AT

Des aciers en partie courants (de peau) Ac

3.6.2.3 Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieur et inférieur sont calculés par la formule suivante :

$$A_L = \frac{M}{Z * f_e}$$

Avec :

$$z = h - 2d'$$

h : hauteur total du linteau

d' : la distance d'enrobage

M : moment dû à l'effort tranchant (\bar{V})

3.6.2.4 Aciers transversaux :

✓ **1er sous cas :**

Linteaux long ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{On a } : s \leq \frac{A_T * f_e * Z}{\bar{V}}$$

Avec :

s : espacement des cours d'armatures transversales

A_T : section d'un cours d'armature transversales

$$Z = h - 2d'$$

\bar{V} : effort tranchant dans la section considérée

l : portée du linteau

✓ 2ème sous cas :

Linteaux courts ($\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$)

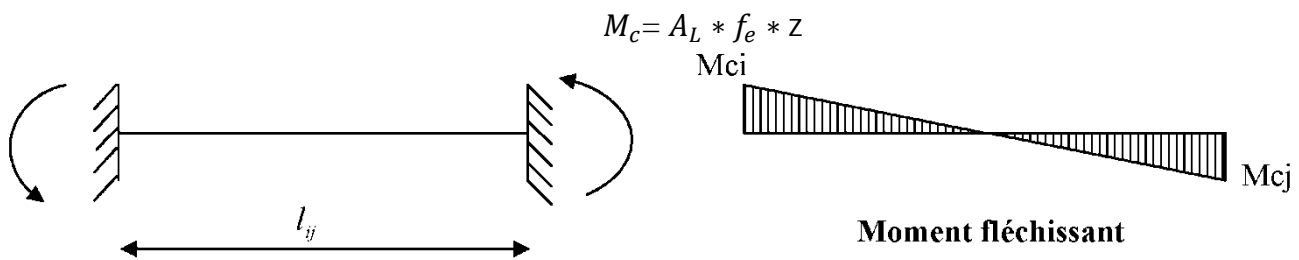
On doit avoir : $s \leq \frac{A_T * f_e * l}{V + A_T * f_e}$

V : min (V₁ ; V₂)

V₂ = 2Vu, calcul

V₁ = $\frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$ avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about a gauche et

a droite du linteau de portée l_{ij} est calculés par :



$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

➤ 2eme cas : $\tau_b > 0.06 f_{28}$ Effort tranchant

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de poteau) suivant les minimum réglementaire les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armature diagonales AD à disposer obligatoirement (voir figure)

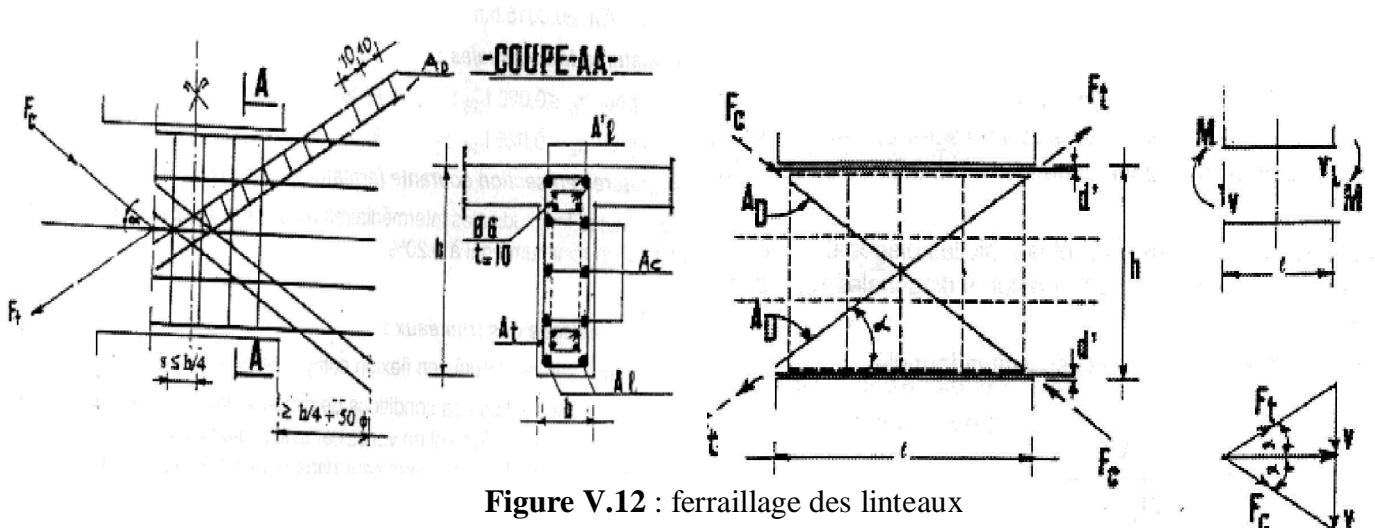


Figure V.12 : ferrailage des linteaux

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V_u}{2f_e \times \sin\alpha}$$

Avec :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h-2d'}{l}$$

$V=V_u$, calcul (sans majoration)

3.6.2.5 Ferrailage minimal :

➤ Armatures longitudinaux :

$$A_l ; A'_l \geq 0.0015 b \times h$$

➤ Armatures diagonaux :

$$A_D \geq 0.0015 b \times h \quad \text{si } \tau_b > 0.06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28}$$

➤ Armatures transversaux :

$$A_T \geq 0.0015 b \times s_t \quad \text{si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$A_T \geq 0.0025 b \times s_t \quad \text{si } \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

➤ Armatures de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20% de la section vertical de linteau.

3.6.3 Exemple de calcul :

Les caractéristiques géométriques du linteau :

$$h = 1.0 \text{ m}$$

$$L = 1.0 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

✓ Vérifications de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times 417.9 \times 10^3}{0.2 \times 0.9 \times 1 \times 10^6} = 3.25 \quad < \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures longitudinales : (AL=A'L) :**

$$\tau_b = 3.25 > 0.06f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{donc le ferrailage minimal qui sera adopté}$$

- RPA99 Ver2003

$$(AL_{\min} = A'L_{\min}) \geq 0.0015 \times 0.2 \times 1.0 = 3.0 \text{ cm}^2$$

-BAEL99

$$(AL_{\min} = A'L_{\min}) \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 20 \times (100 - 3) = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$AL = A'L = 3.0 \text{ cm}^2, \text{ soit : } 4HA10 = 3.14$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\tau_b = 3.25 > 0.025f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } s_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad ; \text{ en prend : } s_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_T \geq 0.0025 \times 20 \times 15 = 0.75 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures diagonales :**

$$\tau_b = 3.25 > 0.06f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa} \text{ donc ils sont nécessaires.}$$

$$A_D = \frac{V_u}{2f_e \times \sin \alpha} = \frac{417.9 \times 10}{2 \times 400 \times 0.68} = 7.68 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{1} = \frac{1-2 \times 0.03}{1} = 0.94 \Rightarrow \alpha = 43.23^\circ$$

$$\text{Soit : } 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2 \quad \text{avec cadres de HA8 chaque 10 cm.}$$

Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 1.0 = 4.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 2.0 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA10 / \text{nappe}$$

❖ **Longueur d'ancrage :**

$$L_d = \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{100}{4} + 50 \times 1.4 = 95 \text{ cm}$$

$$\text{En prend : } L_d = 90 \text{ cm}$$

3.6.4. Ferrailages des linteaux :

3.6.4.1 Linteau du voile longitudinale :

V2

VOILE		V2		
		Zone I	Zone II	Zone III
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	Hauteur (m)	1.5	1.5	1.5
	longueur L (m)	1.5	1.5	1.5
	Largeur e (m)	0.25	0.25	0.25
	$\bar{\tau}_b(Mpa)$	5	5	5
	$V_u(KN)$	823.08	1000.13	815.47
	$\tau_b(Mpa)$	3.41	4.15	3.38
FERRAILLAGE	$0,06f_{c28}$	1.5	1.5	1.5
	$\tau_b(Mpa)$	3.41	4.15	3.38
	As RPA (cm ²)	5.63	5.63	5.63
	As BAEL (cm ²)	3.99	3.99	3.99
	$A_L=A'_L$	5.63	5.63	5.63
	Section adoptée	5HA12	5HA12	5HA12
	St(cm)	20	20	20
	$A_T(cm^2)$	1.25	1.25	1.25
	Section adoptée	2HA10	2HA10	2HA10
	$A_D(cm^2)$	14.87	18.07	14.73
	Section adoptée	8HA16	9HA16	8HA16
	$A_c(cm^2)$ / nappe	3.75	3.75	3.75
	Section adoptée / nappe	4HA12	4HA12	4HA12
	Ld(m)	1.0	1.0	1.0

