

République Algérienne démocratique et populaire

Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de la Technologie



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

*Etude comparative de stabilité des
structures (R+9+S-SOL)*

*Contreventées par des Voiles longs et des
voiles courts*

Réalisé par :

❖ *HADJ MOUSSA MOHAMED EL AMINE*

❖ *CHEMAA DJELLOUL*

Soutenu le : 12-10-2021 devant le jury composé de :

MEZIDI OMAR

Président

KOUIDER DJELLOUL OMAR

Examineur

ALI BENYAHIA Khoudja

Encadreur

Promotion 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَقُلْ إِنِّي خَشِيتُ اللَّهََ

Remerciement

Au nom *d'Allah* le Clément le Miséricordieux, le Compatissant et que sa Miséricorde, et son Salut soient sur notre prophète, sur sa famille et ses compagnons.

Louange et le grand remerciement à Allah que sans lui ne nous pouvons jamais exister, qui nous à donné la santé, la sagesse, et la volonté de réaliser ce travail.

Et bien sûr nous tenons à adresser nos remerciement et exprimer notre reconnaissance à notre promoteur Mr. ALI BENYAHYA KHOUDJA d'avoir accepté de nous encadrer et nous aider et pour ses précieux conseils et son extrême patience tout au long de cette période, nous étions vraiment très ravis de travailler avec lui, ses conseils et sa collaboration, ses encouragements et ses suggestions qu'il n'a cessé de nous prodiguer.

- Tous les enseignants de l'institut de génie civil.

Nos vifs remerciements sont adressés à Monsieur le Président de jury qui nous a fait l'honneur d'assister et d'examiner notre projet de fin d'études

Enfin nos profonds remerciements et notre gratitude à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Merci

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A mon ma très chère mère yamina qui à veillée sur moi pendant tout ma vie.

A mon très cher père zoubir pour ces encouragements et son soutien.

A mes très chers frères : Mousaàb et Mouaàd

A mes sœur : RoumaïSSa et Hafsa

A toute ma famille sans exception. Notamment ma grande mère zineb et mon grand père mohamed

A toute la famille Hadj Moussa et Ahmed M'barek surtout AHMED

A mon intime AMINE BMMM

A mes deux chers amis Abd Erahmman krebaza et ZAKARIA AISSA

Amon binôme CHEMAA DJELLOUL

A tous mes enseignants

A tous mes amis IBRAHIM AHMED M'BARÈK ;

SID -AHMED MANINI ; MOHAMED SNAM ;

ZINOU ZURAWI ; AMINE SGHIR

BMMM ; Madjid et son frère MOUSSA

HATAB et surtout surtout BITCHOU

à tous la promotion 2020/2021

@AMINE HM

DÉDICACES

c'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail

Aux Personnes les plus chères au monde,

Mes chers parents pour leurs amours

Et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif,

Que Dieu me les garde

À... Mon cher père, Ahmed, Ma chère mère,

⊗ Très chers proches à mon cœur que je les aime beaucoup

⊗ Tous mes chers frères ;Billal ,zozo,chemi,,ma grande sœur

⊗ Toutes les familles : CHEMAA

⊗ Mon binôme : HADJ MOUSSA Med-AMINE

⊗ Mes amis : Sofiane ,Amer,habbas , Hmida, fethi ,Abhimano,Abdelhaq ,Mahmoud,Farid ,Mandela

⊗ Tous ceux qui me connaissent et ceux qui m'ont aidé

⊗ À toute la promotion 2020-2021 de génie civil.

Dieu vous bénisse et moi

Mes sincères salutations à vous

@

Ielloul-chamis

ملخص

يهدف المشروع أساسا لدراسة عمارة منتظمة القياسات (طابق أرضي+9 طوابق+طابق سفلي) الواقعة في مدينة وهران (المدينة الجديدة احمد زبانة). المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **IIA** حسب التصنيف الجزائري المضاد للزلازل (RPA99version2003).

في هذه الدراسة قمنا بنصب و وضع الاشرعة في وضعيتين و بطريقتين مختلفتين مع الحفاظ على الطول الاجمالي للأشعة و ذلك من اجل المقارنة والتأكد من عوامل استقرار البناية و في اي حالة تكون متوافقة مع معطيات التصنيف الجزائري للزلازل **RPA**.

قياس و تسليح العناصر المقاومة للبنية صمم طبقا للمعايير المعمولة بها في الجزائر. قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد بواسطة **ETABS**. تم تصميم أرضية طوابق العمارة بأرضية غير مشوهة القياسات.

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة **SOCOTEC**. لتدعيم وتخطيط الاشرعة لقد لوحظ ان ترتيب الاشرعة هو عامل اكثر اهمية من كمية الحجاب لوضع هيكل وله دور حاسم في سلوك الاخير تجاه الزلزال .

RESUME

Le présent mémoire, porte sur l'étude d'un bâtiment de forme rectangulaire (RDC+9+1SS) situé à wilaya d'ORAN (nouvelle ville AHMED ZABANA). Cette région est classée en zone sismique **IIA**;selon le RPA-99 /version 2003.

Dans cette etude ,nous avons érigé et placé les voiles dans deux positions différentes , tout en conservent la meme longueurs totale des voiles ,afin de de comparer les critère de stabilité du bâtiment (**la période , l'effort tranchant, déplacements inter-étage et l'effet P-DELTA**)et en tous cas ils sont compatibles avec les données de la **RPA**

Le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été fait conformément au **BAEL91 Modifié 99** et **RPA99 version2003**.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul **ETABS**. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes.

Le ferrailage des éléments porteurs a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**,

Pour la disposition des voiles ; on a découvert que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

SUMMARY

The present project deals with the study of a building (RDC+9+1SS) for residential use. It is located in AHMED ZABANA in the wilaya of ORAN This area is a sismique zone **IIA** as **RPA-99 / 2003 version**.

In this study, we erected and places the sails in tow different ways, while maintaining the same total length of the sail,in order to compare and verify the stability factors of the building and in any case they are compatible with the data of the Algerian classification RPA

The three-dimensional seismic analysis was conducted by an industrial called **ETABS** .

The lateral dynamic displacements and the resultant base shear force given by the model were compared to those required by the standards.

Reinforced concrete walls were added to the structural systems **SOCOTEC** to satisfy building codes. The shell element internal forces and stresses were evaluated under several different loading combinations.

For the bracing and the layout of the sails ;it has been observed that the arrangement of the sails is a much more important factor than the quantity of veil to place a structure and has a determining role in the behaviour of the latter vis-à-vis the earthquake

Table des matières

➤ Introduction Générale.....	01
➤ Chapitre I : Présentations de l'ouvrage.....	03
I.1. Introduction	03
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	03
I.2.1 Les éléments de l'ouvrage	08
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	10
I.3.1 Béton.....	11
I.5.2 Aciers.....	13
I.5.3 Hypothèses de calcul	15
➤ Chapitre II : Pré dimensionnement et calcul des éléments.....	17
II.1. Introduction.....	17
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structurant	17
II.2.1. Les Planchers	17
II.2.2. La salle machine.....	21
II.2.3. Les escaliers	22
II.2.4. La poutre palière.....	26
II.2.5. Acrotère	28
II.3. Pré dimensionnement des éléments structurant	29
II.3.1. Les poutres	29
II.3.2 Les poteaux	31
II.3.3 Les voiles	34
II.4. Conclusion.....	36
II.4. Evaluation et descente des charges.....	37
II.4.1 Introduction.....	37
II.4.2 Les charges permanentes (G).....	37
II.4.3 Les surcharges d'exploitations (Q).....	44
II.4.4 Descente des charges	45
➤ Chapitre III : Calcule des éléments Non-structurant.....	51
III.1 Introduction	51

III.2 Acrotère	51
III.3 Escalier	60
III.4 Calcul de la poutre palière	78
III.5 Plancher	89
III.6 Les balcons	124
III.7 Etude de la dalle machine.....	129
➤ Chapitre IV: Modélisation et vérification selon RPA	137
IV.1 Introduction	137
IV.2 Etude sismique	138
IV.2.6 Choix de la méthode de calcul	139
IV.2.9 Etapes de modélisation.....	142
IV.3 Interpolation des résultats de l'analyse sismique.....	150
IV.3.1 Variante 01ère de la disposition des voiles de contreventement.....	150
IV.3.1 Variante 02ème de la disposition des voiles de contreventement.....	162
IV.4 Comparaison entre les deux variante.....	169
IV.5 Conclusion du chapitre.....	174
➤ Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants.....	175
Introduction	175
V.1 Ferrailage des poteaux.....	175
V.2 Ferrailage des poutres.....	186
V.3 Ferrailage des voiles	197
➤ Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	219
Introduction.....	219
VI.1 Ferrailage de longrine	220
VI.2 Calcul des fondations.....	222
VI.3 Radier générale	228
VI.4 Les vérifications nécessaires.....	233
VI.5 Ferrailage du radier.....	239
VI.6 Débord	242
VI.7 Etude du voile périphérique.....	248
➤ Concluion Général.....	254

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Propriétés mécaniques des aciers utilisés.	13
Tableau II.1 : Evaluation les charges permanentes du plancher terrasse.	38
Tableau II.2 : Les Charges Permanentes du Planchers étages (courants+Rdc+S-sol).	39
Tableau II.3 : Les charges permanentes d'un mur extérieure.	40
Tableau II.4 : Les charges permanentes d'un mur intérieure.	40
Tableau II.5 : Valeur de la charge permanente G du balcon en dalle pleine	41
Tableau II.6 : Les charges du palier.	42
Tableau II.7 : Les charges du Volée.	43
Tableau II.8 : Les charges concentrées sur la volée	43
Tableau II.9 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.	44
Tableau II.10 : Le poids propre de chaque niveau.	47
Tableau II.11 : Dégression des surcharges.	48
Tableau II.12 : Surcharges d'exploitation.	48
Tableau II.13 : Choix des sections des poteaux centraux.	49
Tableau II.14 : Vérification du flambement des poteaux.	50
Tableau III.1 : Charges permanentes revenant au palier.	61
Tableau III.2 : Charges permanentes revenant à la paillasse.	61
Tableau III.3 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	94
Tableau III.4 : Choix des méthodes de calculs pour les différents type poutrelles	97
Tableau III.5 : Résultats de (M.T) travée type 01	103
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.S)	105
Tableau III.7 : Les sollicitations de M et T type 02 à ELU et ELS	107
Tableau III.8 : La sollicitation maximale de la poutrelle.	108

Tableau III.9 : Représentation des données.	109
Tableau.III.10. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)	110
Tableau.III.11. Combinaison des charges	125
Tableau.III.12. les efforts tranchant et les moments fléchissant	125
Tableau.III.13. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)	131
Tableau.III.14. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)	132
Tableau III.15. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis	132
Tableau III.16. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis	134
Tableau IV.1 : Facteur de qualité	148
Tableau IV.2 : Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical et horizontal	153
Tableau.IV .3 : Période et participation massique	154
Tableau.IV .4 : Vérification de l'effort normal réduit avec les nouvelles sections de poteaux	158
Tableau IV.5 : Vérification de Déplacements relatifs	159
Tableau IV.6: Calcul de θ_x et θ_y les effets de second ordre (l'effet P- Δ)	161
Tableau.IV .7 :- Période et participation massique 2eme variante	164
Tableau IV.8: Vérification de l'effort tranchant	167
Tableau IV.9 : Vérification de Déplacements relatifs de deuxième variant	167
Tableau IV.10 : justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant x-x	168
Tableau IV.11 : justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant y-y	168
Tableau IV.12: effort tranchant a la base de la structure pour les deux cas .	170
Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier	177
Tableau V.2 : Effort internes dans les poteaux a l'ELU	178
Tableau V.3 : Effort internes dans les poteaux sous combinaison G+Q+E	178

Tableau V.4 : Effort internes dans les poteaux sous combinaison 0.8G+E	179
Tableau V.5 : Effort internes dans les poteaux a l'ELU	179
Tableau V.6 : Choix des armatures des poteaux carrés	179
Tableau V.7 : Vérifications des contraintes pour les poteaux	180
Tableau V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés	182
Tableau V.9 : Espacements maximales selon RPA99	184
Tableau V.10 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	184
Tableau V.11 : Ferrailage des poutres principales (situation durable).	187
Tableau V.12 : Ferrailage des poutres secondaires (accidentel)	187
Tableau V.13 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)	188
Tableau V.14 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentel)	188
Tableau V.15 : Choix des armatures pour les poutres porteuses et les poutres secondaires	189
Tableau V.16 : Vérification de la condition de non fragilité	189
Tableau V.17 : Vérification des poutres principales	191
Tableau V.18 : Vérification des poutres secondaires	191
Tableau V.19 : Vérification les contraintes de cisaillement.	192
Tableau V.20 : Calcul des armatures transversales	193
Tableau V.21 : Aciers verticaux et horizontaux	201
Tableau V.22 : Aciers transversaux	202
Tableau V.23 : Aciers supplémentaires	203
Tableau V 24 : Caractéristique des voiles du sens x-x	213
Tableau V 25 : Caractéristique des voiles du sens Y-Y	214
Tableau V 26 : ferrailage des voiles du sens X-X	215
Tableau V 27 : ferrailage des voiles du sens Y-Y	216
Tableau V 28 : :Vérification de l'effort tranchant des voiles V_x du sens x-x	219

Tableau V29 : Vérification de l'effort tranchant des voiles V_y du sens y-y	219
Tableau VI.1 : Effort normal appliqué sur les fondations	223
Tableau VI.2 : Section et l'effort normal appliqué sur les fondations	226
Tableau VI.3. Vérification des contraintes	238
Tableau VI.4. Calcul des sollicitations et le ferrailage de radier.	241
Tableau VI.5: Calcul le ferrailage du débord	242
Tableau VI.6 : Calcul le ferrailage de la nervure	245
Tableau VI.7 : Calcul des moments	249
Tableau VI.8 : Ferrailage du voile périphérique	250
Tableau VI.9 : Calcul des moments	251
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS	252

Liste des figures

Figure I.1. Vue Aérienne De Région Et Localisation Du Site	04
Figure I.2. Vue en plan des étages courant	06
Figure I.3. Vue en plan de RDC	06
Figure I.4. Vue en plan de coupe A-A	07
Figure I-5: Exemple d'escalier réalisé (à deux volées)	09
Figure I.6. diagramme contrainte déformation du béton	12
Figure I.7. diagramme contrainte déformation du béton à ELS	13
Figure I.8 : Digramme constraints –déformation de l'acier à L'ELU.	14
Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.	18
Figure II.2 : La disposition de poutrelle	19
Figure II.3 : schéma d'une poutrelle.	19
Figure II.4 : dalle (1) sur trois appuis	21
Figure II.5 : Schéma de l'ascenseur.	22
Figure II.6 : Schéma général d'un escalier.	23
Figure II.7 : coupe verticale d'un escalier	24
Figure II.8 : schéma statique de la poutre palier.	26
Figure II.9 : coupe verticale de l'acrotère.	28
Figure II.10 : coupe verticale de la poutre principale.	30
Figure II.11 : coupe verticale de la poutre secondaire.	31
Figure II.12 : Section réduit de poteau.	32

Figure II.13 : Schéma présent un poteau.	34
Figure II.14 : Coupe de voile en élévation.	34
Figure II.15 : Coupes des voiles en plan.	35
Figure II.16 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	37
Figure II.17 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.	38
Figure II.18 : Constituants d'un mur extérieur.	39
Figure II.19 : Constituants d'un mur intérieur	40
Figure II.20 : Coupe verticale du plancher en dalle plain.	41
Figure II.21 : Section du poteau central.	45
Figure II.22 : Section du poteau rive.	45
Figure II.23 : Section du poteau d'angle.	45
Figure II.24: les niveaux de la structure	46
Figure III.1: Schéma statique de l'acrotère.	52
Figure III.2: Schéma statique des efforts	52
Figure III.3: Diagramme des efforts internes.	52
Figure III.4: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.	53
Figure III.5: Plan de Ferrailage de l'acrotère	60
Figure III.6: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.	62
Figure III.7 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.	64
Figure III.8: Section droite aux appuis.	65
Figure III.9 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.	69

Figure III.10 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.	71
Figure III.11 : section droite des escaliers	76
Figure III.12 : plan de ferrailage de l'escalier.	77
Figure III.13 : Schéma de la poutre palière	78
Figure III.14 : Schéma statique de la poutre	79
Figure III.15 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.	81
Figure III.16 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS	85
Figure III.17 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.	86
Figure III.18: Schéma de ferrailage de la poutre Palière.	88
Figure III.19 : Coupe verticale sur un plancher en corps creux	89
Figure III.20 : Dimension de la poutrelle	90
Figure. III.21 : Corps Creux	91
Figure III.22: Schéma statique des poutrelles	94
Figure III.23 : Schéma statique d'une poutrelle	100
Figure III.24 : Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants type (1)	104
Figure III.25 : Schéma statique de la poutrelle 02.	105
Figure III.26 : Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants à ELU (type 2)	108
Figure III.27 : Section de la poutrelle	109
Figure III.28 : schéma de Ferrailage de plancher.	123
Figure III.29 : Dalle plane (balcon)	124
Figure III.30 : Schéma statique du balcon.	125
Figure III.31 : Schéma de ferrailage du balcon	128