Tableau V. 38 : récapitulatif des résultats V2

3.6.4.2 Linteau du voile transversale :

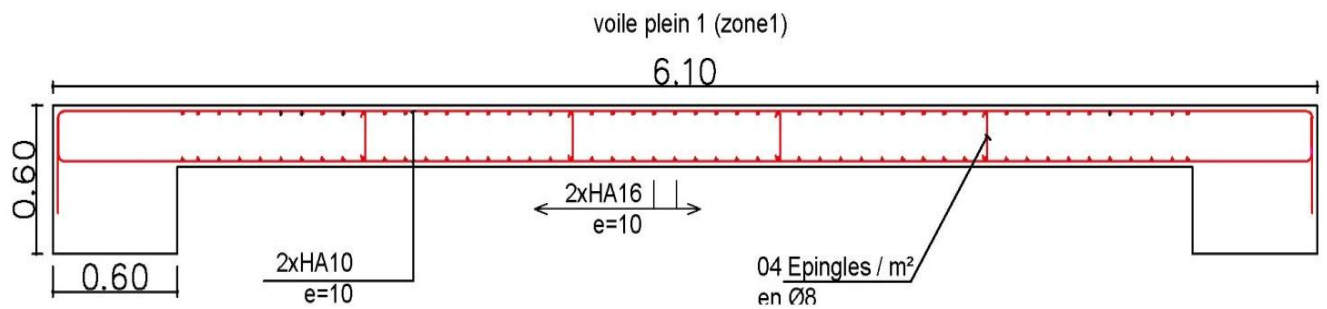
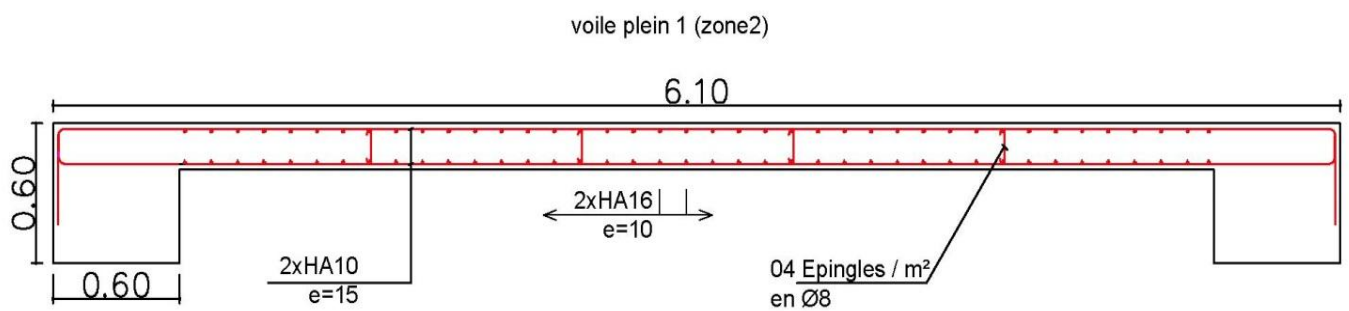
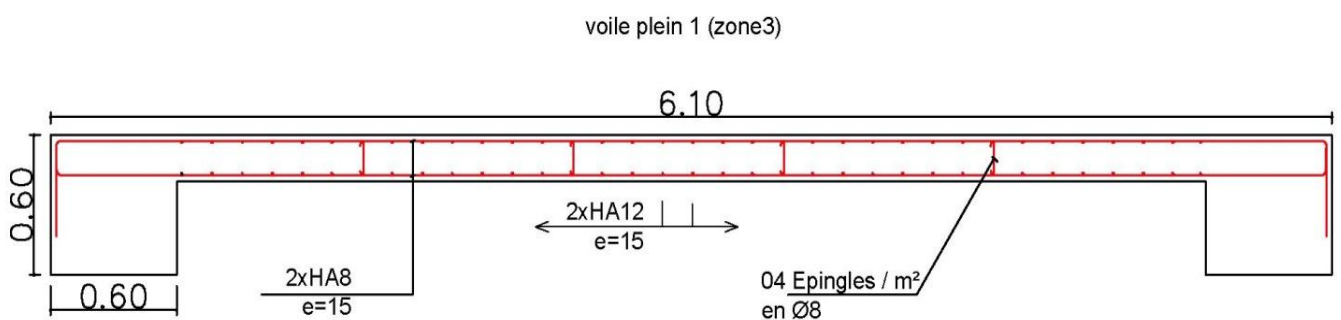
V5 :

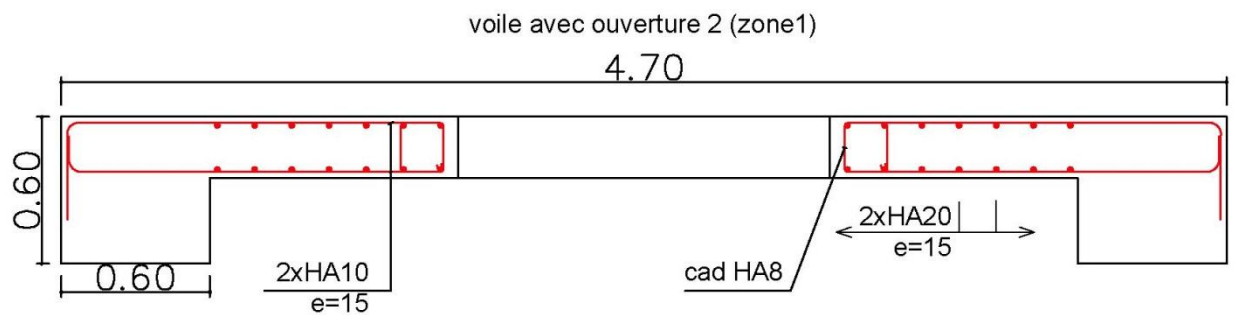
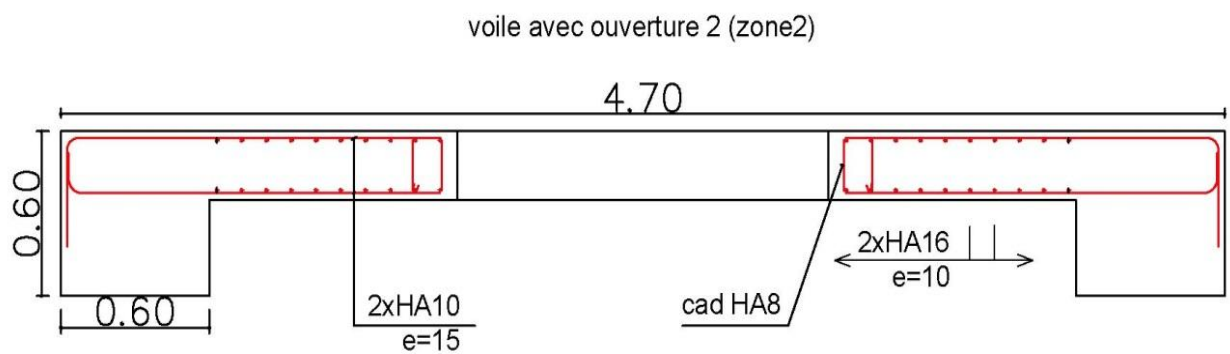
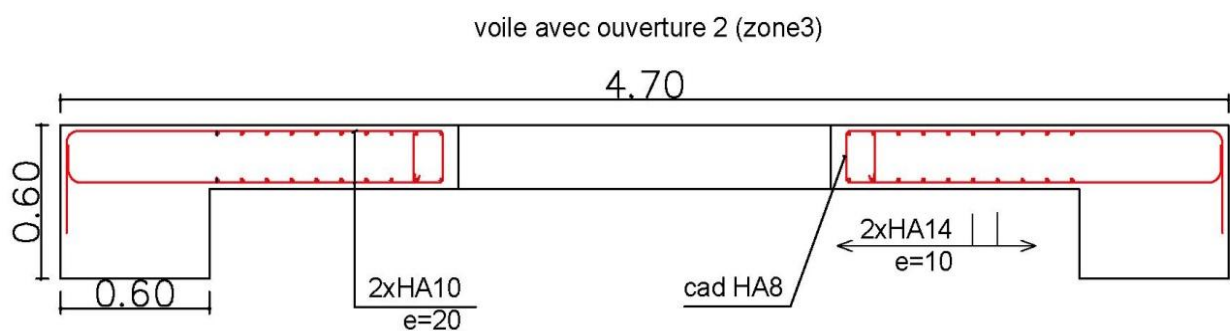
VOILE		V5
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	Hauteur (m)	1.0
	longueur L (m)	1.0
	Largeur e (m)	0.2
	$\bar{\tau}_b(Mpa)$	5
	$V_u(KN)$	417.9
	$\tau_b(Mpa)$	3.25
FERRAILLAGE	$0,06f_{c28}$	1.5
	$\tau_b(Mpa)$	3.25
	$A_s RPA (cm^2)$	3.0
	$A_s BAEL (cm^2)$	2.11
	$A_L=A'_L$	3.0
	Section adoptée	4HA10
	St(cm)	25
	$A_T(cm^2)$	0.75
	Section adoptée	2HA8
	$A_D(cm^2)$	7.63
	Section adoptée	5HA14
	$A_c(cm^2)$ / nappe	2.0
	Section adoptée / nappe	3HA10
Ld(m)	0.90	

Tableau V. 39 : récapitulatif des résultats V5

Schéma de ferrailage :

Voile plein :

**Figure V.13 :** schéma de ferrailage de voile plein 1 (zone1)**Figure V.14 :** schéma de ferrailage de voile plein 1 (zone2)**Figure V.15 :** schéma de ferrailage de voile plein 1 (zone3)

Voile avec ouverture :**Figure V.16:** schéma de ferrailage de voile avec ouverture 2 (zone1)**Figure V.17 :** schéma de ferrailage de voile avec ouverture 2 (zone2)**Figure V.18 :** schéma de ferrailage de voile avec ouverture 2 (zone3)

1. Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol. L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.
- Jouer un rôle d'appui.

2. Étude de la fondation

2.1. Généralité

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanente, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques. Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autres organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure. Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- ✓ Les caractéristiques du sol support.
- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ L'aspect économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

2.2. Choix de type de la fondation

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ✓ Semelle filante.
- ✓ Radier évidé.
- ✓ Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

❖ D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2 bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolés et les semelles filantes comme solution ; 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* ($S_s/S_b < 50\%$)

2.2.1 La surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 46669.32 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 233.35 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment :

$$S_b = 424.62 \text{ m}^2$$

Le rapport de surface des semelles à celui du bâtiment est :

$$R = \frac{S_{nec}}{S_b} = \frac{233.35}{424.62} = 0.55 \Rightarrow R = 55\%.$$

$$\frac{S_{nec}}{S_b} > 0.5$$

Remarque :

Nous négligeons le calcul des semelles isolées et celui des semelles filantes car la surface occupée par les semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol ($S_{nec} > 50\% S_{bat.}$).

Nous optons définitivement au choix du radier général.

Donc la surface totale du radier est de 424.62m²

2.2.2 Radier générale :

2.2.2.1 Introduction :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux. et les voiles.

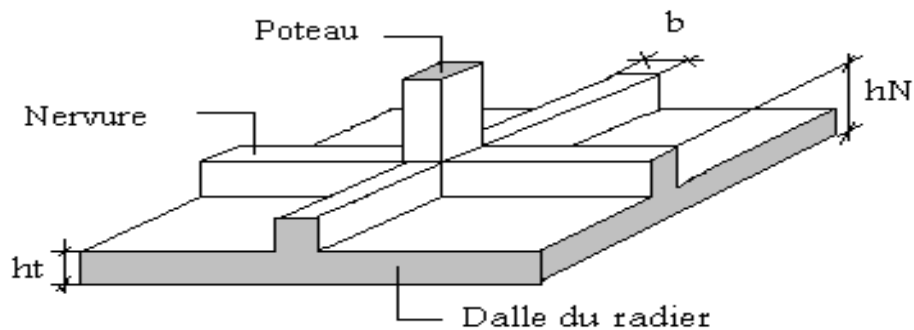


Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

2.3 Calcul du radier

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure .

- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La négligence des irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- ✓ La facilité d'exécution.

2.3.1 Pré dimensionnement de radier :

2.3.1.1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. Condition forfaitaire[4]

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,50m \Rightarrow h_1 \geq 27,50cm$$

Alors :

On prend : $h=40$ cm. pour l'épaisseur de la dalle

b. Condition de cisaillement:[1]

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 64191,78kN$$

$$L = 5,50 \text{ m} ; b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 18,48cm$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 18,48cm$$

Conclusion:

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 40cm$$

On prend: $h = 40$ cm.

2.3.2 Nervure :

2.3.2.1. La largeur des nervures (Condition de coffrage):

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{550}{10} = 55cm$$

On opte pour $b=60cm$

2.3.2.2. La hauteur des nervures:

La hauteur des nervures se calcule par les formules suivantes:

2.3.2.2.1. Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$$I: \text{Inertie de la section transversale du radier } I = \frac{bh^3}{12}$$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$)

b : Largeur de la semelle ($b=5.50\text{ m}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

a : dimension du poteau.

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4[\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne → $K=4[\text{kg/cm}^3]$

H_{nerve}	$I_{\text{nerve}} (\text{m}^4)$	$L_e (\text{m})$	$\frac{\pi}{2}L_e + a$	vérification	Observation
0.4	0.0296	1.81	3,44	<5.50	Non vérifier
0.8	0.0672	2.22	4.09	<5.50	Non vérifier
1.0	0.1175	2.56	4.62	<5.50	Non vérifier
1.2	0.1968	2.91	5.17	<5.50	Non vérifier
1.3	0.249	3.08	5.44	<5.50	Non vérifier
1.4	0.3103	3.26	5.72	>5.50	vérifier

Tableau VI.1 : Sections des nervures

On prendre : $h_n=1.4\text{m}$

3.2.2.2.2. Condition de la flèche:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max}=5.50\text{m}$

$$\Rightarrow 36.67\text{cm} < h_2 < 55\text{cm}$$

On prend: $h_2=50\text{cm}$

Conclusion:

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2)=1.40\text{ m}$$

On prend : $h=1.40\text{ m}$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h_D=40\text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 140\text{cm} \\ b_N = 60\text{cm} \end{cases}$

2.3.3 Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

2.3.3.1 Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

➤ **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{320969.10}{64191.78} = 5.00\text{m} < \frac{20.6}{4} = 5.15\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{401663.01}{64191.78} = 6.25\text{m} < \frac{26.1}{4} = 6.525\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

2.3.3.2 Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$b=1\text{m}$ (une bande de 1m de 5.5 m longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{64191.78}{424.62} \times \frac{5.5}{2} \times 1 = 415,73\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{415.73}{1 \times 0.9 \times 1.40} = 0.33\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

2.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :**a- Position du centre de gravité:**

$$x_G = 9.15\text{ m.}$$

$$y_G = 13.65\text{ m.}$$

b- Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 18724.4\text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 12630.9\text{ m}^4$$

2.3.5 Ferrailage du Radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures, il est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc, on peut se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

2.3.5.1 Ferrailage de la dalle du radier:

Méthode de calcul:

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive:

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,85M_x$
 $M_{ty} = 0,85M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire:

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,75M_x$
 $M_{ty} = 0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$

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

2.3.5.2. Détermination des efforts: [1]

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Avec :

ELU:

$$q_u = \frac{1,35 \sum G + 1,50 \sum Q + 1,35 ppr}{S_{bat.}} = \frac{69924,15}{424,62} = 164,67 \text{ kN / m}$$

ELS:

$$q_{ser} = \frac{\sum G + \sum Q + ppr}{S_{bat.}} = \frac{50915,52}{424,62} = 119,91 \text{ kN / m}$$

Pour le calcul, nous supposons que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'ou nous déduisons les moments en travée et les moments sur appuis.

Moment en travée et sur appuis à l'ELU:

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_{ix} (kNm)	M_{iy} (kNm)	M_{ax} (kNm)	M_{ay} (kNm)
P_1	3.9	4.9	0.796	0.057	0.597	164.67	142.76	85.23	121.35	72.45	42.83	25.57
P_2	3.9	3.9	1.0	0.037	1.0	164.67	92.67	92.67	78.77	78.77	27.80	27.80
P_3	4.9	4.9	1.0	0.037	1.0	164.67	146.29	146.29	109.72	109.72	73.15	73.15

Tableau VI .3: Calcul des moments à l'ELU

Moment en travée et sur appuis à l'ELS:

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_{ix} (kNm)	M_{iy} (kNm)	M_{ax} (kNm)	M_{ay} (kNm)
P_1	3.9	4.9	0.796	0.057	0.597	119.91	103.96	62.06	88.37	52.75	31.19	18.62
P_2	3.9	3.9	1.0	0.037	1.0	119.91	67.48	67.48	57.36	57.36	20.24	20.24
P_3	4.9	4.9	1.0	0.037	1.0	119.91	106.52	106.52	79.89	79.89	53.26	53.26

Tableau VI .4 : Calcul des moments à l'ELS

2.3.5.3 Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (voir annexe).

$$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; \sigma_s=348MPa ; b=100cm ; h=40cm$$

$$d=0,9h=36cm$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

	Sens	$M_u(kNm)$	μ	A	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	121.35	0.066	0.085	34.78	10.03	5HA16	10.05	20
	y-y	109.72	0.059	0.076	34.90	9.03	6HA14	9.24	15
Appui	x-x	73.15	0.039	0.049	35.29	5.96	4HA14	6.16	25
	y-y								

Tableau VI.5 : Choix des armatures

Espacement :

Travée :

$$\underline{\text{Sens x-x : esp}} = \frac{100}{5} = 20.0cm < \text{Min}(3h;33cm) = 33cm.....\text{Vérifier}$$

$$\underline{\text{Sens y-y : esp}} = \frac{100}{6} = 16.67cm < \text{Min}(4h;45cm) = 45cm.....\text{Vérifier}$$

Appuis :

$$\text{esp} = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h;33cm) = 33cm.....\text{Vérifier}$$

2.3.5.4 Vérifications:

2.3.4.4.1. Condition de non fragilité :[1]

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,35cm^2 < 4.52cm^2$$

Donc la condition est vérifiée.

2.3.4.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

	<i>Sens</i>	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	<i>x-x</i>	88.37	10.05	9.02	5.9	15	265.2	201.63	NON
	<i>y-y</i>	79.89	9.24	8.67	5.6	15	262.3	201.63	NON
Appuis	<i>x-x</i>	53.26	6.16	7.28	1.9	15	22.4	201.63	OK
	<i>y-y</i>								

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

2.3.5.5 Redimensionnement de la section d'armature :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants:

	<i>Sens</i>	A_s^{cal} (cm ²)	<i>Choix</i>	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	<i>x-x</i>	10.05	7HA16	14.07	10
	<i>y-y</i>	9.24	7HA16	14.07	10
Appui	<i>x-x</i>	6.16	4HA14	6.16	25
	<i>y-y</i>				

Tableau VI.7 : Redimensionnement des armatures

	<i>Sens</i>	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	<i>x-x</i>	88.37	14.07	10.39	5.2	15	193.0	201.63	OK
	<i>y-y</i>	79.89	14.07	10.39	4.7	15	174.2	201.63	OK
Appui	<i>x-x</i>	53.26	6.16	7.28	1.9	15	22.4	201.63	OK
	<i>y-y</i>								

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes

Schéma de ferrailage de la dalle du radier :

Sens xx :

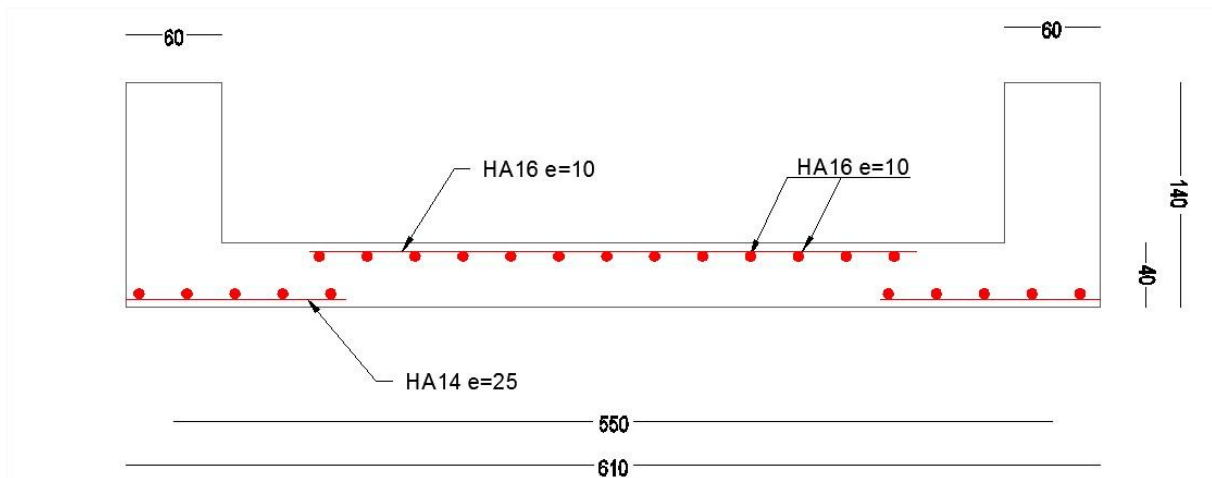


Figure VI.2 : Ferrailage du radier sens (xx).

Sens yy :

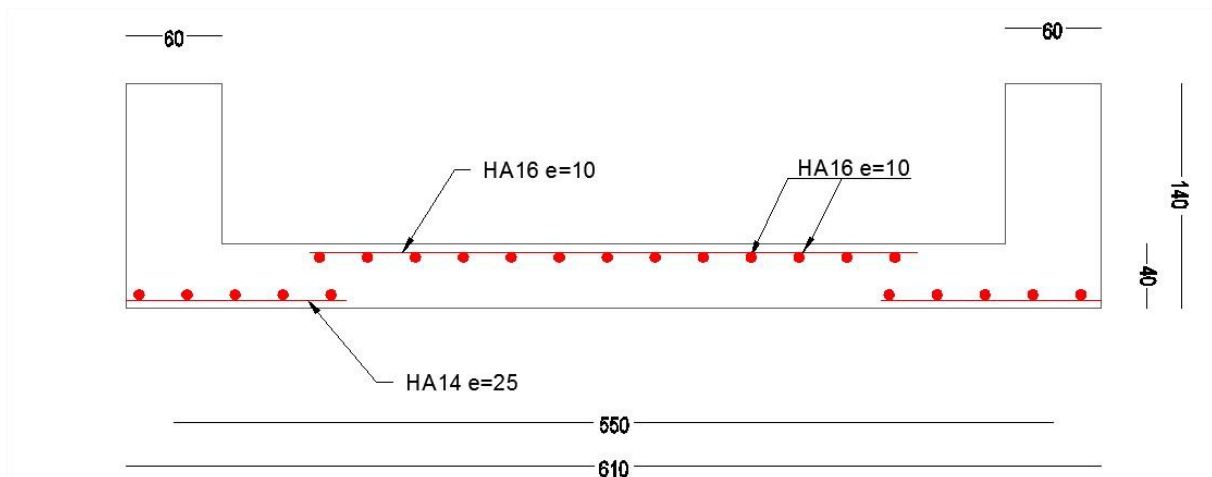


Figure VI.3 : Ferrailage du radier (yy).