Figure III.32 : schéma statique de la dalle de la salle machine	129
Figure III.33 : ferrailage de la dalle machine	136
Figure IV.1 : Spectre de réponse	145
Figure IV.2 : Disposition des voiles	150
Figure IV .3 : Vue en 3D de la structure	151
Figure IV.4 : Justification Système de contreventement de	152
Figure IV .5 : Modèle final	154
Figure IV .6 : Le 1 ^{er} mode est mode mode de translation suivant X-X	156
Figure IV .7 : Le 2 ^{ème} mode est mode mode de translation suivant Y-Y	156
Figure IV .8 : Le 3 ^{er} mode est un mode de torsion	157
Figure IV.9 : Evaluation des effets du second ordre.	160
Figure IV.10 : Modèle de structure finale.	162
Figure IV.11: La nouvelle Disposition des voiles de 2 ^{ème} cas	163
Figure IV.12 : Modèle initial.	164
Figure IV.13 : Le 1 ^{er} mode est un mode de translation suivant X-X	165
Figure IV.14 : Le 2 ^{ème} mode est un mode de translation suivant Y-Y	165
Figure IV.15 : Le 3 ^{ème} mode est un mode de torsion	166
Figure .IV.16 : graphique bar représente la période Tx et Ty dans les deux cas	169
Figure IV.17: graphique bar représente les 'efforts tranchant Vx et Vy	170
Figure .IV.18 : graphique bar représente Le déplacement entre les deux variantes	172
Figure .IV.19 : graphique bar représente Comparaison vis-à-vis de l'effet P-Δ	173
Figure. V.1 : Ferrailage des poteaux RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages.	185

Figure. V.2 : Ferrailage des poteaux 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 7 ^{ème} étages.	185
Figure. V.3 : Ferrailage des poteaux 8 ^{ème} étages.	185
Figure V.4: Arrêt des barres	194
Figure. V.5: Ferrailage des poutres porteuses	194
Figure. V.6 : Ferrailage sur appuis d'une poutre principale	195
Figure. V.7 : Ferrailage des poutres non porteuses.	195
Figure. V.: Le schéma des espacements des armatures.	196
Figure. V.8: Nomination les voiles.	197
Figure V.9 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée	198
Figure V.10 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	199
Figure V.11 : Définition de l'élément mur	199
Figure V.12 : Mur encastré	200
Figure V.13: Disposition des armatures verticales dans les voiles	204
Figure V .14 : Schéma de ferrailage du voile en forme U	205
Figure V.15: La zone tendue et comprimé	207
Figure V.16 : Schéma de ferrailage du voile en forme U.	209
Figure V.17 : Vue en plan du voile plein en L.	209
Figure V.18: La zone tendue et comprimée	210
Figure V.19 : ferrailage de voile en L	212
Figure. VI.1: Ferrailage des longrines.	222
Figure VI.2 : Dimensions de la semelle isolée	224
Figure VI.3 : Dimensions de la semelle filante	226
Figure VI.4 : Réparation trapézoïdale	227
Figure VI.5 : Dimensions du radier	228
Figure VI.6: Périmètre utile des voiles et des poteaux	233

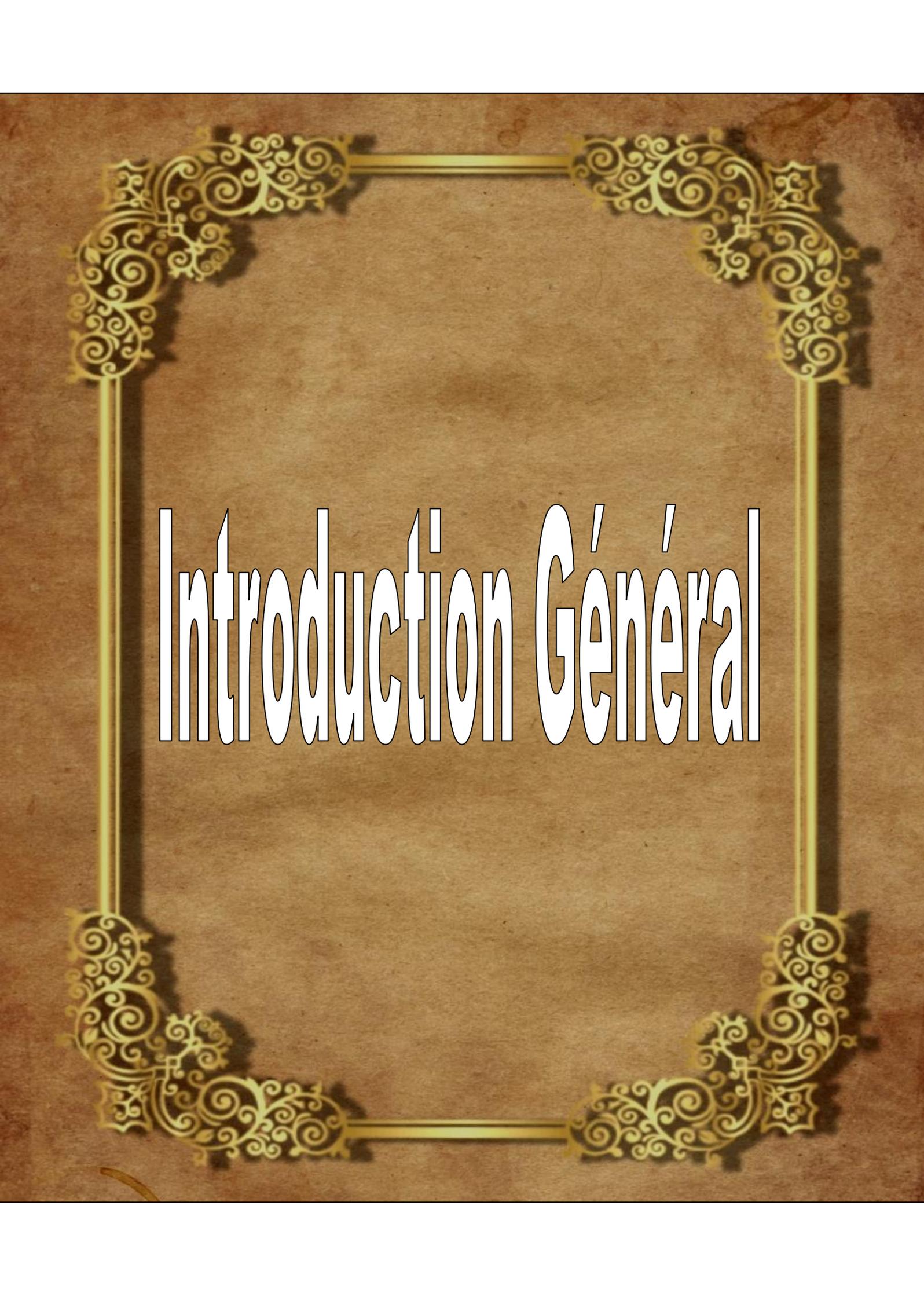
Figure. VI.7: Contrainte sous le radier	237
Figure VI.8 : le panneau le plus sollicité	241
Figure VI.9 : Schéma statique du débord	242
Figure VI.10 : Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.	244
Figure VI.11 : Ferrailage des poutres de libages dans les deux sens.	247
Figure.VI12 : Schéma de ferrailage du radier aux appuis et en traves dans les deux	247
Figure VI.13 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicite	249
Figure VI.14 : Ferrailage du voile périphérique en travée	253
Figure VI.15 : Ferrailage du voile périphérique aux appuis	253

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.

- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.

- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène



Introduction Général

Généralités

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

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

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol, des buts :

- ✓ La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente, bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- ✓ Souplesse d'utilisation
- ✓ Durabilité (duré de vie).
- ✓ Résistance au feu.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol. L'ingénieur en structure doit respecter les codes de calculs et la réglementation en vigueur à savoir **RPA99/2003, BAEL, DTR** et les **CBA93**.

Pour le contreventement des voiles on a étudié deux variantes de disposition de voiles tout en gardant la même longueur totale et la même épaisseur des voiles ensuite une comparaison entre ces deux variantes en se basant sur les critères de stabilité exigés par RPA à savoir la période, l'effort tranchant, déplacement inter-étage et l'effet P-Delta car la disposition des voiles, est un facteur important dans le comportement des structures.

Objectifs

Notre projet a pour objectif de faire une étude de comparaison en termes de stabilité entre deux variantes de disposition de voiles de contreventement d'un bâtiment (RDC+9 étages +Sous-sol) de système voile à usage d'habitation réalisé en béton armé en tenant compte les critères de stabilité exigés par le règlement parasismique algérien **RPA 2003**.

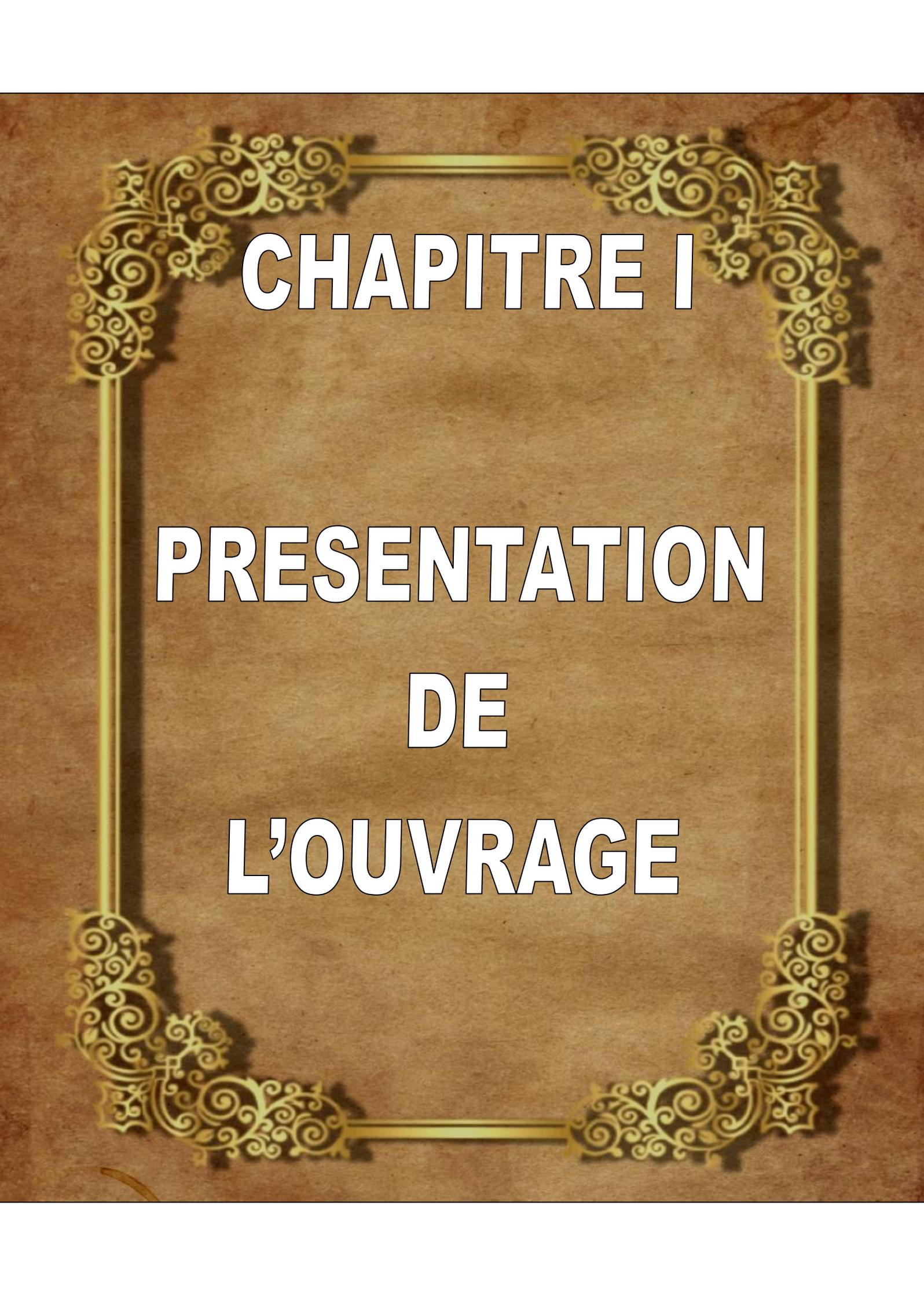
Plan des chapitres

A cet effet le travail est structuré en six chapitres :

Après avoir présenté une introduction générale montrant la problématique et l'objectif visé, nous abordons ensuite **le premier chapitre** constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, des éléments structuraux et non structuraux et des caractéristiques des matériaux utilisés. Dans **le deuxième chapitre** nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de nos bâtiments. Ensuite dans **le troisième chapitre** nous avons présenté le calcul des éléments non structuraux. Après cela nous avons fait une étude sismique et dynamique .En ce qui concerne **le le quatrième chapitre** nous nous intéressons à la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibration, en renforçant l'ossature par des voiles et utilisant deux variantes de disposition des voiles, ensuite une comparaison entre les deux variantes en termes de critères de stabilité de la structure (période, déplacement, effort tranchant et l'effet P-Delta).

Le ferrailage des éléments structuraux, est présenté dans **Le cinquième chapitre** Consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage des fondations dans le dernier chapitre

Finalement, Nous terminons ce document par une conclusion générale et une perspective.



CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à étudier, en l'occurrence, les caractéristiques géométriques, les éléments constitutifs et les caractéristiques mécaniques des matériaux composant ce dernier.

1.2 Données administratives de l'ouvrage

Le projet fait partie du programme 400 logements sociaux collectif sont implantés à la ville d'ORAN. C'est un projet étudié par S.E.A.U (société d'études d'architectures et d'urbanisme) à Oran. Le projet montre de volumétries simples de forme rectangulaire. L'espace bâti est constitué de dix blocs sur une surface de 4991.4 m². Chaque bloc est composé de 40 logements avec un gabarit de R + 9 + 1 S sol. L'étage courant et le rez de chaussé contient quatre logements de type F3 sur une surface de 499.14 m². Le sous-sol est utilisé comme un parking d'une capacité de plus de 10 voitures. Les espaces entre les bâtiments comportent à la fois, des espaces verts et aire de jeux.

I.2. 1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet s'intéresse à l'étude d'une structure d'un bâtiment (R + 9 + sous-sol) à usage multiple (habitation, et parking) classé en groupe d'usage 2, avec un système de voile. L'ouvrage sera implanté à la wilaya d'ORAN qui est classée en zone sismique zone IIA comme zone de moyenne sismicité, selon le classement des zones établisent par les Règles Parasismiques Algériennes. [RPA99 v2003 Art3.2].

Notre structure comporte :

- 01 rez-de-chaussée (RDC) à usage habitation.
- 09 étages à usages d'habitation.
- 01 cage d'escalier.
- 02 cages d'ascenseur

II Présentation du sol d'assise

Une étude géotechnique a été entamée par le laboratoire **AGROHYD Group**, dans le cadre du projet relatif à la réalisation de 165 logements LPA en R+09 sur un sous-sol à la nouvelle ville AHMED Zabana dans la Wilaya d'Oran.

Localisation du site :

Le site retenu pour la réalisation du projet se trouve au sud-ouest de la ville d'Oran à la nouvelle ville Ahmed Zabana à Ain El Beida dans la commune d'Es-Senia, il est accessible par la 4^{ème} Rocade d'Oran.(figure I.1).



Fig. I.1-Vue Aérienne De Région Et Localisation Du Site (Extrait De Google Earth)

Travaux d'investigation in-situ :

Les investigations géotechniques du sol ont été effectuées au cours du mois de Décembre 2019.

Le programme de reconnaissance a été basé sur la réalisation de :

- Deux(02) sondages carottés nommés **SC01** et **SC02** de **15.00m** de profondeur.
- Un sondage pressiométrique dénommé **SP01** de **15.00m** de profondeur.

Description et caractéristiques géotechniques du sol :

Les deux sondages exécutés ont mis en évidence la succession stratigraphique suivante :

Sondage SC01 :

- 0.00 –0.30m :** Terre Végétale.
- 0.30 –7.40m :** Argile limoneuse plus ou moins sableuse compacte avec de peu à trace de gravier de couleur marron, et présence de lentilles de sable par endroits.
- 7.40-15.00m :** Argile limoneuse sableuse renfermant de fragments de calcaire blanchâtre diversiformes et de différentes tailles.