2.3.6. Ferrailage des nervures:

2.3.6.1. Détermination des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire de **BAEL91 modifier 99**

On a : $M_0 = \frac{quL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50M_0$

2.3.6.2. Calcul des armatures :

On a :

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{t28} = 2,1MPa$; $\sigma_{bc} = 14,17MPa$; $f_e = 400MPa$; $\sigma_s = 348MPa$; $b = 60cm$; $h = 140cm$
 $d = 0,9h = 126cm$; $L = 5.5m$; $q_u = 595.98 kN/ml$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

	M_u (kNm)	μ	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	1915.52	0.142	0.192	116.32	47.32	4HA32+4HA20	51.81
Appuis	1126.77	0.083	0.108	120.56	26.86	9HA20	28.27

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures

2.3.6.3 Vérifications :

2.3.6.3.1. Condition de non fragilité:[1]

$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.13cm^2 < 28.27cm^2$ Vérifiée

2.3.6.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	1394.83	51.81	3.44	9.2	15	243.0	201.63	NON
Appuis	820.49	28.27	3.08	6.7	15	254.4	201.63	NON

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

2.3.6.3.3. Redimensionnement de la section d'armature :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants:

	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	51.81	5HA32+5HA25	64.75
Appui	28.27	5HA25+4HA20	37.11

Tableau VI.11 : Redimensionnement des armatures

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	1394.83	64.75	40.7	8.5	15	196.8	201.63	OK
Appui	820.49	37.11	32.3	6.1	15	196.2	201.63	OK

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes

2.3.6.3.4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton:[1]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{595.98 \times 5.5}{2} = 1638.95kN$$

$$\tau_u = \frac{1638.95 \times 10^3}{600 \times 1260} = 2.16MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \quad \text{Vérifier}$$

2.3.6.3.5. Armatures transversales :

- BAEL 91 modifié 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 1.08MPa \end{array} \right.$$

- **RPA99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 70\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 3.2\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \tau_u = 2.16\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; b = 60\text{cm} ; d = 126\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 2,70\text{cm}^2$$

$$\text{On prend: } 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$$

2.3.6.4. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses

Pour les bâtiments courants nous avons $1\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau [3]

Nous optons : $3\text{HA}16 = 6,03/\text{m}$ pour les armatures de peau [3]

Schéma de ferrailage :

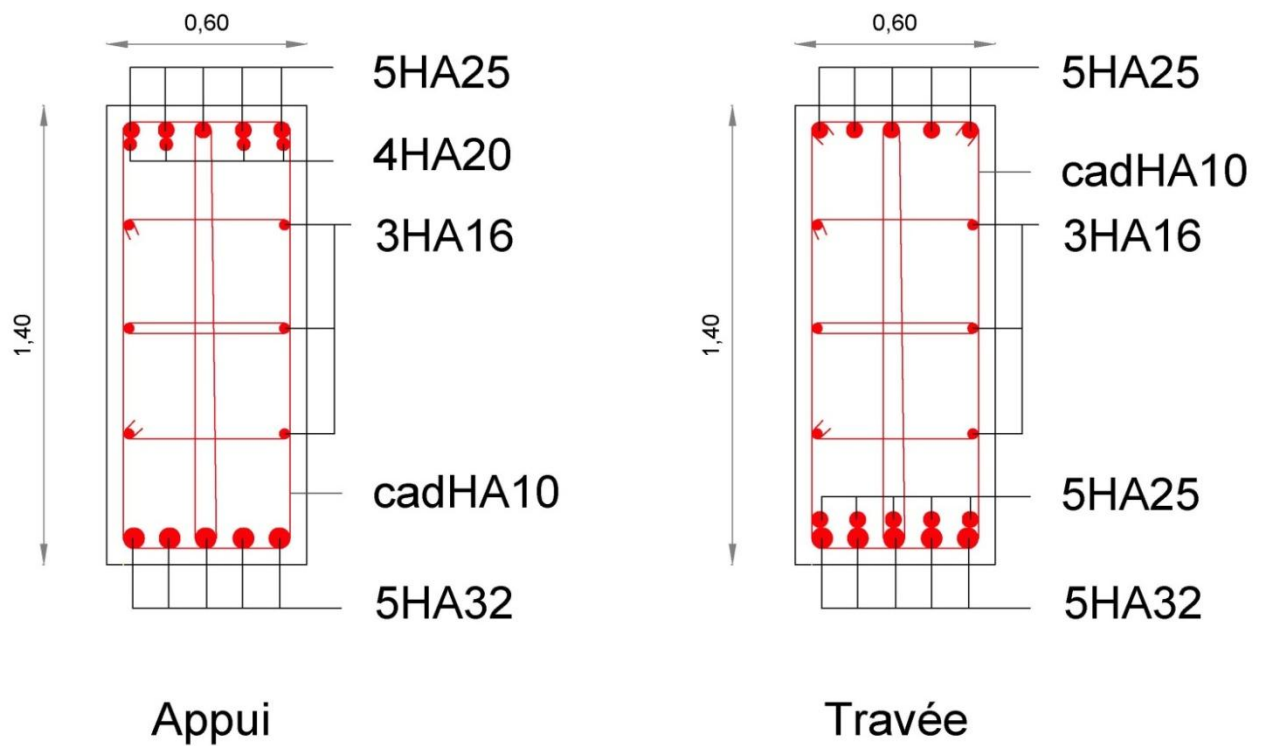


Figure VI.5 : schéma de ferrailage de nervure

Notations

Majuscules romaines

A :	Section d'acier tendu.
A' :	Section d'acier comprimé.
A max, Amin:	Section d'acier maximale et minimale
A _L :	Section d'acier longitudinale
A _D :	Section d'acier diagonale
L _D :	Longueur d'ancrage
A _t :	Section d'acier transversale.
B :	Aire du béton.
B _r :	Section réduite du béton d'un poteau.
B _t :	Section de la partie tendue.
L _t :	Largeur de la section tendue.
E.L.S :	Etat Limite de Service.
E.L.U :	Etat Limite Ultime.
S.P.C :	Section partiellement comprimée.
S.E.C :	Section entièrement comprimée.
S.E.T :	Section entièrement tendue.
E _{vj} :	Module de déformation longitudinale différée du béton.
E _{ij} :	Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
G :	Module d'élasticité transversale.
E _s :	Module de déformation longitudinale de l'acier.
I :	Moment d'inertie.
I _e :	Moment d'inertie équivalent.
M :	Moment fléchissant.
M ₀ :	Moment isostatique.
M _t :	Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M _a :	Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M _u :	Moment fléchissant à l'E.L.U.
M _{ser} :	Moment fléchissant à l'E.L.S
N :	Effort normal.
N _{ser} :	Effort normal à l'E.L.S.
N _u :	Effort normal ultime.
T _u :	Effort tranchant ultime.
T _w :	Effort tranchant à gauche.

NOTATION

T_e :	Effort tranchant à droite.
T_{ser} :	Effort tranchant à l'E.L.S.
F :	Effort de traction.
R_a :	Réaction à gauche.
R_b :	Réaction à droite.
G :	Charge permanente.
Q :	Charge d'exploitation.
E :	Charge sismique.

Minuscules romaines

h :	Hauteur de la section du béton.
b :	Largeur de la section du béton.
b_0 :	Largeur de la nervure du béton (section en T.)
c_1, c_2, c, c' :	Enrobage supérieur et inférieur.
d :	Hauteur utile d'une section.
f :	Flèche.
ep :	épaisseur.
a :	épaisseur du voile.
f_{cj} :	Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} :	Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} :	Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} :	Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i :	Rayon de giration.
l_f :	Longueur de flambement,
St :	Espacement d'armature transversale.
S_{rep} :	Espacement de répartition.

Majuscules grecques

Δ :	Variation.
Σ :	sommation.
\emptyset :	Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W :	poids.

Minuscules grecques :

α :	Coefficient fonction de l'élanement du poteau.
γ :	Coefficient de sécurité.
ε :	Déformation relative.
η :	Coefficient de fissuration.
λ :	Élanement mécanique.
μ :	Coefficient de frottement.
ν :	Coefficient de POISSON.
ρ :	Rapport de deux dimensions
σ :	Contrainte normale.
τ :	Contrainte tangentielle.
δ :	Déplacement d'un niveau.

Minuscules romaines

h :	Hauteur de la section du béton.
b :	Largeur de la section du béton.
b_0 :	Largeur de la nervure du béton (section en T.)
c_i, c_2, c, c'	Enrobage supérieur et inférieur.
d :	Hauteur utile d'une section.
f :	Flèche.
ep :	épaisseur.
a :	épaisseur du voile.
f_{cj} :	Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} :	Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} :	Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} :	Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i :	Rayon de giration.
St :	Espacement d'armature transversale.
S_{rep} :	Espacement de répartition.

Majuscules grecques

A :	Variation.
E :	sommation.
O :	Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W :	poids.

Minuscules grecques :

a:	Coefficient fonction de l'élanement du poteau.
y:	Coefficient de sécurité.
s:	Déformation relative.
n:	Coefficient de fissuration.
X:	Élanement mécanique.
\x:	Coefficient de frottement.
v:	Coefficient de POISSON.
P :	Rapport de deux dimensions
G :	Contrainte normale.
x :	Contrainte tangentielle.
ô:	Déplacement d'un niveau.

Autres notations

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

V1 : Voile 1

V2 : Voile 2

V3 : Voile 3

V4 : Voile 4

V5 : Voile 5

V6 : Voile 6

V7 : Voile 7

Références

[1]. Règles parasismiques algériennes RPA99 v2003.

[2]. Règles de conception de calcul des structures en béton armé C.B.A93.