Sondage SC02 :

- 0.00 –0.30 m :** Terre Végétale.
- 0.30 –7.30 m :** Argile limoneuse plus ou moins sableuse compacte avec de peu à trace de gravier de couleur marron, et présence de lentilles de sable par endroits.
- 7.30-15.00 m :** Argile limoneuse sableuse renfermant de fragments de calcaire blanchâtre diversiformes et de différentes tailles.

Condition de la nappe d'eau :

Aucune présence d'eau n'a été décelée dans les sondages exécutés. Toute présence d'eau lors des travaux de terrassement, quelle que soit son origine doit être signalée au laboratoire pour procéder à des analyses chimiques.

Conclusion et recommandations :

Pour le dimensionnement des fondations, la capacité portante admissible du sol sera prise égale à **2Bars** à une profondeur d'ancrage $D \geq 4.00m$ à partir de la surface.

II.1.1. Caractéristiques géométriques

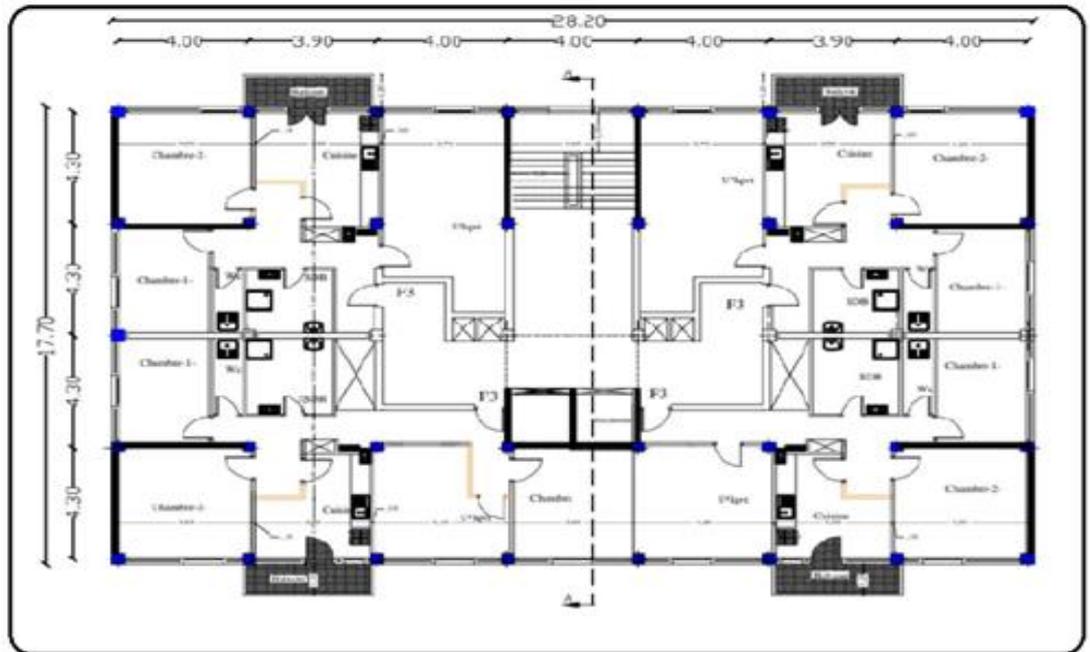


Fig I-2: Vue en plan des étages courant

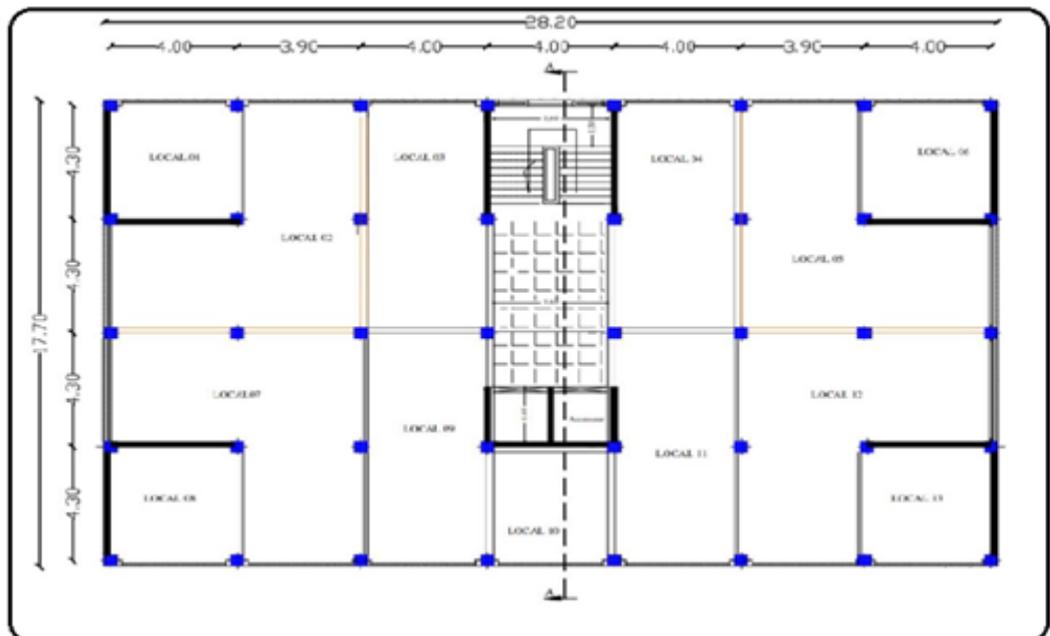


Fig I-3: Vue en plan de RDC

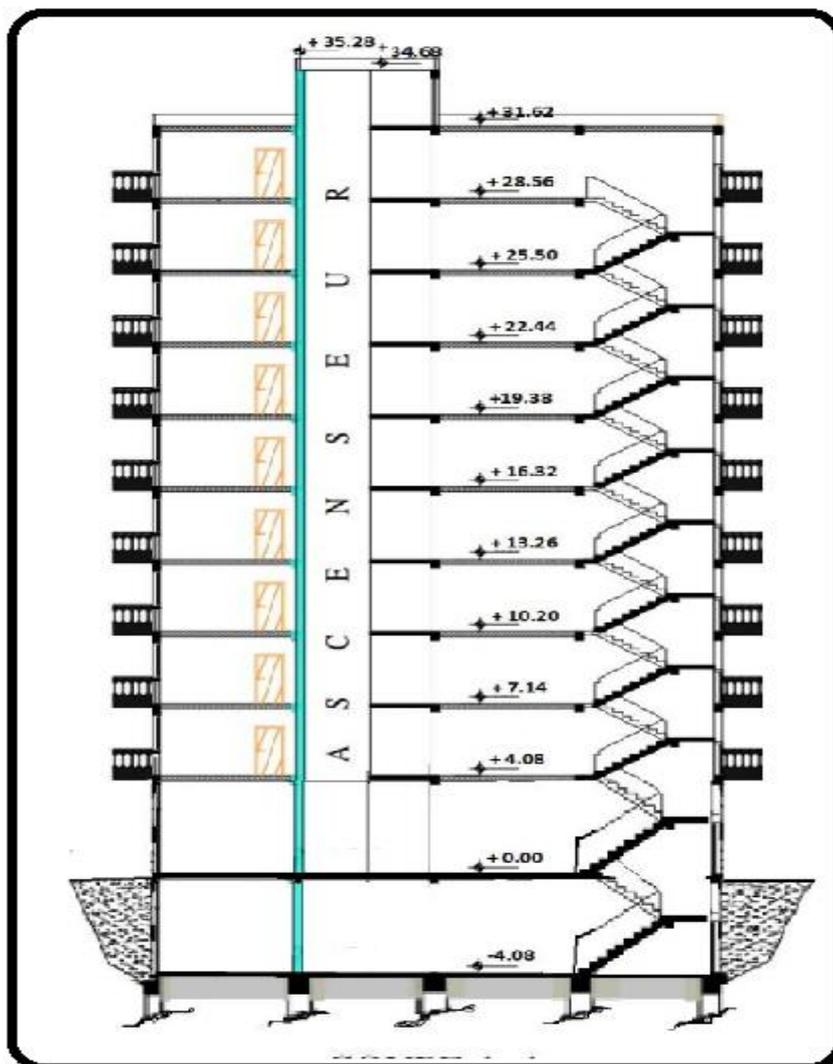


Fig I-4: Vue en plan de coupe A-A :

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtiment $h = 35.28\text{ m}$
- Hauteur de RDC..... $h = 4.08\text{ m}$
- Hauteur d'étage courants $h = 3.06\text{ m}$
- Hauteur de SSOL $h = 4.08\text{ m}$
- Hauteur de la Acrotère..... $h=0.6\text{ m}$

Dimensions en plans:

- Longueur totale..... $L_{\text{long}}=28.20\text{ m}$
- Largeur totale..... $L_{\text{trans}}=17.7\text{ m}$

II.I.2 : Classification du bâtiment selon le RPA 99 (version 2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans :

- Zone forte sismicité (**Zone IIa**).
- Groupe d'usage 2.
- Site SOL Meuble (**S3**).

II.2. Règlements et normes utilisés

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 99).
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA 99 VERSION 2003).
- Documents Technique Règlementaires (DTR-BC-22) : Les charges et les surcharges d'exploitation.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (CBA 93).

II.3. Les éléments de l'ouvrage**II.3.1. Ossature**

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature composée de :

Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

Des voiles en béton armé disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage ainsi ils reprennent les charges horizontales et une partie des charges verticales.

II.3.2. Planchers

Les planchers sont des parties horizontales de la construction, supporter leurs poids propres et les charges d'exploitation pour transmettre aux éléments porteurs de l'ossature ils ont pour but de séparer entre Chaque deux niveaux successifs et assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages du bâtiment.

Dans notre projet nous avons adopté des planchers à corps creux pour tous les étages et des planchers à dalle pleine pour les balcons.

I.4.3. Terrasse inaccessible

C'est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.

I.3.4. Balcons

Ce sont des éléments consolidés au niveau des planchers, ils seront formés en dalle pleine en béton armé.

I.3.5. Escalier

La structure comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.
Escaliers: servant à relier les planchers de tous les étages, avec deux volés et un seul palier de repos (figure I.2)

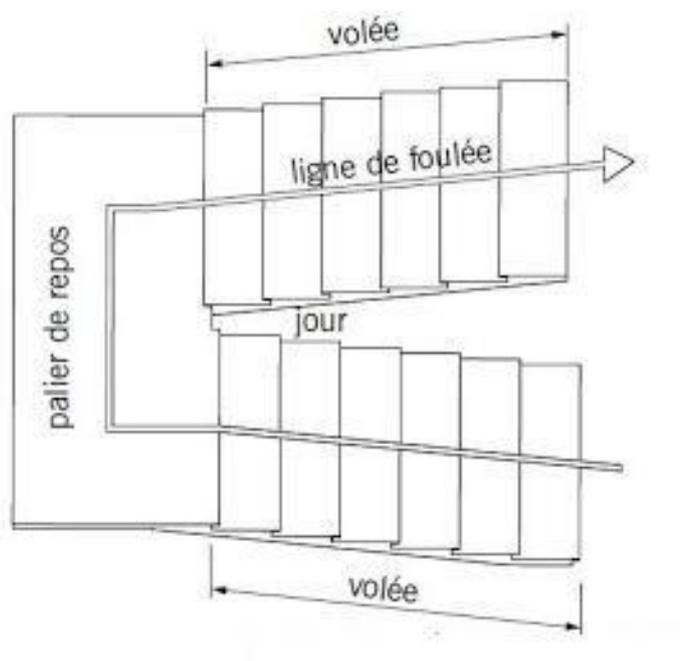


Fig I-5: Exemple d'escalier réalisé (à deux volées)

I.3.6. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse (**50 cm**), il se greffe à la périphérie de la terrasse.

L'acrotère est soumis à une flexion composée.

I.3.7. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs : constitués d'une double paroi en briques (**10 cm** et **10 cm** d'épaisseur) séparées par une lame d'air de **5cm** d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de **15 cm** d'épaisseur.

I.3.8. Revêtement

- En carrelage pour les planchers.
- En mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Faïence en céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau et les cuisines.

I.3.9. Le Coffrage

Le coffrage est assuré par un coffrage traditionnel (bois) pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles et les dalle pleine.

Le choix du type de fondation et des charges transmises par à ce dernier. On choisira le type de fondation approprié au bâtiment après l'étude de la superstructure.

I.3.10. La fondation

Élément dépend de la capacité portante du sol qui permet de transmettre les charges de la superstructure vers le sol.

I.3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL**) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

a) Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28

jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

Pour : $j < 28$ jours : $f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$

$j > 28$ jours : $f_{cj} = f_{C28}$

$j \gg 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 25 MPa

b) Résistance à la traction : [1]

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{ij} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure f_{ij} est prise égale à : 2,1 MPa.

c) Déformation longitudinale du béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

d-1) Déformation instantanée: Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton :

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

D'ou : $E_{i28} = 32164,20$ Mpa

d-2) Déformation différée : les déformation différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :

$$E_{Vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

D'ou : $E_{i28} = 10818,87$ Mpa.

d) Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- ➔ $\gamma = 0,2$ Pour les justifications aux états limites de services.
- ➔ $\gamma = 0$ Dans le cas des états limites ultimes.

e) Les contraintes limites de calcul :

f-1) Etats limites ultime "ELU" :

$$f_{bcu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{..... Situation durable.} \\ 1,15 & \text{..... Situation accidentelle.} \end{cases}$$

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

0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

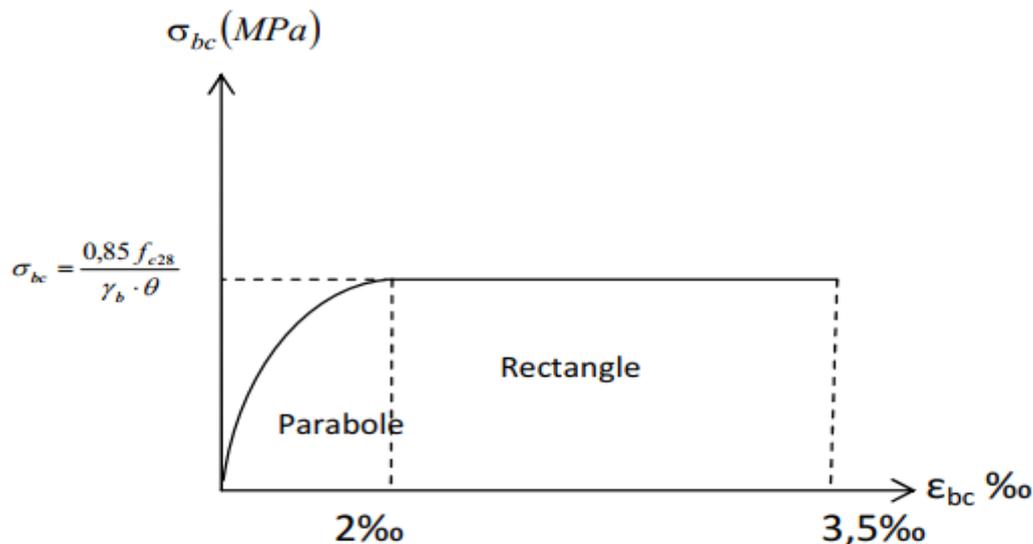


Fig. 1.6 : Diagramme contraintes-déformation du Béton

f-2) États Limites de Service (ELS) :

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

$$E_b = \frac{E_s}{15} \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

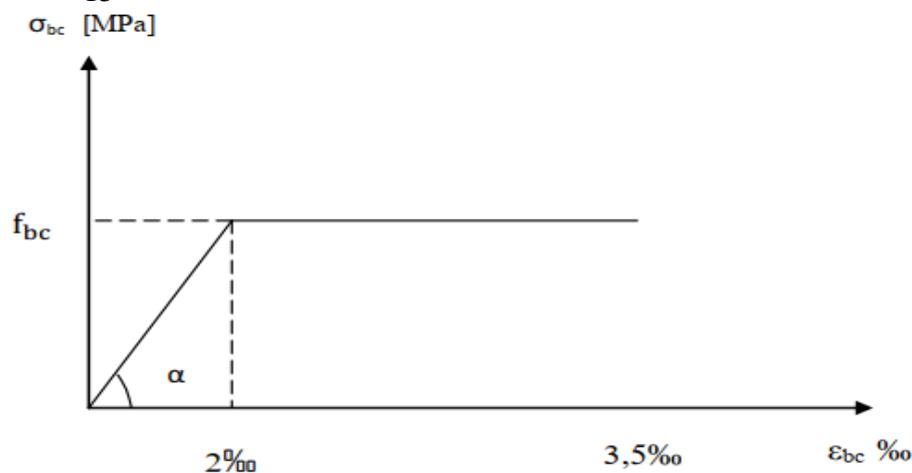


Fig 1.7 : Diagramme contraintes- déformations du Béton à l'ELS

1.5.2 L'acier :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le **BAEL91** dans le tableau suivant :

Tab 1.1 : Caractéristiques des Aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

b) Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

c) État Limite Ultime "ELU":

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci-après :

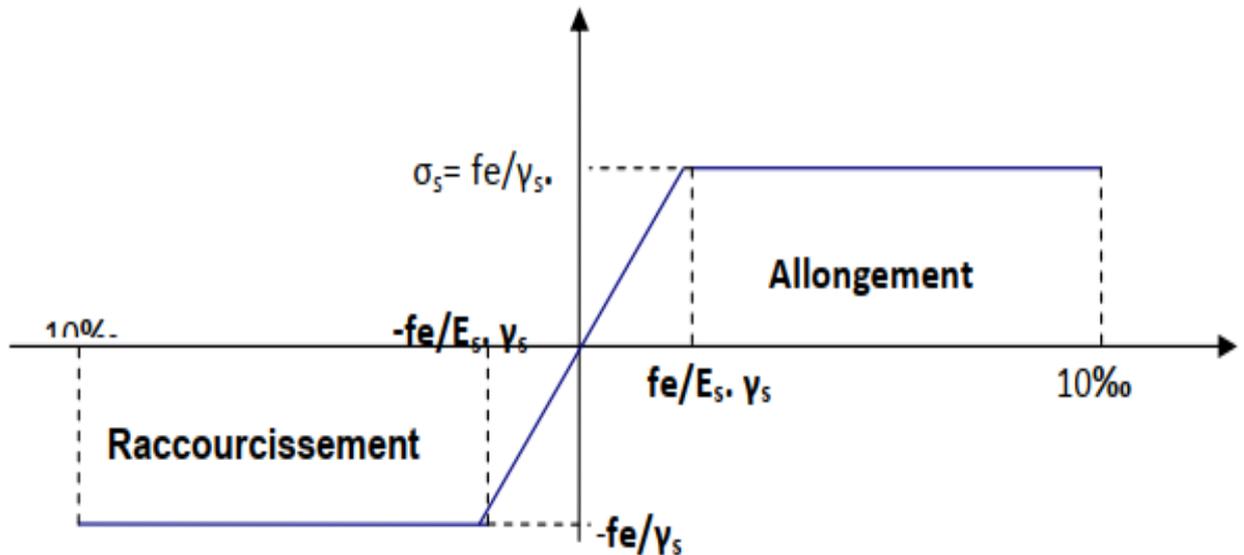


Fig 1. 8 : Diagramme (contrainte- déformation) de l'acier type (1, 2, 3).

Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

- γ_s { 1,15 Situation durable.
- γ_s { 1,00 Situation accidentelle.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : E_s=2.10⁵ MPa

ε_s: Allongement relatif de l'acier : ε_s = ΔL/L

d) État Limite de Service "ELS" :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_c = \min (2/3f_e ; 150\eta)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_c = \min (1/2f_e ; 110\eta)$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$\eta = 1,0$ Acier rond lisse

$\eta = 1,6$ Acier à haute adhérence.

I.5.3 HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

I.5.3.1 État limite ultime "ELU" :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

I.5.3.2 État limite de service "ELS" :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.87 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.6 \text{ Mpa}$.
- Pour les armatures de l'acier :

- longitudinales : on a choisi le : « fe.E.400 » H.A $f_e = 400 \text{ MPa}$.

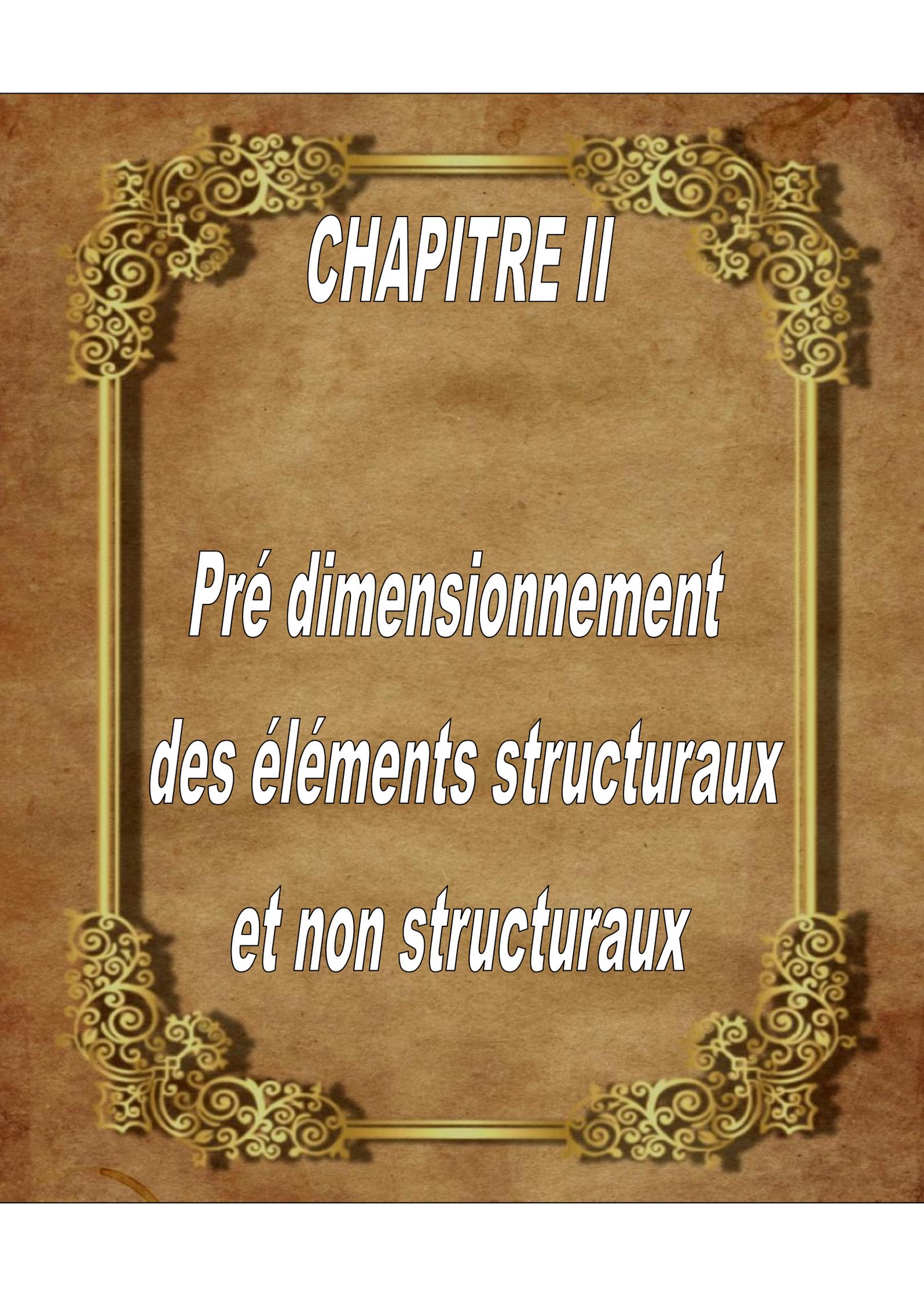
- transversales : on a choisi le : « fe.E.235 »(R.L).

- treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe.E.500 » (H.A) $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Conclusion :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
 - La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
 - Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.9 \text{ Mpa}$.
 - Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$.
 - Pour les armatures de l'acier :
- On choisit pour les armatures $f_e = 400 \text{ MPa}$



CHAPITRE II

*Pré dimensionnement
des éléments structuraux
et non structuraux*

II.1. Introduction

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant, il faut passer par le pré dimensionnement des éléments résistants tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage. Le pré dimensionnement et le calcul de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles :

- Le **RPA 99.VERTION 2003**.
- Le **CBA 93**.
- Le **BAEL 91 modifié 99**.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structurant :

II.2.1. Les planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux de la structure limitant les différents niveaux d'un bâtiment, il assure deux fonctions principales :

- **Une fonction de résistance mécanique** : Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- **Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique** : Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher, disposées suivant la plus petite portée.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{BAEL91, modifié99, ArtB.6.8.423)}$$

ht: Hauteur totale du plancher ($ht = hcc + hdc$)

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{hcc}$: hauteur du corps creux
 \mathbf{hdc} : hauteur de la dalle de compression
 \end{array} \right.

L_{max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne

$$ht \geq \frac{375}{22.5} = 16.66 \text{ cm}$$

On a : \Rightarrow $h_t = 16.66 \text{ cm}$ On opte pour un plancher à corps creux de 20 cm d'épaisseur (16+4) avec :

$\left\{ \begin{array}{l} hcc = 16 \text{ cm.} \\ hdc = 4 \text{ cm.} \end{array} \right.$

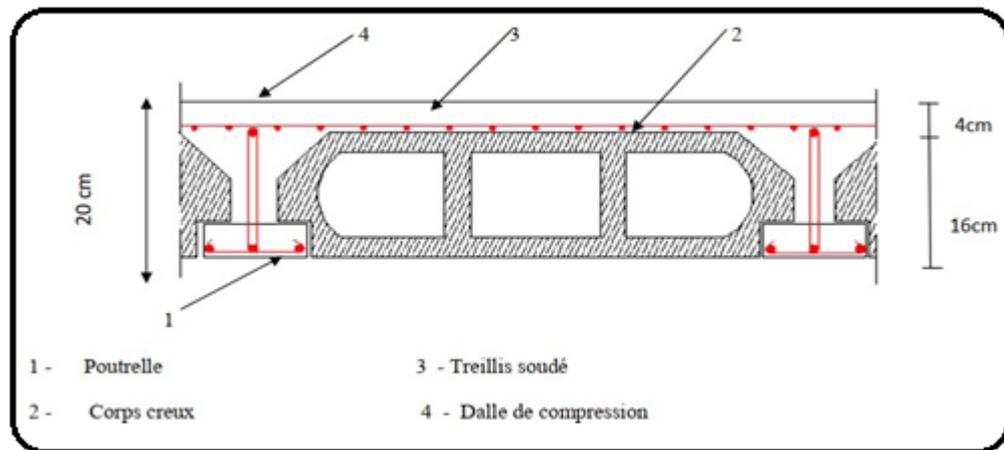


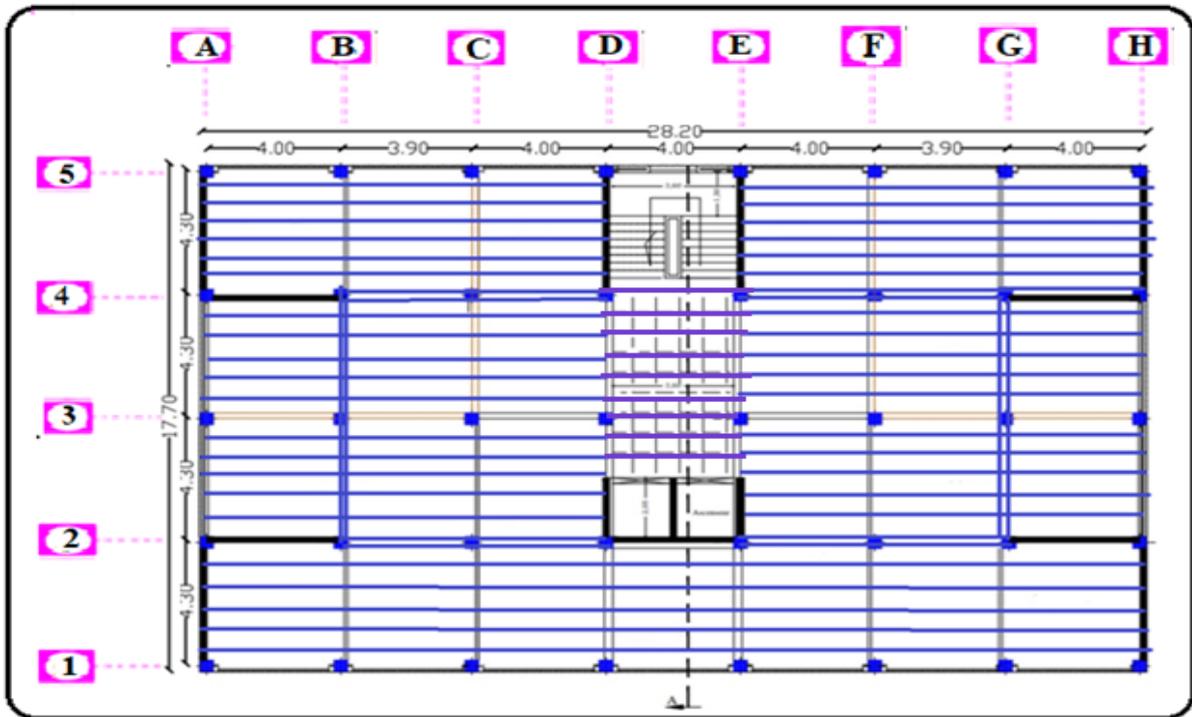
Fig II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

II.2.1.1.1 Disposition des poutrelles

Il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition :

- **Le critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- **Le critère de la continuité** : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possible.

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles comme le montre la figure suivante



FigII.2 : La disposition de poutrelle.

II.2.1.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé supportent le plancher et transmettent les charges à la structure porteuse.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

L_x : distance entre nus de poutrelles.

L_y : La portée minimale de la poutrelle (nus d'appuis). **h_t** : Hauteur totale de la poutrelle (**20 cm**).

H₀: Hauteur de la dalle de compression (**4 cm**). **b₀** : Largeur de la nervure :

b : Largeur efficace

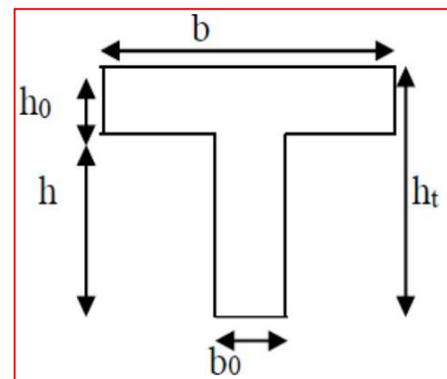


Fig II.3 : Schéma d'une poutrelle.

II.2.1.2. Plancher dalle pleine (balcon)

Ce type de plancher est un élément minces horizontal (en consoles), généralement de forme rectangulaire, dont l'épaisseur (e) est faible par-apport aux autres dimensions (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite portée du panneau le plus sollicité. Il peut être encastré sur deux ou plusieurs appuis. Le pré-dimensionnement des dalles pleines se fait selon trois critères :

1. critère de résistance au feu : [CBA93]

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14\text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.
- .On admet : $e = 14\text{ cm}$.

• 2. Isolation phonique : [CBA93]

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

On admet : $e = 15\text{ cm}$.

3. Critère de résistance à la flexion : [RPA 99/2003]

- $e \geq \frac{Lx}{20}$ pour une dalle sur un seul appui .
- $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ pour une dalle sur deux appui . Avec : $\sigma \leq 0.4$
- $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis. Avec : $\sigma > 0.4$

Dans notre projet les différentes dalle pleine qu'on a :

-dalle pleine sur trois appuis

Type 1 : des dalles sur trois appuis

Dalle 1 :

- $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$
- $\frac{390}{45} = 8.66 \text{ cm}$
- $\frac{120}{40} = 3 \text{ cm}$
- $e = 3.5 \text{ cm}$

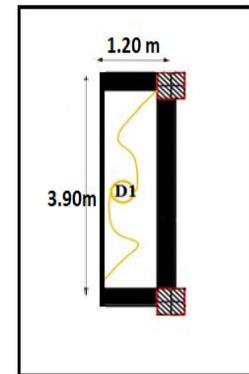


Fig II.4 : dalle sur trois appui

La dalle travaille dans les deux sens.

Conclusion :

On voit bien que les épaisseurs des dalle pleines donnée par le critère de résistance sont petites, par rapport à celles estimées par le critère de coupe-feu ($e \geq 14 \text{ cm}$). L'épaisseur optée pour l'ensemble des dalles pleines est : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.2 La salle machine

II.2.2.1 Définition de l'ascenseur :

C'est un appareil élévateur desservant les différents niveaux, il manifeste l'accès des personnes déplaçant le long du guide verticale. L'ascenseur est composé de trois parties essentielles :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- La cabine ;
- Le contre poids.

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseurs dont les caractéristiques techniques sont comme suit :

- Vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$.
- La surface de la cabine est de 4.1 m^2 (2×2.05).
- La charge jusqu'à 8 personnes de $6,3\text{ KN}$.
- La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes (90KN).