[3]. DTR.B.C.22 : charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National de la recherche appliquée en génie parasismique CGS, Alger 1989

[4]. Jean Perchat, Traité de béton armé, 1^{ère} édition, Edition LE MONITEUR, 2010.

[5]. H.Renaud et j.Lamirault, Béton armé guide de calcul, 1^{ère} édition, Edition FOUCHER, 1993.

[6]. Jean Perchat et Jean Roux, Pratique de la BAEL91, deuxième édition, Edition EYROLLES, 1997.

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

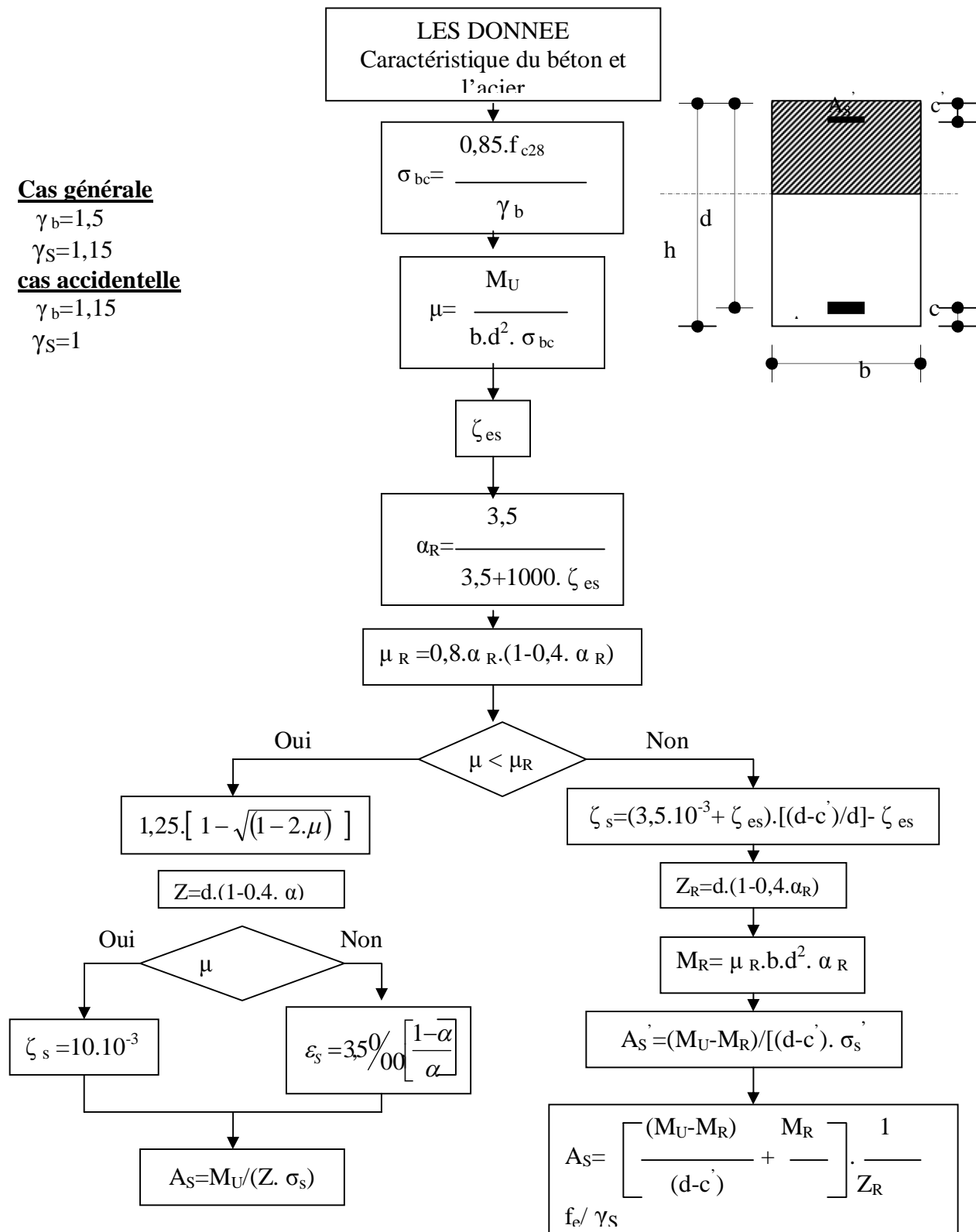
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

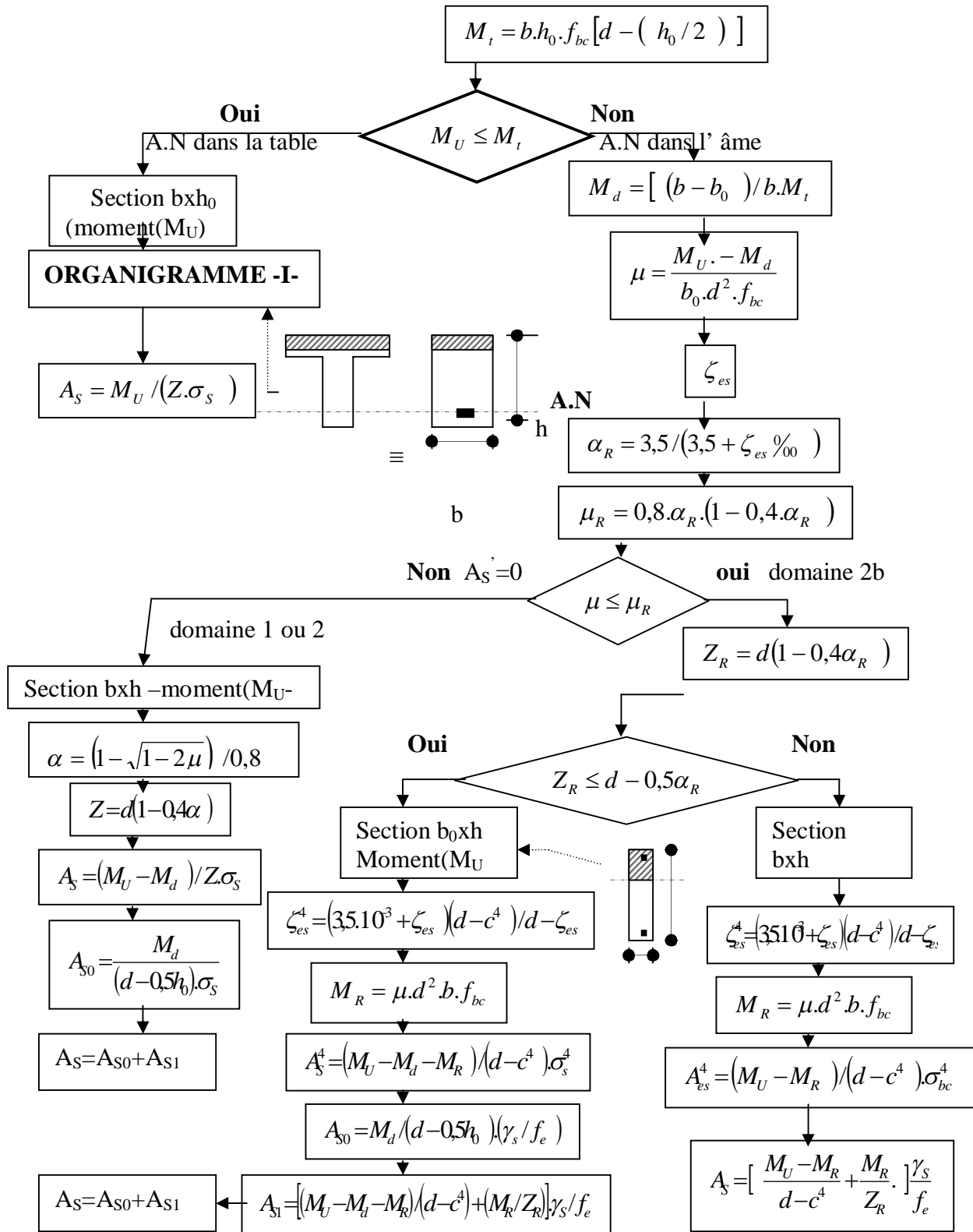
cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