II.2.2.2 Dimensionnement

$$L_x = 2\text{ m.} \quad L_y = 2.05\text{ m.}$$

- L'épaisseur de la dalle :

- $h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{200}{30} = 6.67\text{ cm}$

- Exigence de le

RPA 2003 :

$$h_t \geq 12\text{ cm}$$

Soit : **ht = 15 cm.**

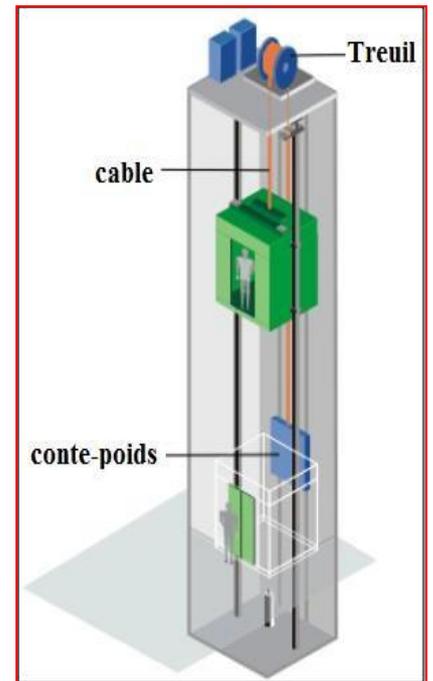


Fig II.5 : Schéma de l'ascenseur.

II.2.3 Les escaliers

II.2.3.1 Définition :

L'escalier est un ouvrage en béton armé constituée d'une suite régulière des marches et contremarches permettant d'accéder d'un niveau à un autre. Ils sont en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas, ils sont réalisés en béton coulé sur place.

La structure est munie d'une cage d'escaliers avec deux types :

-Escalier d'étages courants : comporte deux volées identiques et un seul palier de repos et un palier d'arrivée.

-Escalier du RDC et SSOL : comporte deux volées identiques et un seul palier de repos et un palier d'arrivée.

II.2.3.2 Terminologie :

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : C'est la partie verticale entre deux marches successives.
- **La hauteur h** : représente la différence de niveau entre deux marches successives, elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **L'emmarchement** : C'est la longueur des marches.
- **Le giron** : C'est la distance en plan sur laquelle on pose le pied, il sépare deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires entre chaque étage.

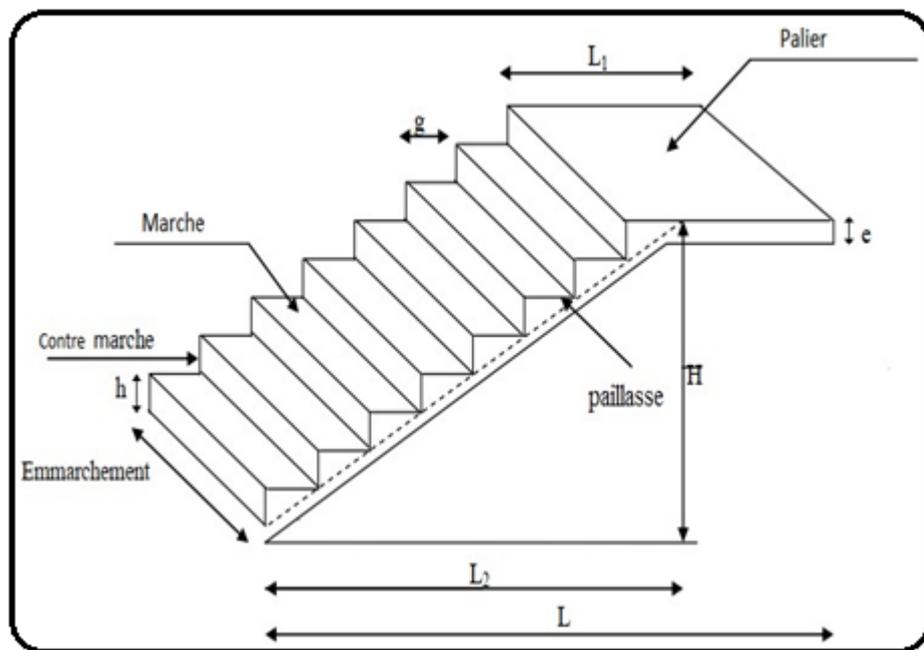


Fig II.6 : Schéma général d'un escalier.

SCHÉMA STATIQUE :

Dans notre structure on doit étudier un seul type d'escalier dont le schéma statique est donné en (figure III.3.1) Toutefois, l'escalier de RDC est différent de celui de l'étage courant par les charge et comme la différence n'était pas conséquente, nous étudions ce dernier.

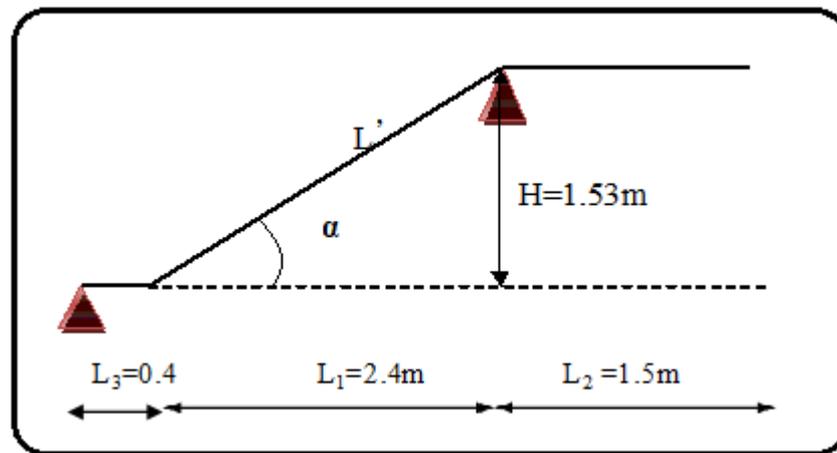


Fig II.7 : Schéma statique d'escalier

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

❖ **Calcul du nombre de contre marches :**

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

$$\text{Soit : } h = 17 \text{ cm}$$

$$n = \frac{Ht}{h} = \frac{150}{17} = 9 \implies n = 9 \text{ contre marches}$$

❖ **Calcul du nombre de marches :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

❖ **Calcul de la hauteur de la contre marche :**

$$h = \frac{Ht}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

❖ **Calcul de la hauteur du giron :**

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$$

$$G = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} \quad \text{-----} \quad G = 30 \text{ cm}$$

VÉRIFICATION DE LA RELATION DE BLONDEL :

On doit vérifier que : $59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$

$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ avec : $h = 17 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \cdot 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

condition vérifiée

❖ Pour le RDC et S SOL :

On à la hauteur du RDC et S SOL égale à 4,08 m

$$n = H/h = 408/17 = 24 \text{ cm}$$

On aura :

n = 15 contres marches pour la première volée

Le nombre de marches est pris égale a :

$$\mathbf{m = n - 1 = 15 - 1 = 14 \text{ marches}}$$

n = 9 contres marches pour la deuxième volée.

Le nombre de marches est pris égale a :

$$\mathbf{m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}}$$

❖ Pour l'étage courant :

On a la hauteur de l'étage courant égale a 3,06 m

$$n = H/h = 306/17 = 18 \text{ contres marches}$$

On aura :

$n = 9$ contres marches pour la première volée

$n = 9$ contres marches pour la deuxième volée

Le nombre de marches est pris égale a : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$.

PRÉ DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE ET DU PALIER:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + paliers) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse (ep) doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) ;

L' : longueur de la paillasse projetée ;

L_2 : longueur du palier.

Application :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{Ht}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(32.52)} = 284.63 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 284.63 + 150 = 434.63 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou ;} \quad \frac{434.63}{30} \leq ep \leq \frac{434.63}{20} \quad \Rightarrow \quad 14.48 \text{ cm} \leq ep \leq 21.73 \text{ cm}$$

$$\text{On opte pour :} \quad ep = 17 \text{ cm}$$

Remarque : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier

II.2.4 LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension ($b \times h$). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encadrée à ses extrémités.

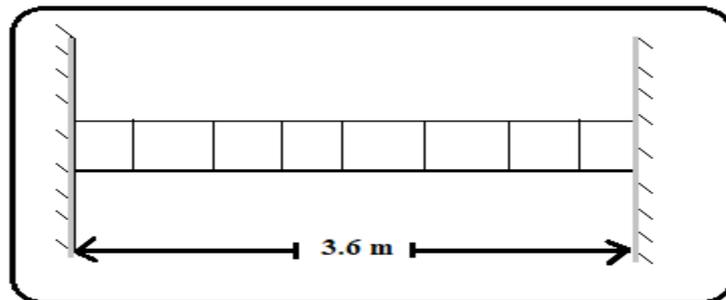


Fig II.8. : schéma statique de la poutre palière

II.2.4.1 PRÉ DIMENSIONNEMENT :

HAUTEUR :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{max} = 360 \text{ cm}$$

Donc : $\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \quad \Rightarrow \quad 24 \text{ cm} \leq h_t \leq 36$

On opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

LARGEUR :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{D'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm.}$$

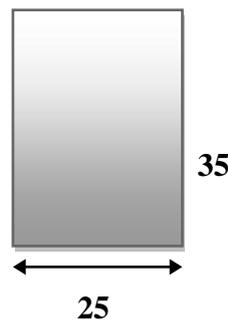
Selon le RPA : $b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{on opte pour } b = 25 \text{ cm}$

Vérification relative aux exigences du RPA : (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35/25 = 1.2 < 4 \quad \text{condition vérifiée.}$

Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.



II.2.5.ACROTÈRE

II.2.5.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire réalisé en béton armé et placé à la périphérie du plancherterrasse inaccessible.

II.2.5.2. Rôle de l'acrotère :

- ✓ Assurer la sécurité à ce niveau.
- ✓ Protéger l'usagers de la terrasse.
- ✓ Exposée aux chocs thermiques.
- ✓ Empêche l'écoulement de l'eau

II.2.5.3. Dimensionnement :

1. Les dimensions de l'acrotère sont représentées sur la figure suivant.

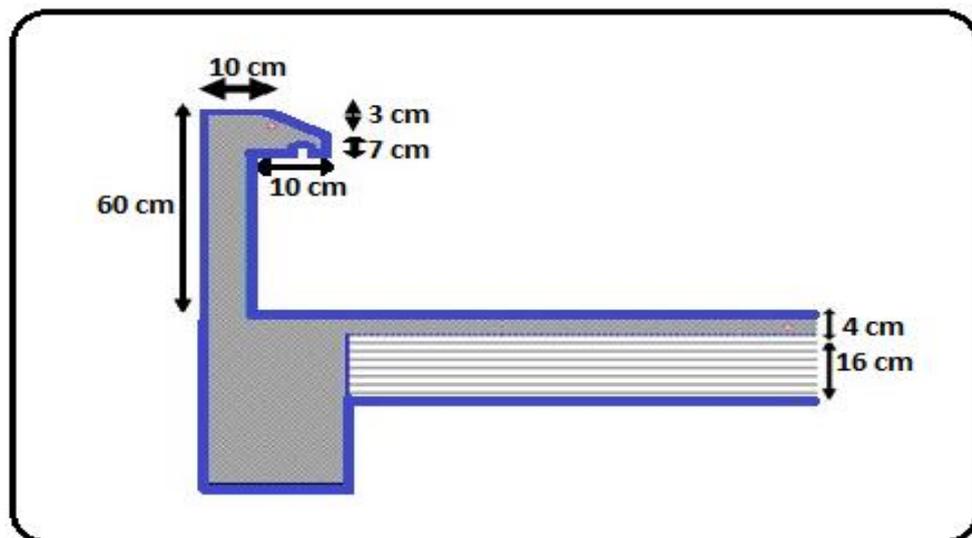


Fig II.9 : coupe verticale de l'acrotère.

2. Surface de l'acrotère :

$$S = [(0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + \frac{0.03 \times 0.1}{2}]$$

$$S = 0.068 \text{ m}^2$$

3. Périmètre extérieure :

$$P_{ex} = 60 + 10 + 10.44 + 7 = 87.4 \text{ cm}$$

4. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

$$\text{Périmètre} = 0.874 \text{ m}$$

$$\text{La surface : } S = 0,068 \text{ m}^2$$

$$\text{L'épaisseur : } h_0 = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{L'enrobage } c = 2 \text{ cm.}$$

II.3. Pré dimensionnement des éléments structurant**II.3.1. Les poutres**

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place, destinées à supporter les charges et les efforts d'une partie de la construction et les transmettre aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques voire (II.2.3.1).

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

a) Les poutres porteuses (principales) :

$$\checkmark \text{ Hauteur : } L = 4.30 \text{ m}$$

$$\frac{430}{15} < h < \frac{430}{10}$$

$$28.60 \leq h \leq 43 \text{ on prend : } h = 40 \text{ cm}$$

✓ **Largeur :**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ on prend : } \mathbf{b=30cm}$$

Vérification selon RPA 99 version 2003

$$b \geq 20 \text{ cm} \implies b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$h \geq 20 \text{ cm} \implies h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \implies \frac{40}{30} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc la section de la poutre principale est : **(b × h) = (30x40) cm².**

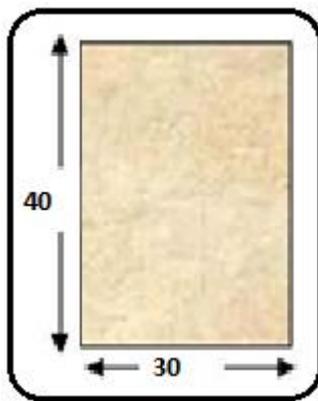


Fig II.10 : coupe verticale de la poutre principal.

b) Les poutres non porteuse (secondaire) :

✓ **Hauteur :** **L = 4.00 m**

$$\frac{400}{15} < h < \frac{400}{10} \dots\dots\dots 26.7 \leq h \leq 40 \dots\dots\dots \text{on prend } h = 35 \text{ cm}$$

Remarque : pour la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de b=30cm

✓ **Largeur :**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 10.5 \text{cm} \leq b \leq 24.5 \text{cm} \text{ on prend : } \mathbf{b=30cm}$$

Vérification selon RPA 99 version 2003

$$b \geq 20 \text{ cm} \implies b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$h \geq 20 \text{ cm} \implies h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \implies \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc la section de la poutre secondaire est :

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

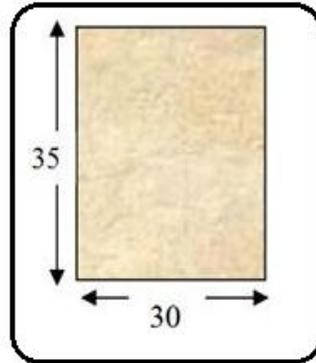


Fig II.11 : coupe verticale de la poutre secondaire.

II.3.2 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure près dimensionnée à ELS en compression simple selon **BAEL91 et RPA 99 version 2003**. En choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure (poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle)

II.3.2.1 Etapes de pré dimensionnement

- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99 version 2003**.
- ✓ Vérifier la section à l'E.L.S.

II.3.2.2 Pré dimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux seront fixées après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du **RPA99/2003**.

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères suivant :

a) **Critère de résistance : selon BAEL91.**

$$B \geq \frac{Nu}{\sigma_{bc}}$$

avec
$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} \implies \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

Critère de stabilité de forme : (flambement).

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1) \text{ [BAEL 91/ Art (A-8.4.1)].}$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression) :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q.$$

A_s : Section d'acier comprimée :

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

$$\frac{A_s}{B} = 1 \%$$

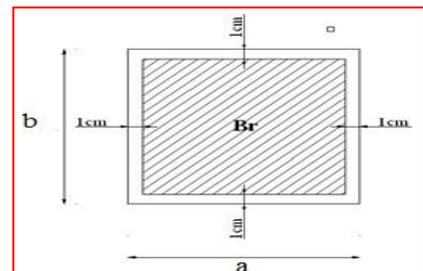


Fig II.12 : Section réduit de poteau

B : Surface de la section du béton :

$$B = a \times b$$

Avec : a et b : dimensions du poteau.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie :

$$Br = (a - 0,02) (b - 0,02).$$

f_e : Limite élastique de l'acier :

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)} \quad \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{array} \right. \quad \text{[BAEL99/B.8.4,1]}$$

λ : Elancement d' EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 0,7 l_0 \quad \text{[BAEL91/B.8.3,31].}$$

l_0 : Longueur libre du poteau. [BAEL91art (B.3.1)].

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

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

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

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

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

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

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

C) Vérification Les règles du RPA99/2003.

Pour une zone sismique IIa :

$$**** \text{Min} (a ; b) \geq 30 \text{ cm}$$

$$**** \text{Min} (a ; b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$**** \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec :

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ((**a = b = 45cm**). (Pour des raisons architecturales).

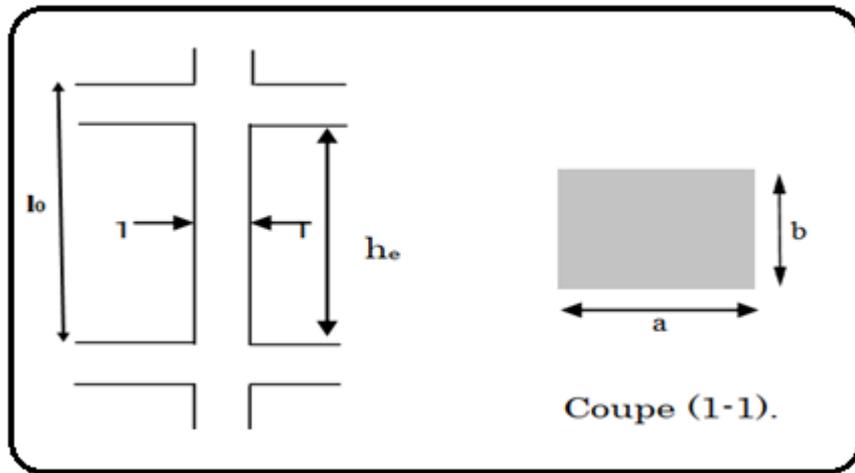


Fig II.13 : Schéma présent un poteau.

II.3.3 Les voiles

II.3.3.1. Définition :

Élément en mur est réalisé en béton armé. Il sert d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant la totalité des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (charges permanentes et surcharges) qu'ils transmettent aux fondations.

II.3.3.2 Pré dimensionnement :

[R.P.A.99/Art (A7.7.1)].

Pour leur pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du **RPA99 version 2003**.

Dans notre projet les voiles sont considérés comme étant des voiles de contreventement (RDC et étage) et périphérique (sous-sol).

L'épaisseur minimale est de 15cm doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

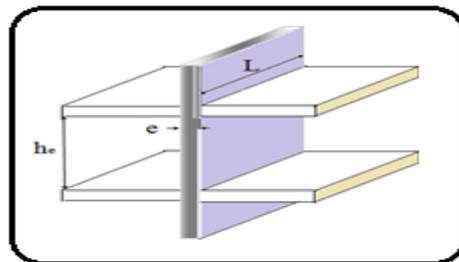


Fig II.14 : Coupe de voile en élévation.

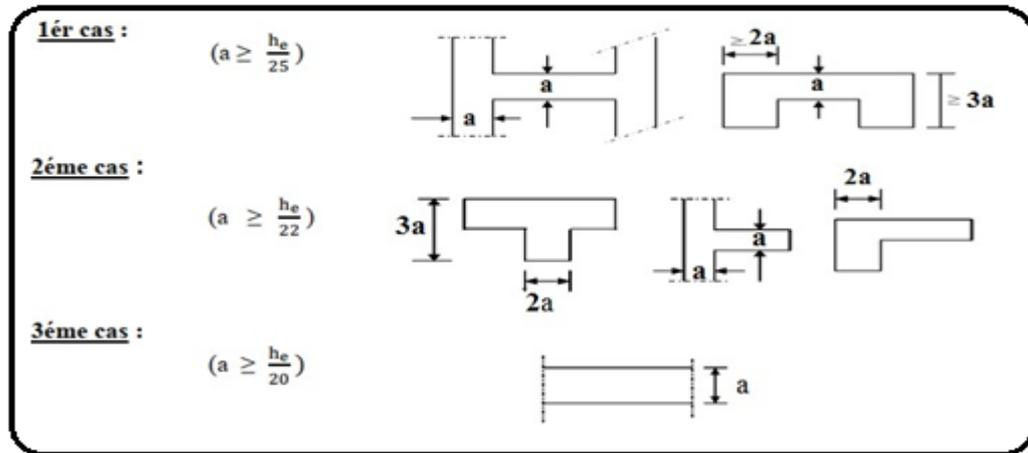


Fig II.15 : Coupes des voiles en plan.

1. A -Les voiles des contreventements : pour les étages courants :

✓ **L'épaisseur des voiles** :

✓ $H_{\text{étage}} = 3.06 \text{ m}$

✓ $H_e = 3.06 - (0.16 + 0.04)$

$h_e = 2.86 \text{ m}$

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur de 15 cm pour tous les voiles : **a = 15 cm**

b- pour RDC

$h_e = 4.08 - 0.2 = 3.88 \text{ m}$

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$

$a_{\text{min}} \geq 15 \text{ cm}$

[R.P.A.99/Art (A10.1.2)].

On prend : **a = 20 cm**

✓ **Largeur minimale du voile** :

$L_{\text{min}} \geq 4.e = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$

On adopte une largeur minimale de 80 cm pour tous les voiles. **Lmin ≥ 60cm**

2. Voiles périphérique de sous- sol

Selon le **RPA99** l'épaisseur minimale du voile périphérique est de l'ordre de 15cm plus,
la condition de l'épaisseur en fonction de la hauteur libre :

✓ **L'épaisseur de voile :**

$$h_e = 3.88 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

[**R.P.A.99/Art (A10.1.2)**].

On prend : **a = 20 cm**

On adopte une épaisseur de 20 cm pour les voiles périphériques. **a = 20 cm**

II.4. Conclusion

A ce niveau on a pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après la descente des charges et l'étude dynamique.

Le pré dimensionner des éléments de notre structure sont :

- Hauteur du plancher $h_t = 20\text{cm}$ soit un plancher à corps creux de **16+4 cm**.
- Section des poutres principales **(30x40) cm²**.
- Section des poutres secondaires **(30x35) cm²**.
- Sections de tous les poteaux : **(45x45) cm²**.
- Epaisseur des voiles : { les voiles périphériques(ssol) : **20 cm**
les voiles contreventement et RDC : **15 cm**

II.4 DESCENTE DES CHARGES

II.4.1 Introduction

L'évaluation et la descente des charges et surcharges consiste à déterminer les efforts dans la structure pour chaque élément porteur (poutre, poteau...) depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (**G**).
- Les surcharges d'exploitation (**Q**).

II. 4.2 Les charges permanentes (G)

Les planchers

II.4.2.1 Plancher terrasse (inaccessible)

La terrasse inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

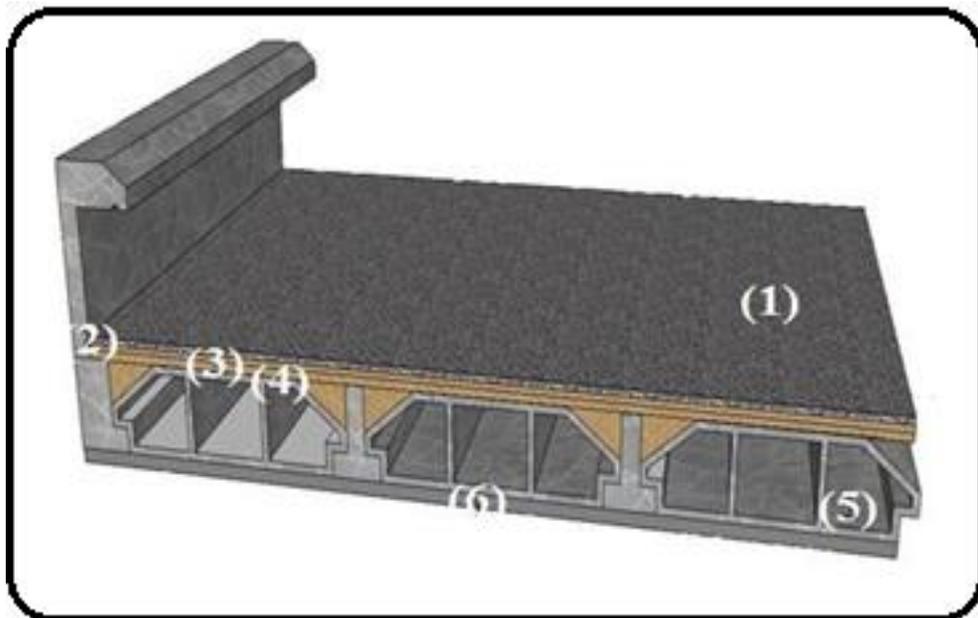


Figure II.16 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

TabII.1 : Evaluation les charges permanentes du plancher terrasse.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en Béton	0.07	22	1.54
4	Liège (Isolation thermique)	0,04	4	0,16
5	Dalle à corps creux 16+4	0.2	14	2,80
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20

II.4.2.2 Planchers des étages (courants + RDC + sous-sol)

Réalise en corps creux (16+04) cm.

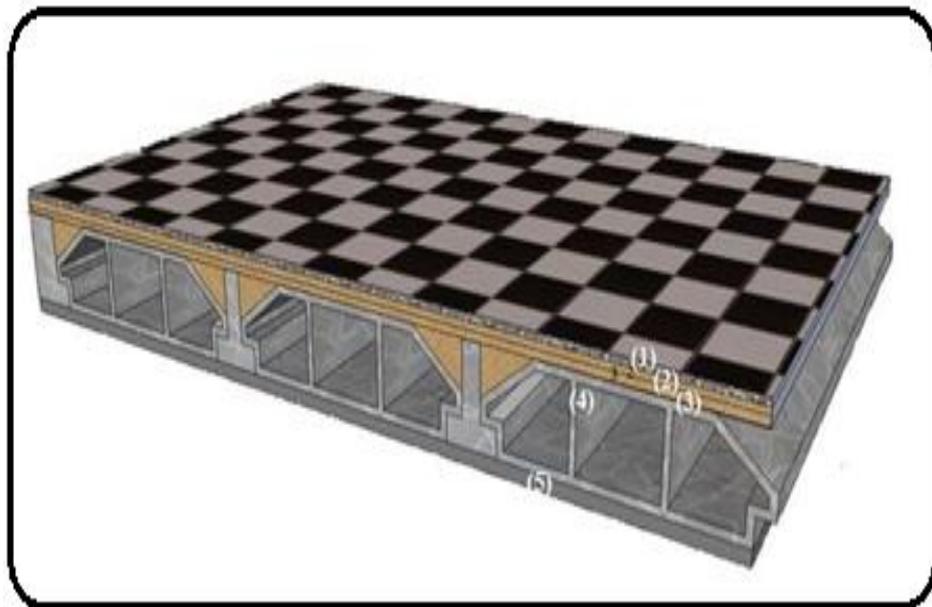


Fig II.17. Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

Tab II.2 : Les Charges Permanentes du Planchers étages (courants+Rdc+S-sol).

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de Pose	0,02	22	0.4
3	Couche de Sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en corps Creux	0,20	14	2.80
5	Cloison intérieurs	0,10	09	0,90
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0.20
Charge permanente G_t				$\sum G_t = 5,10$

II .4.2.3 Maçonnerie

II .4.2.3.1 Murs extérieurs : En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.

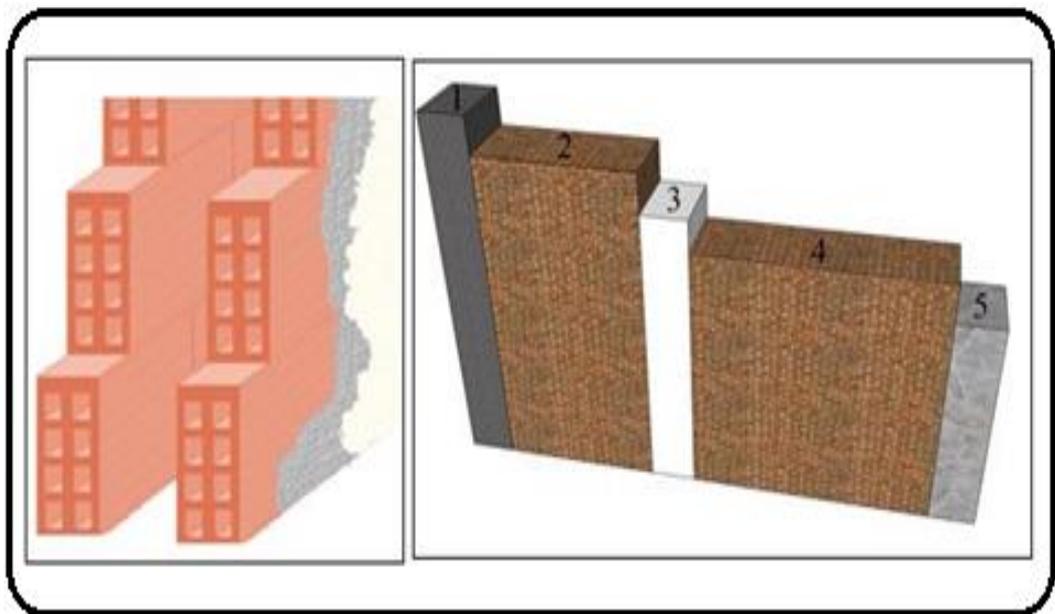


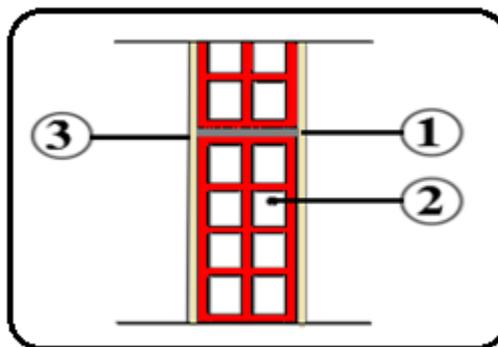
Fig II.18 : Constituants d'un mur extérieur.

Tab II.3 : Les charges permanentes d'un mur extérieure.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit-ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.9
3	L'âme d'aire	5	/	/
4	Briques creuses	0.10	09	0.9
5	Enduit-plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G_t				$\sum G_t = 2.36$

II .4.2.3.2 Murs intérieures**Tab II.4** : Les charges permanentes d'un mur intérieure.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit-plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.10	09	0.9
3	Enduit-plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G_t				$\sum G_t = 1.3$

**Fig II.19** : Constituants d'un mur intérieure.

II .4.2.4 Dalle pleine (balcon)

Tab II.5: Valeur de la charge permanente G du balcon en dalle pleine

N°	Matériaux		Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfaccique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage		0,02	22	0,44
2	Mortier de pose		0,02	22	0,44
3	Couche de sable		0,02	18	0,36
4	Dalle pleine		0,15	25	3,75
5	Enduit ciment		0,02	18	0,36
6	Garde- corps	maçonnerie en brique creuses	0.10	09	0.9
		enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G_t					∑ G_t = 6.61

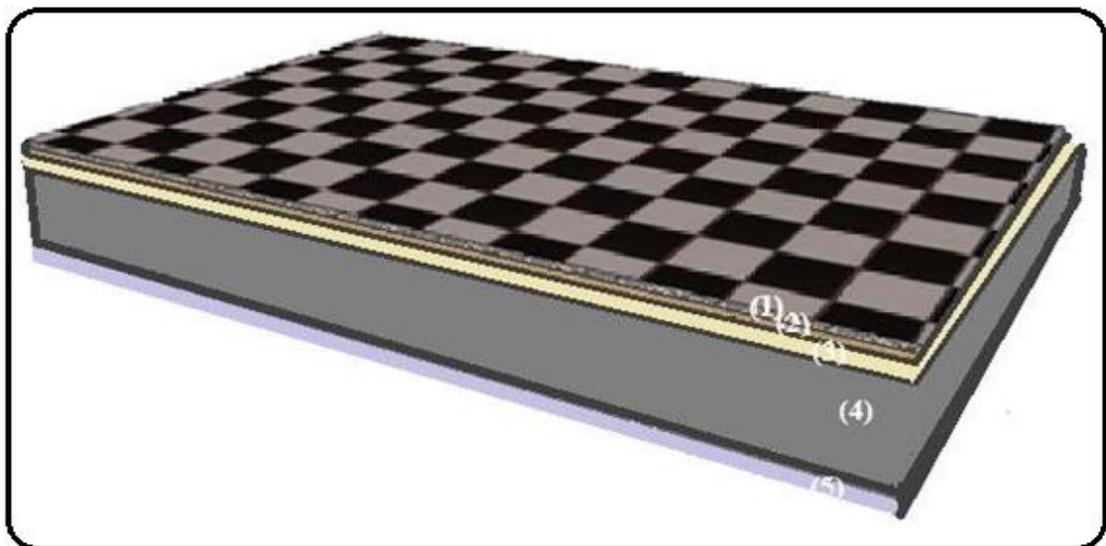


Fig II.20 : Coupe verticale du plancher en dalle pleine.