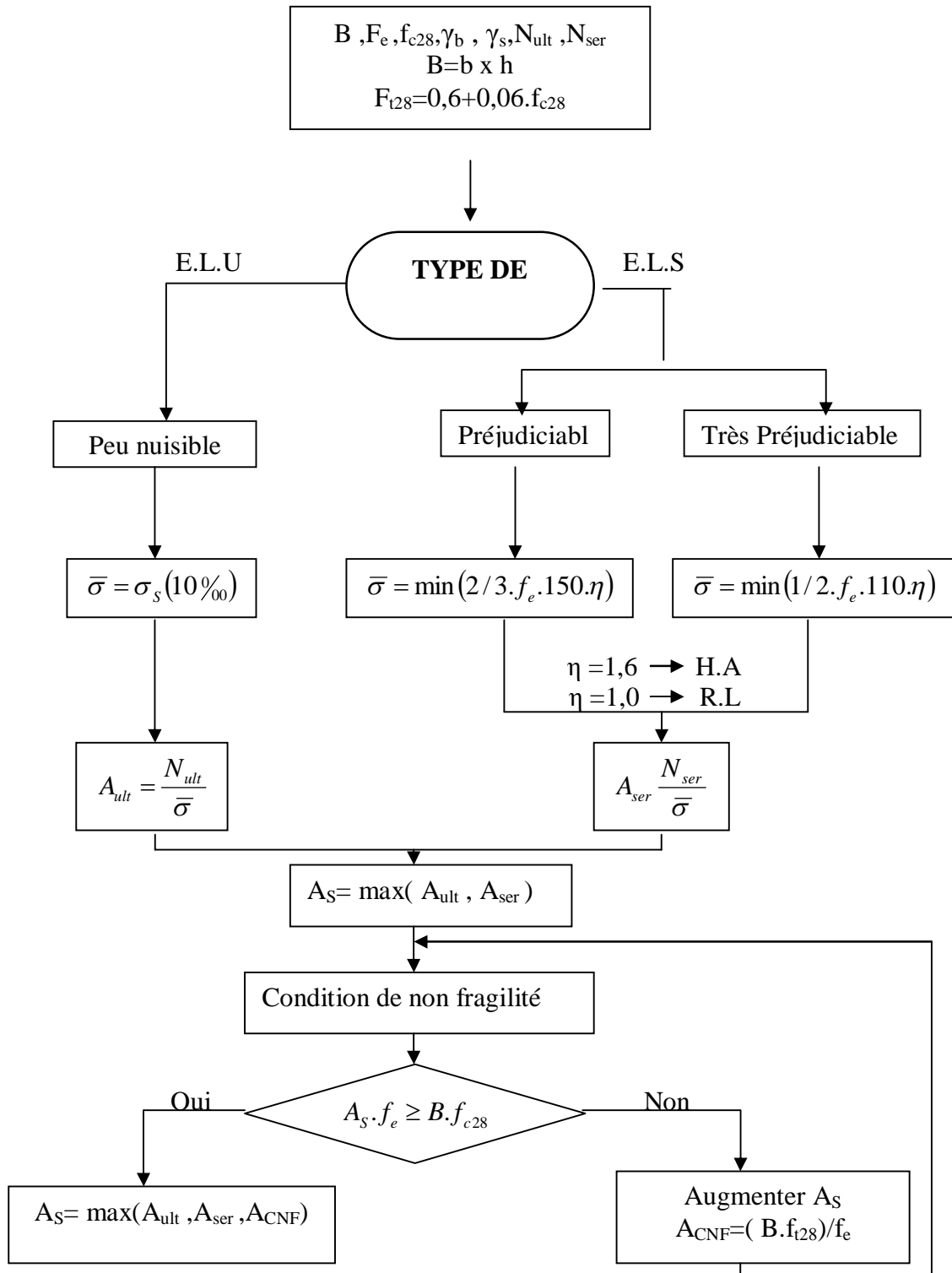
$$\gamma_s = 1$$



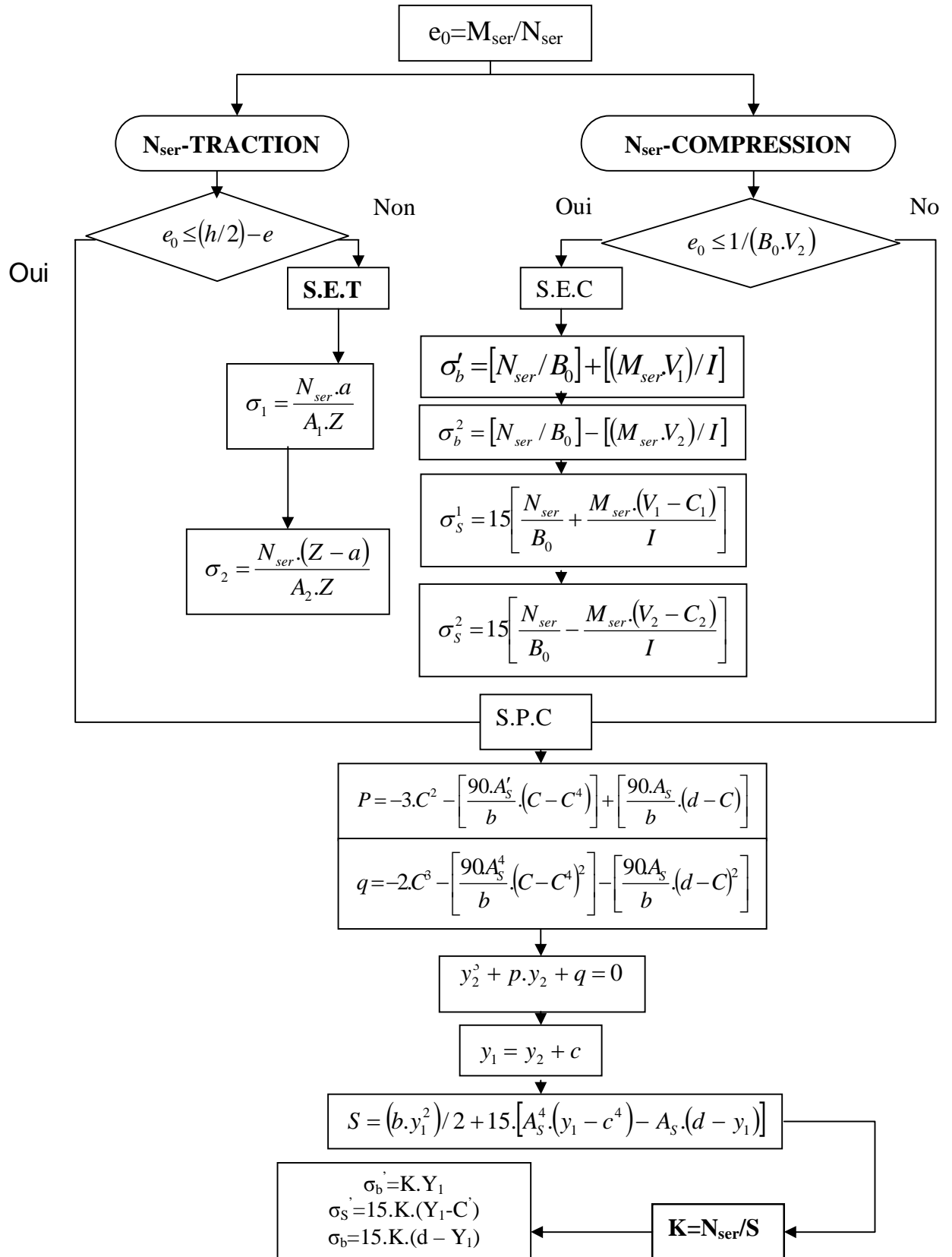
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



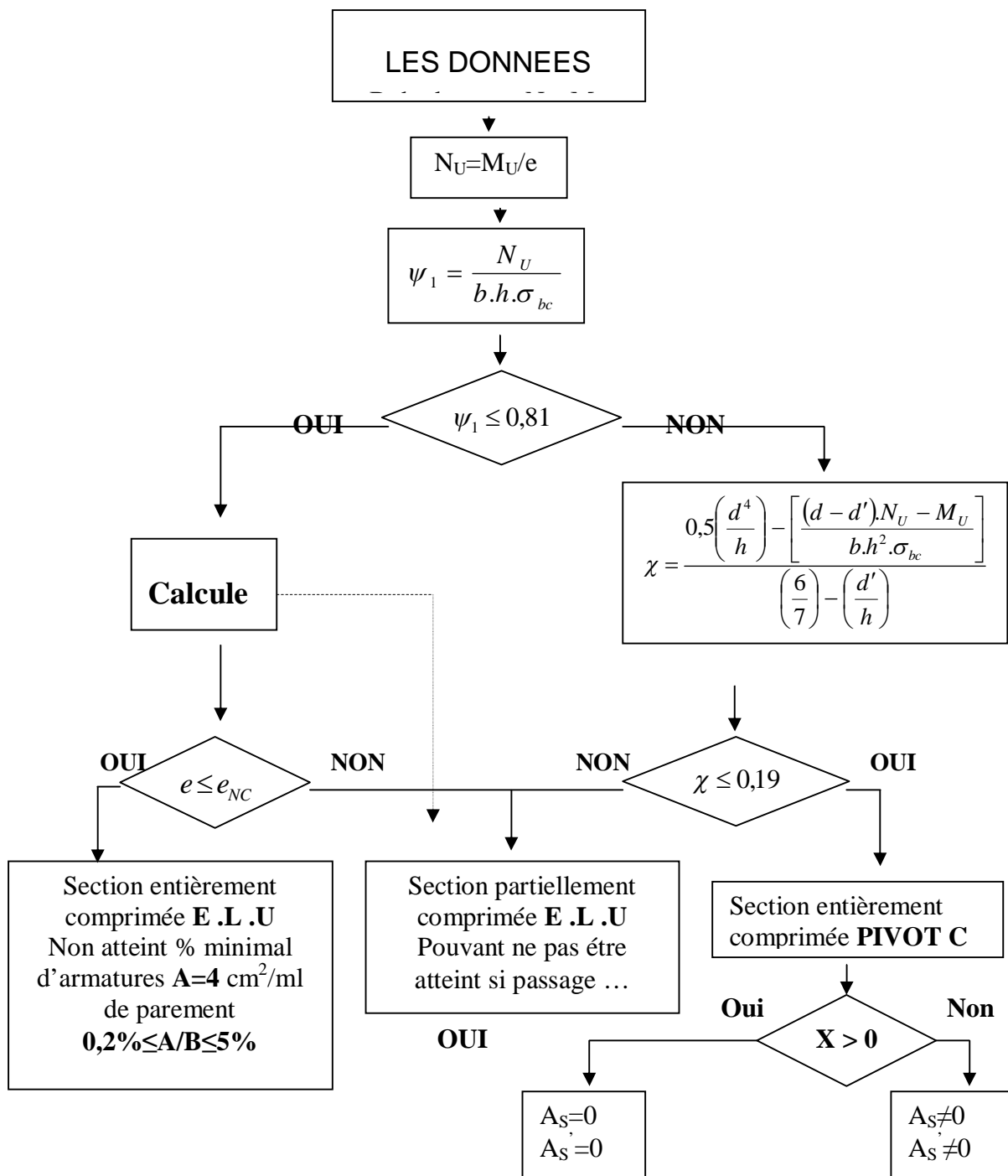
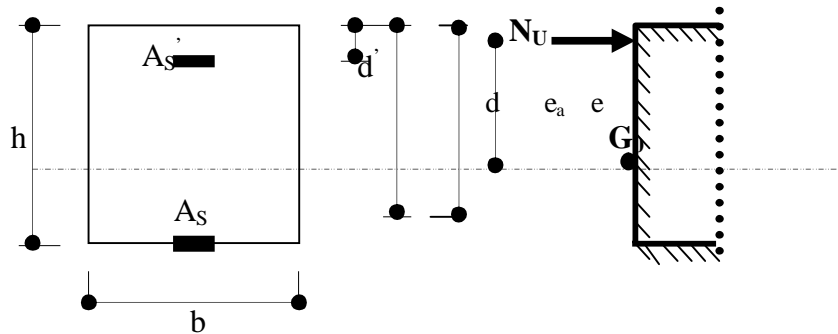
ORGANIGRAMME -III- TRACTION SIMPLE