II .4.2.5 L'acrotère

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit:

$$G_1 = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr.}}$$

$$G_2 = \sigma_{\text{ec}} \times P_{\text{acr}} \times e_{\text{cim.}}$$

Avec :

$$\rho_{\text{béton}} : \text{ poids volumique du béton} = 25 \text{ KN/m}^3.$$

$$S_{\text{acr}} : \text{ section longitudinale de l'acrotère} = 0.068 \text{ m}^2 \cdot$$

$$P_{\text{acr}} : \text{ périmètre extérieure de l'acrotère} = 0.874 \text{ m.} \quad \text{Voir (II.2.4.3.)}$$

$$\sigma_{\text{ec}} : \text{ poids volumique de l'enduit du ciment} = 18$$

$$\text{KN/m}^3. e_{\text{cim}} : \text{ épaisseur de l'enduit de ciment} = 0.02 \text{ m}$$

$$G_1 = 25 \times 0.068 = 1.7 \text{ KN/ml.}$$

$$G_2 = 18 \times 0.874 \times 0.02 = 0.315$$

$$\text{KN/ml. } G_t = G_1 + G_2 = 2.02 \text{ KN/ml.}$$

II .4.2.6 Escalier

II .4.2.6.1 Palier :

Tab II.6: Les charge du palier.

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Poids propre de palier	0.15	25	4.25
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G_t			$\sum G_t$ 5.89

II .4.2.6.2 volée (Paillasse)

Tab II.7: Les charges du Volée.

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revetment en Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Mortier en ciment horizontal	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Revetment en Carrelage vertical	0.02	22	$e_p \times 20 \times \frac{h}{g} = 0.27$
Mortier de ciment vertical	0.02	20	$e_p \times 20 \times \frac{h}{g} = 0.24$
Paillasse en B.A	0.17	25	$\frac{e_p \times 25}{\cos \alpha} = 5.04$
Contre marche	/	22	$22 \times \frac{h}{2} = 1.87$
Garde-corps métallique	/	/	0.1
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G_t			$\sum G_t$ 9.08

II .4.2.6.3 Les charges concentrées sur le palier (mur de sous-sol)

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur (P).

Tab II.8: Les charges concentrées sur la volée.

Elements	Poids propre (KN /m ²)	hauteur de mur(m)	La charge concentrée (KN) $P = G_t \times h_{mur} \times 1$
Murs	2.2	3.37	7.41

II .4.2.7 Les Poutres

Détermination la charge permanente des éléments porteur :

Avec : $\rho = 25\text{KN/m}^3$

1. Poutre principale : (30× 45)cm²

$$G_{tpp} = 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tpp} = 3. \text{ KN/ml}$$

2. Poutre secondaire : (30× 35)cm²

$$G_{tps} = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tps} = 2. 625 \text{ KN/ml}$$

3. Poutre palier :(30× 35)cm²

$$G_{tpp} = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tpp} = 2. 63 \text{ KN/ml}$$

II .4.2.6.8 Les Poteaux : (45× 45)cm²

$$G_{tp} = 0.45 \times 0.45 \times 25 = 5.06 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tp} = 5. 06 \text{ KN/m.}$$

II .4.3 Les surcharges d'exploitations (Q)

Les surcharges d'exploitation sont données par le [DTR B.C. 2.2] dans le tableau suivant

Tab II.9: Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

Elements	Surcharge Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Planchers ETAGE COURANT + RDC à usage d'habitation	1,5
Plancher Sous-sol à usage parking	2.5
Acrotère	1.0
Escaliers	2.5
Dalles pleines (balcons)	3,5

II .4.4 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 voiles) ainsi que les fondations, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément appelée surface d'influence.

II .4.4 Choix du poteau le plus sollicité

1. Poteau central :(D-4)

$$S = \left[\left(\frac{4.00}{2} + \frac{4.00}{2} \right) \times \left(\frac{4.30}{2} + \frac{4.30}{2} \right) \right]$$

$$S = 17.2 \text{ m}^2$$

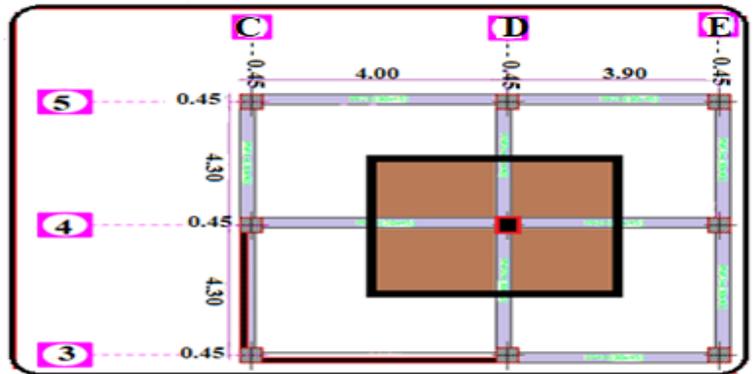


Fig II.21 : Section du poteau central.

2 . Poteau de rive : (A - 4)

$$S = \left[\left(\frac{4.00}{2} \right) \times \left(\frac{4.30}{2} + \frac{4.30}{2} \right) \right]$$

$$S = 8.6 \text{ m}^2$$

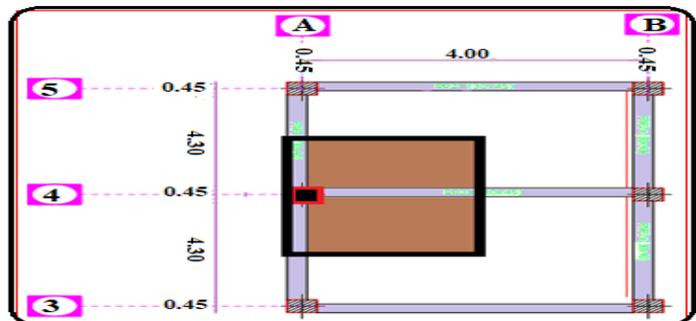


Fig II.22 : Section du poteau rive

3. Poteau d'angle: (A-1)

$$S = \left[\left(\frac{4.30}{2} \right) \times \left(\frac{4.00}{2} \right) \right]$$

$$S = 4.3 \text{ m}^2$$

Donc on prend le poteau central le poteau plus sollicité.

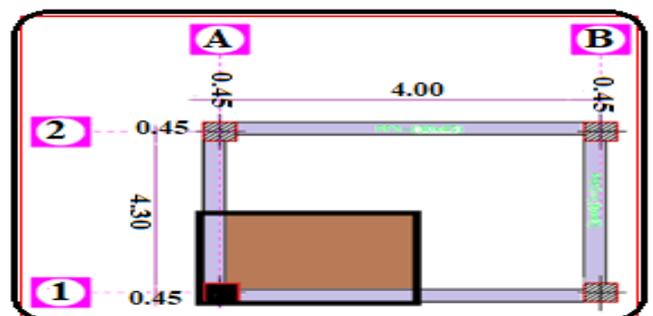


Fig II.23: Section du poteau d'angle

Détermination du poids propre des éléments :

➤ Niveau 0 :

- Poids plancher terrasse :
- $P_{PT}=5.83 \times 17.2 = \mathbf{100,276 \text{ KN}}$.
- Poids des poutres porteuses :
- $P_{PP} = 3 \times 3.85 = \mathbf{11.55 \text{ KN}}$
- Poids des poutres non porteuses :
- $P_{PNP} = 2.625 \times 3.55 = \mathbf{9.32 \text{ KN}}$.
- Poids de poteau :
- $P_P = 5.06 \times 3.06 = \mathbf{15.49 \text{ KN}}$.
- $P_0 = \mathbf{136.65 \text{ KN}}$

• Niveau 1 :

- Poids revenant au Niveau 0 :
- $P_0 = \mathbf{136.65 \text{ KN}}$.
- Poids plancher courant :
- $P_{PT} = 5.10 \times 17.2 = \mathbf{87.72 \text{ KN}}$.
- Poids des poutres porteuse :
- $P_{PP} = 3 \times 3.85 = \mathbf{11.55 \text{ KN}}$.
- Poids des poutres non porteuse :
- $P_{PNP} = 2.625 \times 3.55 = \mathbf{9.32 \text{ KN}}$.
- Poids de poteau :
- $P_P = 5.10 \times 3.06 = \mathbf{15.49 \text{ KN}}$.
- $P_1 = \mathbf{260.75 \text{ KN}}$

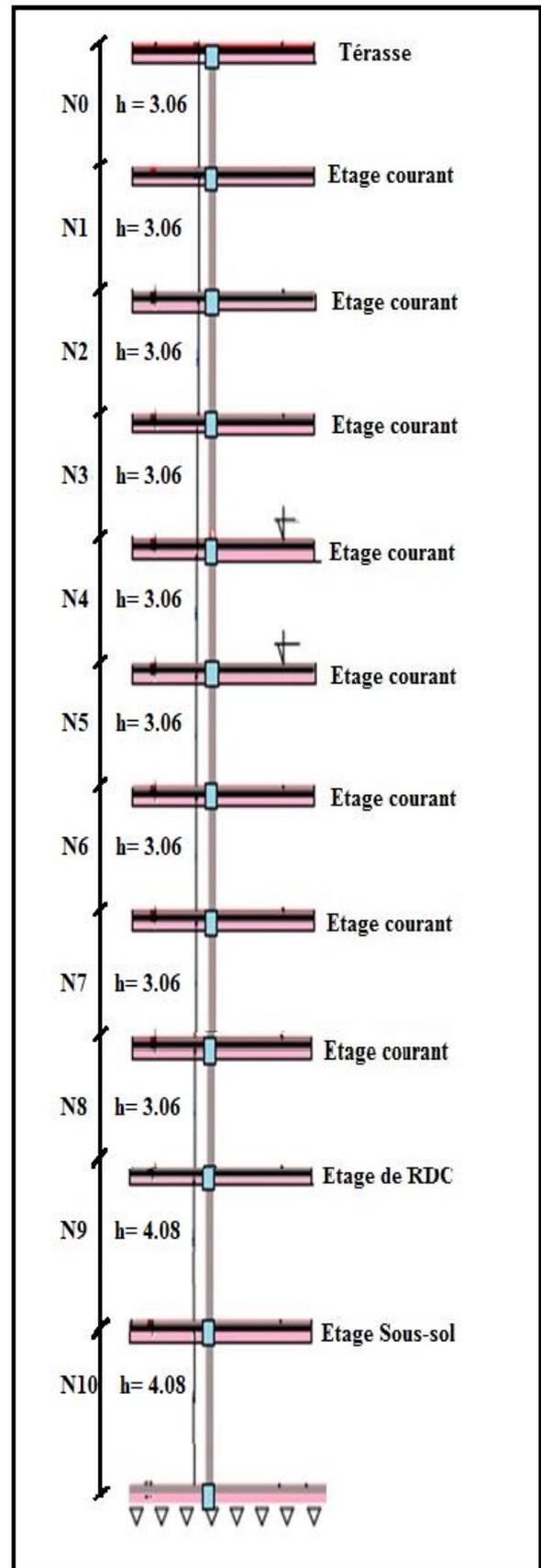


Fig II.24: les niveaux de la structure.

- **Niveau 10 :**
- Poids revenant 10^{eme} Niveau :

$$P_{10} = 1253.55 \text{ KN.}$$

- Poids plancher courant :

$$P_{PT} = 5.10 \times 17.2 = 87.72 \text{ KN.}$$

*Poids des poutres porteuse:

$$P_{PP} = 11.55 \text{ KN.}$$

Poids des poutres non porteuse :

$$P_{PNP} = 9.32 \text{ KN.}$$

- Poids du poteau :

$$P_P = 5.1 \times 4.08 = 20.81 \text{ KN.}$$

$$P_{110} = 1382.95 \text{ KN.}$$

Tab II.10 : Le poids propre de chaque niveau

N0	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10
(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	
136.65	260.75	384.83	508.9	633.03	757.13	881.2	1005.3	1129.43	1253.55	1382,95

II .4.4 .2 Charges d'exploitations

II .4.4 .2.1 Loi de dégression :

Le (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges sur tous les planchers. Cette loi s'applique aux bâtiments élancés dont le nombre de niveau est supérieur à 5, ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Avec : Q_0 : charge d'exploitation à la terrasse. ; Q_i : charge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas ; Q_n : charge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges. **Q : la Charge d'exploitation.**

Tab II.11: Dégression des surcharges.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q0	$\Sigma 0=Q0$	1
P08	Q1	$\Sigma 1=Q0+Q1$	2,5
P07	Q2	$\Sigma 2=Q0+0,95(Q1+Q2)$	3,85
P06	Q3	$\Sigma 3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)$	5,05
P05	Q4	$\Sigma 4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)$	6,1
P04	Q5	$\Sigma 5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$	7
P03	Q6	$\Sigma 6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	7,75
P02	Q7	$\Sigma 7=Q0+0,714 (Q1+.....+Q7)$	8,497
P01	Q8	$\Sigma 8=Q0+0,714 (Q1+.....+Q8)$	9,244
RDC	Q9	$\Sigma 9=Q0+0,687(Q1+.....+Q9)$	11,64
/S- SOL	Q10	$\Sigma 10=Q0+0,667(Q1+.....+Q10)$	13,67

II .4.4 .2.2 Surcharge d'exploitation

Tab II.12 : Surcharges d'exploitation.

Niveau	Surface d'influence (m ²)	Surcharge d'exploitation(KN)
T	S = 17,2	17.2
P01		43
P02		66.22
P03		86,86
P04		104,92
P05		120,4
P06		133,3
P07		146,15
P08		159
RDC		200,20
Sous – soul		235,12

II .4.4 .2.3 Détermination de la section du poteau

voir (II.3.2.2)

0

Pour limiter l'élanement des poteaux, on prend $a= 35 \rightarrow \alpha = 0,708$ On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $A_s / B= 1\%$

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

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9Yb} + \frac{As fe}{B \cdot Ys} \right)}$$

Alors :

$$Br = 0,66Nu \quad \text{avec : } Nu = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

$$Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02); \quad \text{On a: } a = b \Rightarrow Br = (a - 0,02)^2$$

Tab II.13 : Choix des sections des poteaux centraux.

NIV	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_U (kN)	B_r (cm ²)	a=(cm)	Le Choix
T	136,65	17,2	210,28	138,78	11,78	35×35
P01	260,75	43	416,51	274,9	16,58	35×35
P02	384,83	66,22	618,85	408,44	20,21	35×35
P03	508,9	86,86	817,22	539,36	23,23	40×40
P04	633,08	104,9 2	1012,04	667,95	25,84	40×40
P05	757,13	120,4	1202,73	793,8	28,17	40×40
P06	881,2	133,3	1389,57	917,12	30,28	40×40
P07	1005,3	146,1 5	1576,38	1040,41	32,25	40×40
P08	1129,43	159	1763,23	1163,73	34,11	45×45
RDC	1253,55	200,2 0	1992,59	1315,11	36,26	45×45
S-soul	1382,95	235,1 2	2219,66	1464,98	38,28	45×45

Tab II.14 : Vérification du flambement des poteaux.

Niveaux	a(cm)	b(cm)	I (cm ⁴) ($I = \frac{bh^3}{12}$)	S (cm ²) a × b	i (cm) ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)	L ₀ (cm)	L _f (cm) 0.7 l ₀	λ ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)
T	35	35	67500	900	8,66	306	214,2	24,73
P01	35	35	67500	900	8,66	306	214,2	24,73
P02	35	35	67500	900	8,66	306	214,2	24,73
P03	40	40	67500	900	8,66	306	214,2	24,73
P04	40	40	67500	900	8,66	306	214,2	24,73
P05	40	40	67500	900	8,66	306	214,2	24,73
P06	40	40	67500	900	8,66	306	214,2	24,73
P07	40	40	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20
P08	45	45	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20
RDC	45	45	341718,75	2025	12,10	408	285,6	23,6
S-soul	45	45	341718,75	2025	12,10	408	285,6	23,6



CHAPITRE III

Calcul

des éléments non structuraux

III .1 Introduction

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement. Ils ont une influence plus au moins directe sur la structure globale à savoir l'acrotère, les planchers, les escaliers et les consoles.

L'étude sera basée sur le dimensionnement et le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL91 modifié 99)** et le **RPA 99/2003**.

III .2 Acrotère

Elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher. Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ». L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à l'ELU et l'ELS pour une bande de

1m de largeur.

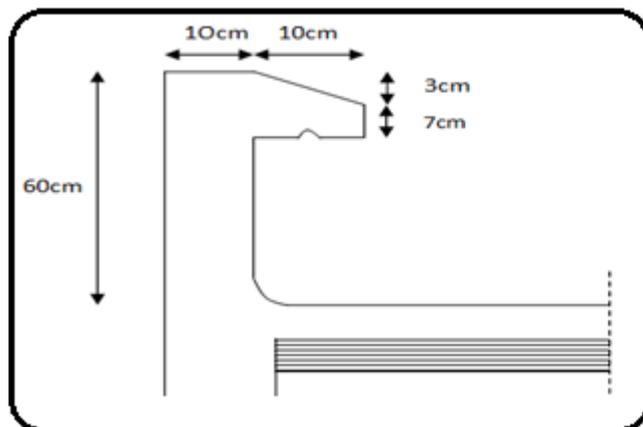


Fig III.1: Coupe transversale de l'acrotère.