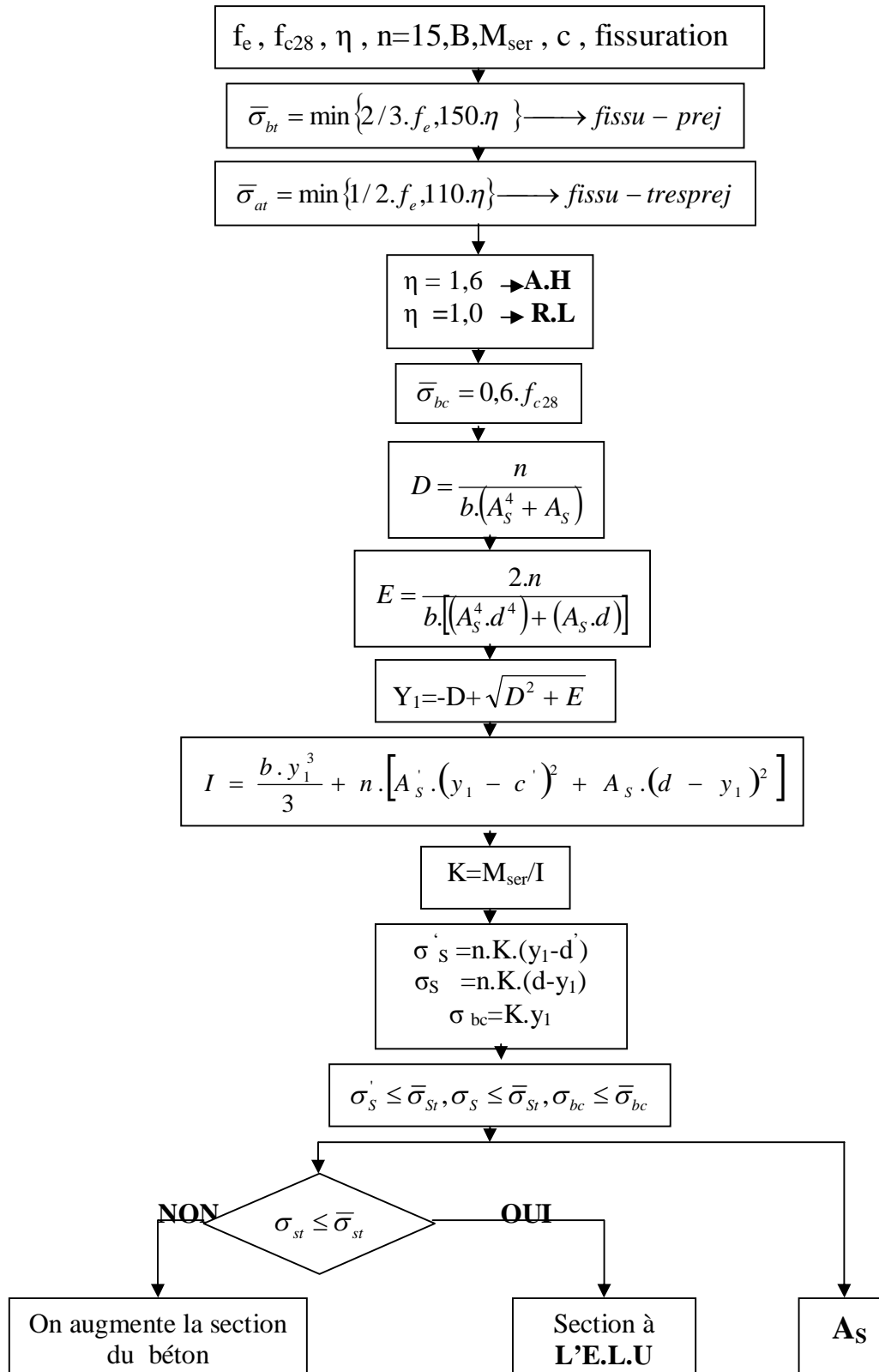
**ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



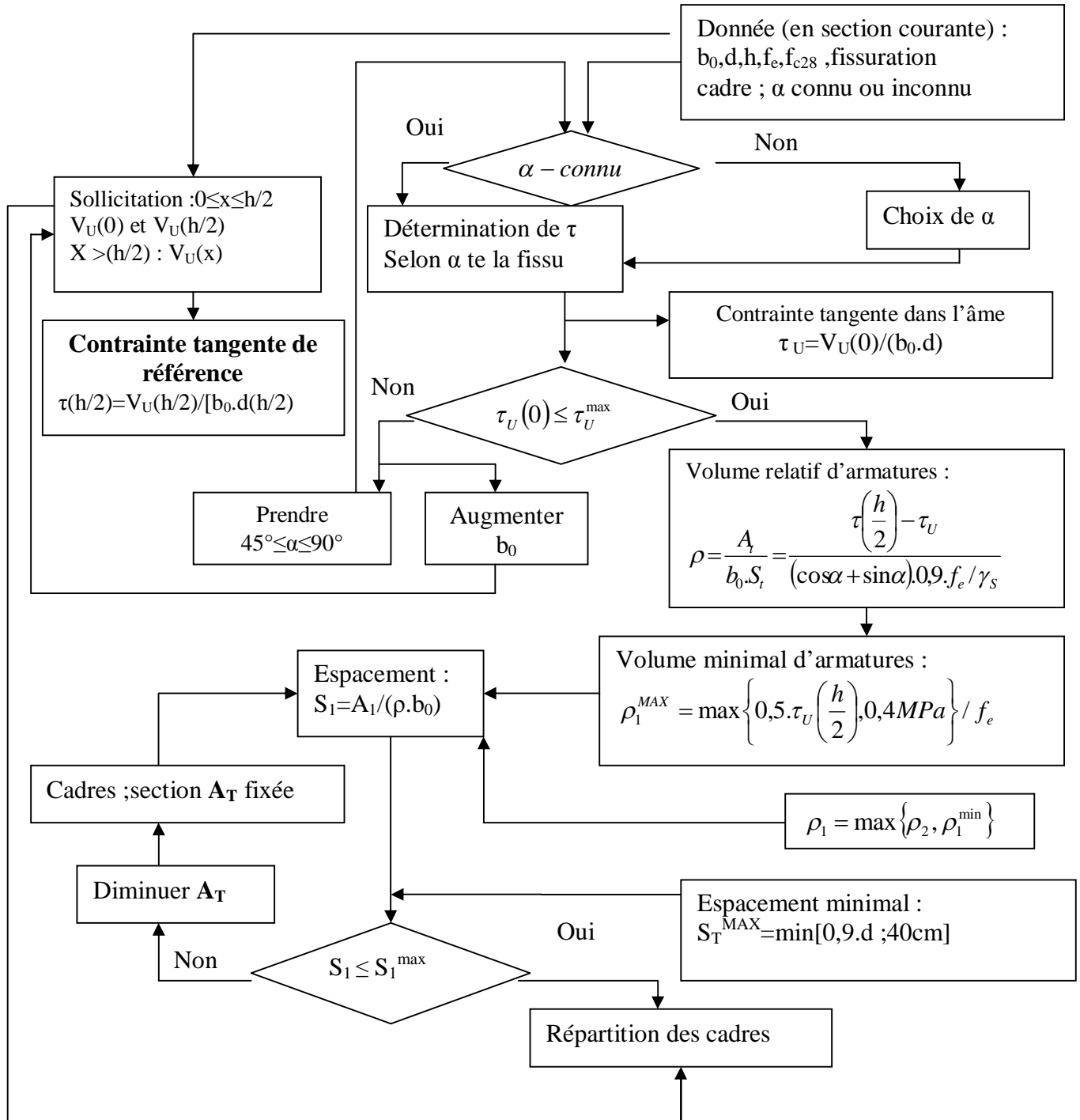
**ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**



ORGANIGRAMME -IV-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E .L .U-



ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT



II.1. Introduction

Pour choisir le type et les dimensions adéquates des fondations, il est nécessaire de connaître l'état et les caractéristiques (physiques, mécaniques) des différentes couches constituant le terrain sur lequel sera implanté notre ouvrage.

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondage et d'essais sur le site et au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques principales des diverses couches de terrain rencontrées.

II.2. But de l'étude :

L'étude géotechnique consiste à :

- Etablir une reconnaissance de la nature des sols et de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques.
- Définir, d'une part, le degré d'attaque et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton.
- Et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

II.3. Reconnaissance Géotechnique :

Les travaux de reconnaissance géotechnique consistent en la réalisations des :

- Essais in situ
 - Une campagne au pénétromètre dynamique.
 - Une campagne géologique par sondage carotté.

- Essais de laboratoire

Les essais de reconnaissance in situ ont constitué en la réalisation de :

- a-** des essais pénétrométriques au nombre de 22 qui nous permettront de déterminer la résistance du sol à la pénétration et sur son degré d'homogénéité
- b-** des sondages d'une profondeur de 12 m a été réalisé pour nous permettre d'identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination de la succession lithologique du site.
- c-** des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, des essais mécaniques ainsi que chimiques.

Ces essais nous permettent de mieux décrire et connaître la nature, les caractéristiques géotechnique des couches traversées et en particulier ceux de la couche de fondation.

II.3.1. Essais in situ :

- **Essais au Pénétromètre :**

Les essais pénétrométriques sont réalisés à l'aide du pénétromètre dynamique BORRO (type 2) dont le principe de fonctionnement et les caractéristiques sont expliqués ci-dessous :

- **Principe de l'essai :**

L'action du pénétromètre est d'ordre mécanique, elle consiste en l'enfoncement dans le sol par battage, un train de tige terminé par une pointe métallique à un rythme de 25coups/min.

L'appareil permet donc de mesurer en fonction de la profondeur l'enfoncement de l'outil et en déterminer la résistance minimale (RP) du sol.

Les résultats obtenus sont traduits sous forme d'un diagramme, portant en abscisses la résistance de pénétration à la pointe q_d et en ordonnées, la profondeur Z en m.

- **Sondage carotté :**

- Contexte géologique local :

Les cinq sondages révèlent de succession lithologique suivante de haut en bas dans le tableau suivant :

Les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

0,00m à 2,00m	Terre végétale
2,00m à 12,00m	Schiste argilisé caillouteux, peu compacte au début à intrusions calcaires jaunes très friable et à traces d'oxydation rougeâtres, de couleur marron verdâtre.

II.3.2. Essai au laboratoire :

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques des couches rencontrées, différents essais sont effectués au laboratoire sur les échantillons de terrain, si possible non remanié, sont repérés avec le numéros du sondage correspondant, le niveau de prélèvement sa partie inférieure et sa partie supérieure.

Toutes les précautions sont prises pendant le transport, pour éviter les pertes de fines et conserver l'humidité naturelle de l'échantillon.

Les essais sont effectués dans les plus courts délais prélèvement par des personnes qualifiés, aptes à interpréter les résultats.

Leur objectif est d'identifier les sols et à cet effet, de déterminer :

- La masse volumique de l'échantillon.
- Détermination des teneurs en eau.

- Les limites d'Atterberg.
- Analyse granulométrique et sédimentométrique.
- Essais de caillement rectiligne à la boîte de Casagrande (non consolidé, non drainé).
- Essai de compressibilité à l'oedomètre.

II.3.2.1. Classification et détermination des caractéristiques physiques du sol :

Avant toute interprétation ou calcul, il faudrait présenter un tableau comportant toutes les caractéristiques physiques concernant notre sol.

a) Les caractéristiques physiques du sol :

- Les densités sèches γ_d sont comprises entre $1,72 \text{ t/m}^3$ et $1,84 \text{ t/m}^3$.
- Les densités humides γ_h varient entre $2,07 \text{ t/m}^3$ et $2,15 \text{ t/m}^3$.
- Les teneurs en eau W sont entre 15% et 21%.
- Poids volumique de grains solide $\gamma_s = 2,65 \text{ t/m}^3$.
- Les degrés de saturation S_r des sols analysés varient entre 89% et 100%.
- L'indice de consistance I_c , permet de donner une idée sur la structure des sols. Cet indice varie entre 1,02 et 1,84.

Cela signifie que les sols analysés sont très consistants.

Les résultats des caractéristiques physiques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

$$\gamma_h = \gamma_d(1+W) \quad ; \quad \omega_{sat} = \gamma_d \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

$$\text{Avec :} \quad \gamma_{sat} = \gamma_d + \gamma' \quad ; \quad \gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_{\omega}}{\gamma_s} \right) \quad ; \quad e = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)$$

$$\gamma_s = 2,65 \text{ t/m}^3 \quad ; \quad \gamma_{\omega} = 1,0 \text{ t/m}^3$$

Sondage N°	01	01	02	02	03
Profondeur(m)	5,7-6,00	7,2-7,5	5,20-5,50	6,70-7,00	5,00-5,30
Nature apparente du sol échantillonné	schiste	schiste	schiste	schiste	schiste
Densité sèche $\delta_d(\text{t/m}^3)$	1,78	1,82	1,83	1,73	1,76
Teneur en eau naturelle $W \%$	17,50	17,80	16,70	21,10	21,40
Degré de saturation $S_r \%$	91,00	99,00	95,00	100	100
Densité humide $\delta_h(\text{t/m}^3)$	2,09	2,15	2,14	2,10	2,13
$\gamma_{sat}(\text{t/m}^3)$	2,1	2,13	2,13	2,07	2,09
$W_{sat}(\%)$	18,44	17,2	16,9	20,06	19,08
Indice de vide (e)	0,48	0,45	0,44	0,65	0,5

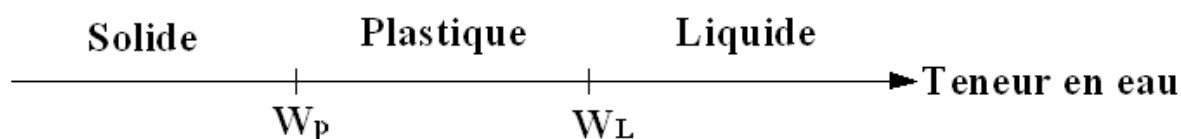
Tableau II.1. Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques**b) Classification du sol selon le système L.C.P.C :**

Classification du **L.C.P.C** (laboratoire central des ponts et chaussée).

La classification du **L.C.P.C** répose d'abord sur l'étude de la courbe granulométrique, en tenant compte des abaques de casa grande et les limites d'atterberg.

Atterberg a défini conventionnellement à partir de la teneur en eau du sol ; les limites de divers états de consistance donnée.

- La limite de liquidité W_L sépare l'état liquide du plastique.
- La limite de plasticité W_P sépare l'état plastique du solide.



A partir de W_P et W_L on calcul :

$$\begin{cases} I_p = W_L - W_P \\ I_c = \frac{W_L - W}{I_p} \\ I_L = \frac{W - W_P}{I_p} \end{cases}$$

Les résultats concernant la classification des échantillons sont regroupés dans le tableau qui suit :

Sondage N°	01	01	02	02	03
Profondeur(m)	5,7-6,00	7,2-7,5	5,20-5,50	6,70-7,00	5,00-5,30
% des éléments en poids ayant un diamètre >80 μ m	70	84	82	90	80
Nature du sol selon l'abaque de casagrande	Sol fin	Sol fin	Sol fin	Sol fin	Sol fin
W_L [%]	62,5	58,5	53,2	62,5	62,1
W_p [%]	28,3	36,4	21,4	28,4	22,2
I_p [%]	34,2	22,1	31,8	34,1	39,9
I_c [%]	1,31	1,84	1,14	1,21	1,02
Classification d'après casa grande	At	Lt	At	At	At

Tableau II.2. Classification du sol selon L.C.P.C

At : argile très plastique

Lt : limons très plastique

II.3.3. Essais mécaniques :

II.3.3.1. Essais de cisaillement rectiligne à la boîte de casa grande :

L'essai de cisaillement permet de déterminer les caractéristiques géotechniques fondamentales qui sont la cohésion « c » et l'angle de frottement interne « φ ».

(On a ; essais de cisaillement : consolidé, non drainé \Rightarrow CU)

- Cohésion : $0,5 < c_{cu} < 1,1$ bar.
- Angle de frottement : $17^\circ \leq \varphi \leq 27^\circ$.

II.3.3.2. Essais de compressibilité à l'odomètre :

Cet essai a pour but la détermination des caractéristiques mécaniques relative à la contrainte de pré consolidation (σ_c) et au coefficient de compression (C_c) et le coefficient de gonflement (C_g).

- Contrainte de pré consolidation : $2,26 < \sigma_c < 2,62$ bars.
- Coefficient de traction : $0,124 < C_c \leq 0,144$.
- Coefficient de gonflement : $0,052 < C_g < 0,075$.

Les résultats des essais mécaniques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sondage N°	01	01	02	02	03
Profondeur(m)	5,7-6,00	7,2-7,5	5,20-5,50	6,70-7,00	5,00-5,30
σ_c (bars)	/	2,62	/	2,26	/
C_s	/	0,143	/	0,125	/
C_g	/	0,053	/	0,074	/
φ°	20	17	22	23	/
C (bars)	1,0	0,76	1,0	0,91	/
σ_g (bars)	/	0,7	/	1,1	/

Tableau II.3. Tableau récapitulatif des résultats des essais mécaniques

II.4. Etude d'homogénéité des caractéristiques physiques et mécaniques :

* Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \leq 10\%$ on prend la moyenne des caractéristiques des différents échantillons.

* Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \geq 10\%$ on prend le minimum des caractéristiques des différents échantillons.

Avec :

$$\lambda: \text{L'écart type} \left(\lambda = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \right)$$

$$\bar{x} : \text{La moyenne} \left(\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i)}{n} \right)$$

V : Coefficient des différentes caractéristiques.

On trouve les résultats suivants :

Caractéristiques	\bar{x}	λ	V (%)	Test	Valeur prise en considération
γ_d (t/m ³)	1,78	0,16	8,98	<10%	1,78
W (%)	18,9	1,37	7,24	>10%	18,9
S _r (%)	97	1,78	1,83	<10%	97
γ_h (t/m ³)	2,12	0,16	7,54	<10%	2,12
γ_{sat} (t/m ³)	2,1	0,14	6,66	<10%	2,1
W _{sat} (%)	18,33	1,01	5,51	>10%	18,33
e	0,5	0,23	46	>10%	0,44
Φ	20,5	1,26	6,14	<10%	20,5
C	0,93	0,076	8,17	<10%	0,93

Tableau II.4. Etude d'homogénéité des caractéristiques du sol

Synthèse du sol :

Après l'étude des caractéristiques mécaniques on a constaté que (ϕ , c) sont homogène donc notre sol est relativement homogène.

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol homogène sont représentées dans le tableau suivant :

W (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	e	c (bar)	ϕ	σ_c (bar)	C _c	C _g
18,9	1,78	2,12	2,1	0,44	0,93	20,5	2,44	0,134	0,127

Tableau II.5 : Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène

II.5. Capacité portante du sol :

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.
- Soit à partir des essais in situ.

a. A partir des essais in situ (pénétromètre dynamiques) :

A partir des essais de pénétromètre dynamique, la contrainte admissible peut être évaluée d'après les résultats pénétrométriques en utilisant la formule suivante : $q_{adm} = \frac{q_d}{F}$

Avec :

q_d : La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

$$\text{On : } \begin{cases} q_d = 40 \text{ bars} \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm} = \frac{40}{20} = 2,00 \text{ bars}$$

b. A partir des essais au laboratoire :

Pour une semelle isolée $\left(\frac{L}{B} \leq 5\right)$ la pression admissible sous une semelle isolée est donnée

par la formule suivante :

$$q_{adm} = \gamma_1 D + \frac{\rho \gamma_2 N_\gamma(\varphi) + \gamma_1 D(N_q(\varphi) - 1) + 1,3 C N_c(\varphi)}{F_s}$$

Le sol est un sol pulvérulent donc on a un comportement drainant (à court terme).

Avec :

$\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma'$: Poids volumiques déjaugé = 1,10 t/m³.

$$\rho: \text{ Rayon moyen } \left(\rho = \frac{B}{2 \left(1 + \frac{B}{L} \right)} \right)$$

Pour une semelle carrée L=B on trouve $\rho = \frac{B}{4}$

On suppose une semelle carrée de dimension : $B = 2m \Rightarrow \rho = 0,5$

$$D = 8m \left(\geq \frac{h_b}{10} \right)$$

Avec :

D : Fiche d'ancrage (à partir au niveau du terrain naturel).

F_s : Facteur de sécurité =3.

c : Cohésion ($c=0,93\text{bar}$).

N_γ : Facteur de portance dû au poids des terres.

N_c : Facteur de portance dû à la cohésion.

N_q : Facteur de portance dû à la surcharge.

Les facteurs (N_γ , N_c , N_q) dépendent de l'angle de frottement φ .

$$\text{Pour } \varphi = 20,5^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 5,1 \\ N_q = 6,9 \\ N_c = 15,07 \end{cases}$$

$$\Rightarrow q_{adm} = 11 \times 8 + \frac{0,5 \times 11 \times 5,1 + 11 \times 8 \times 6,9(20,5 - 1) + 1,3 \times 0,93 \cdot 15,07 \times 20,5}{3} = 4168,65 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Donc : $q_{adm2} = 41,7 \text{ bars}$

Conclusion :

La contrainte admissible que l'on prend est le minimum des deux contraintes :

$$\sigma_{sol} = \min (q_{adm1} ; q_{adm2}) = \mathbf{2 \text{ bars.}}$$