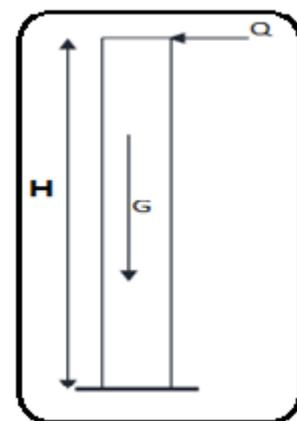


Fig III.2 :Schéma statique de l'acrotère.

III.2.1 Détermination des sollicitations

- Poids propre de l'acrotère G : \Rightarrow $G=2.02 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation Q : \Rightarrow $Q=1,00 \text{ KN/ml.}$
- Effort normal dus au poids propre G : \Rightarrow $N=G \times 1 = 2.02 \text{ KN}$
- Effort tranchant T : \Rightarrow $T=Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q : \Rightarrow $M = Q \times H = 1 \times 0,60 = 0.60 \text{ KN.m}$

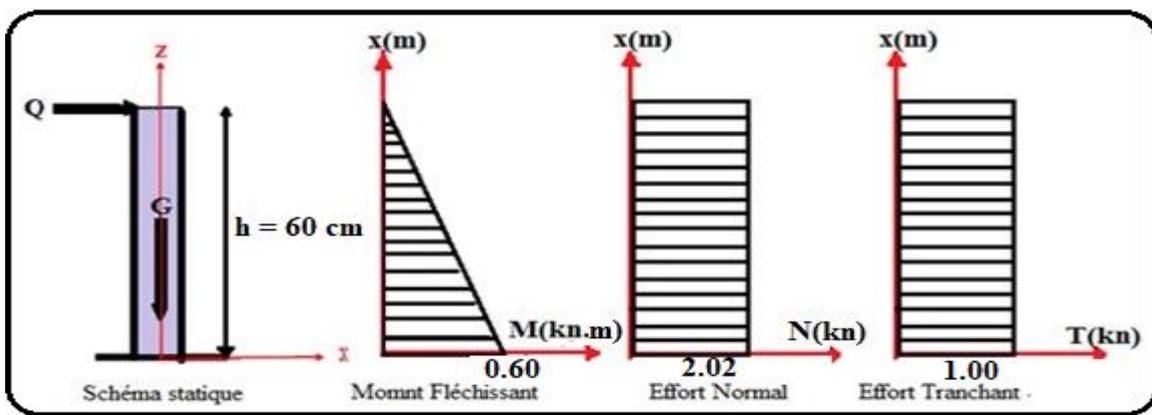


Fig III.3 : Diagramme des efforts internes.

III.2.2 Combinaisons des charges (ART A.3.2.2 BAEL) :

❖ à l'état limite ultime (ELU) :

La combinaison est ($1,35 G + 1,50 Q$)

- Effort Normal dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2.02 = 2,727 \text{ KN}$
- Moment de flexion dû à Q : $M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$

❖ à l'état limite de service (ELS) : La combinaison est ($G + Q$)

- Effort Normal dû à G : $N_s = N_G = 2.02 \text{ KN}$
- Moment de flexion du a Q : $M_s = M_Q = 0, 60 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$

FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE à L'ELU :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

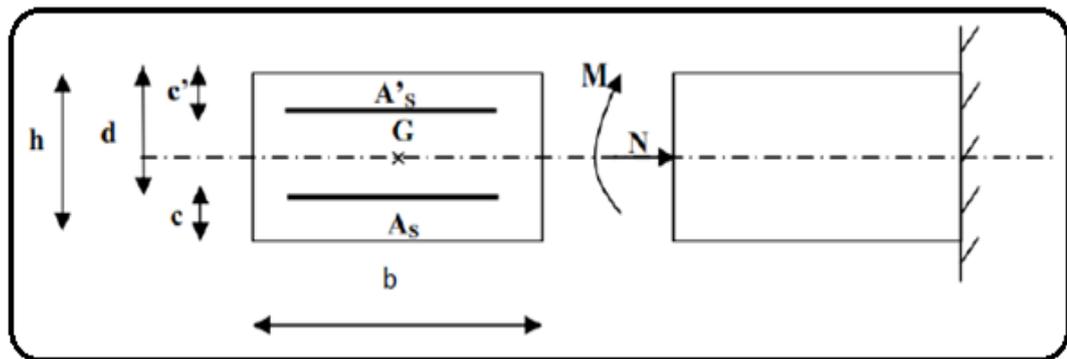


Fig III.4: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Avec :

h : Epaisseur de la section ($h=10 \text{ cm}$).

b : Largeur de la section ($b=100 \text{ cm}$).

c et c' : Enrobage ($c = c' = 2 \text{ cm}$).

d : Hauteur utile ($h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$).

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

❖ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.727} = 0.330 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h}{2} - c < e_0 \quad \Longrightarrow \quad \text{Le centre de pression (Cp) se}$$

trouve à l'extérieur

de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc l'acrotère sera calculé en en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif

(Mf) puis on déduira la section d'armatures réelles (As) **en flexion composée**.

❖ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

• **Calcul du moment fictif :**

$$M_{fu} = N_u \times g$$

Avec :

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité des armatures.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$g = 0.33 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.36$$

$$M_{fu} = N_u \times g = 2.727 \times 0.36 = 0.98 \text{ Kn.m}$$

Calcul de μ :

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

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.15} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17$$

$$\mu = \frac{0.98}{100 \times 8^2 \times 14.17} = 0.0108$$

$$\mu = 0.0108 < \mu_{bu} = 0.392 \quad \text{SSA.}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.0108$

$$\beta = 0.995$$

• **Calcul des armatures fictives (flexion simple) :**

$$A_f = \frac{M_f}{b \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_f = \frac{0.98 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures réelles (flexion composée) :

$$A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = A_u = 0.35 - \frac{2.727 \times 10}{348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

VÉRIFICATIONS à L'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2, 1BAEL91modifié 99) :**

$$A_{CNF} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.02} = 0.3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{CNF} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 21}{400} \left[\frac{30 - 0.445 \times 8}{30 - 0.185 \times 8} \right] = 0.895 \text{ cm}^2 \approx 0.9 \text{ cm}^2$$

$A_u = 0.27 \text{ cm}^2 < A_{CNF} = 0.90 \text{ cm}^2$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

$$A_u = A_{CNF} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_{adoptée}}{N_s} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_R = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $S_t = 18 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) (A.5.1,2/BAEL91modifié 99) :**

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier.

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

$$\tau_u = v_u / b.d$$

T : effort tranchant.

$$T = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{1.5}{100 \times 8} \times 10 = 0.19$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ Mpa}\right]$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0.15 \times \frac{25}{1.15}; 5 \text{ Mpa}\right] = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad - - - - - \text{cv}$$

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

Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié 99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 . d . \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum \mu_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

; n : nombre de barre

$$\tau_{se} = (1.5 / 0.9 * 8 * 10) * 10 = 0.21 \text{ Mpa}$$

on a ; $\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28}$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement,

$\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

On aura :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$$

$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ ----- condition vérifiée.

Il n ya pas de risque d'entrainement des barre, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Ancrage des barres verticales (A.6.1, 23..BAEL91 / modifiée 99) :

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$\text{D' ou ; } L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

Soit ; $L_s = 30 \text{ cm}$

D) VÉRIFICATIONS à L'ELS :

Il faut vérifiée les conditions suivantes :

Avec :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

- $\bar{\sigma}_c$: Contrainte limite dans le béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- $\bar{\sigma}_t$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

➤ **La contrainte dans acier :**

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left\{\left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right]\right\};$$

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left\{\left[\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 * 2.1}\right]\right\} = \min\{[266.67; 201.63]\}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

- $M_s = 0.6 \text{ Kn.m}$
- $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{8 \times 100} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \longrightarrow \beta_1 = 0.920 \longrightarrow K_1 = 47.89$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \text{ M} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

CONCLUSION :

Les conditions étant vérifiées; donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

RÉCAPITULATIF :

- ❖ Armatures principales : **4HA8 = 2.01 cm²** avec : $S_t = 25 \text{ cm}$
- ❖ Armatures de répartition : **4 HA8 = 2.01 cm²** avec : $S_t = 18 \text{ cm}$

E) VÉRIFICATION DE L'ACROTÈRE AU SÉISME (RPA 99. ART 4.2.3) :

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$f_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

- **A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. soit

Soit **A = 0.15 (ZONE IIa, GROUPE D'USAGE2).**

- **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [RPA99, (art 6.2.3 tableau 6-1)]

• Soit : **C_p = 0.8**

- **W_p** : Poids propre de l'acrotère **W_p = 2.02 KN/ml**

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.02 = 0.822 \text{ KN /ml} \text{----- Epingle}(\varnothing 6)$$

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

CONCLUSION :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

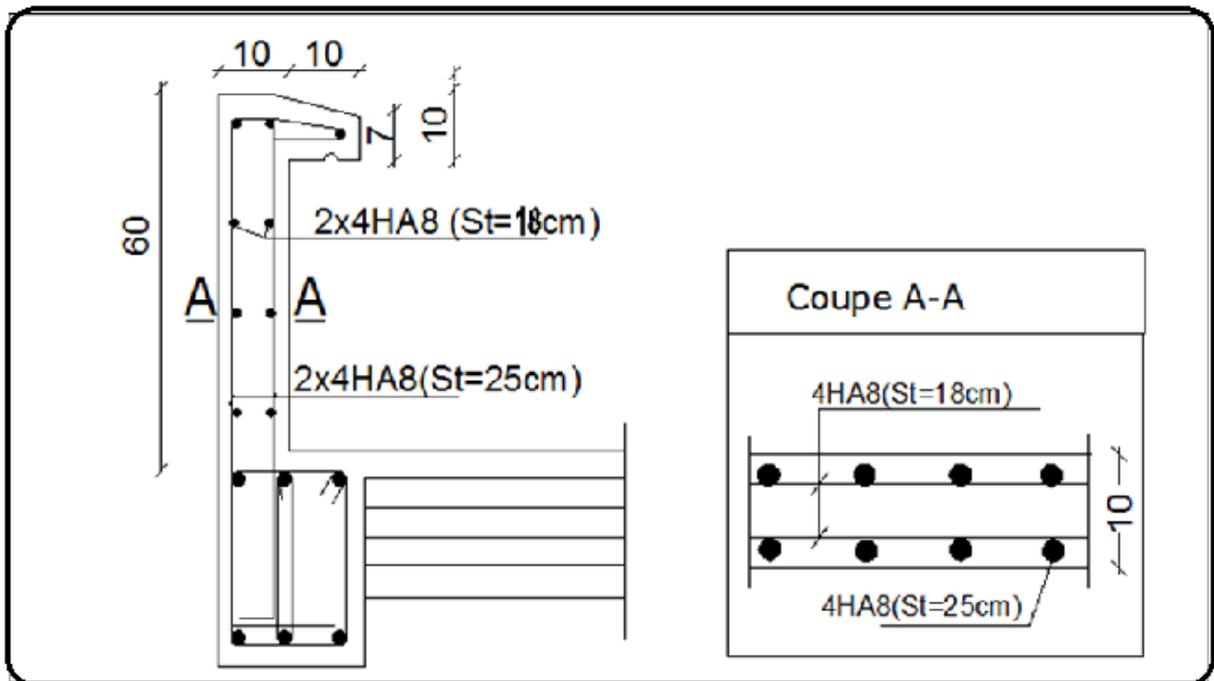


Fig III.5: Plan de Ferrailage de l'acrotère

III.3 Escalier :

III.3.1 Etude des escaliers

Les escaliers travaillent à la flexion simple, en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose. Pour déterminer les sollicitations

DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'embranchement et une bande de (**1m**) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

LES CHARGES PERMANENTES :

❖ Le palier:

Tab III.1 : Charges permanentes revenant au palier.

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Poids propre de palier	0.15	25	4.25
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G_t			$\sum G_t$ 5.89

La paillasse (Le volée) :

Tab III.2 : Charges permanentes revenant à la paillasse.

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revetment en Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Mortier en ciment horizontal	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Revetment en Carrelage vertical	0.02	22	$e_p \times 20 \times \frac{h}{g} = 0.27$
Mortier de ciment vertical	0.02	20	$e_p \times 20 \times \frac{h}{g} = 0.24$
Paillasse en B.A	0.17	25	$\frac{e_p \times 25}{\cos \alpha} = 5.04$
Contre marche	/	22	$22 \times \frac{h}{2} = 1.87$
Garde-corps métallique	/	/	0.1
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente Gt			ΣGt 9.08

❖ **La charge concentrée :** Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = (1.53 - 0.3) \times 2.44 \times 1\text{m} = 3 \text{ KN}$$

SURCHARGES D'EXPLOITATIONS :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

COMBINAISON DES CHARGES :

- **ELU:** $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$.

$$\text{Palier : } q_{u1} = (1.35 \times 5.89 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.70 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$\text{Volée : } q_{u2} = (1.35 \times 9.08 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.01 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$\text{Mur extérieure : } P_u = 1.35 \times 3 = 4.05 \text{ KN}.$$

- **ELS:** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.

$$\text{Palier : } q_{s1} = (5.89 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.39 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Volée : } q_{s2} = (9.08 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.58 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Mur extérieure : } P_s = 1 \times 3 = 3 \text{ KN}$$

- **CALCULS à L'ELU :**

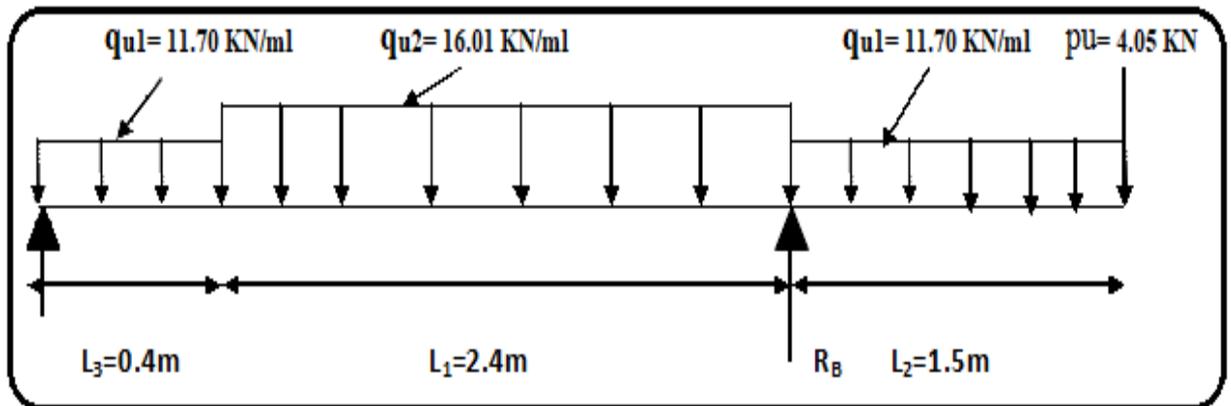


Fig III.6 :Schéma statique d'escalier à l'ELU

Calculs les efforts internes:

❖ Réactions d'appuis :

$$R_A = 13.94 \text{ KN}$$

$$R_B = 50.76 \text{ KN}$$

Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :

1^{er} tronçon : $0,00 \text{ m} \leq x \leq 0,4\text{m}$

Pour $x = 0 \text{ m}$:

$$T(x=0) = 13.94 \text{ KN}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

Pour $x = 0.4 \text{ m}$

$$T(x=0.4) = 9.26 \text{ KN}$$

$$M(x=0.4) = 4.64 \text{ KN.m}$$

2^{ème} tronçon : $0,4 \text{ m} \leq x \leq 2,8 \text{ m}$:

X = 0.4m

$$T(x=0.4) = 9.26 \text{ KN}$$

$$M(x = 0.4) = 4.08 \text{ KN.m}$$

X = 2.8 m

$$T(x=2.8) = -29.16 \text{ KN}$$

$$M(x=2.8) = -19.83 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment maximum :**

$$T(x) = 0 \implies M_z = M_{z\max}$$

$$x = 0.98 \text{ m} \in (0.4 ; 2.8)$$

$$M(x = 0.98) = 9.84 \text{ KN.m}$$

✓ **3^{ème} tronçon : $0,00 \text{ m} \leq x \leq 1.5 \text{ m}$:**

X = 0 m

$$T(x=0) = 4.05 \text{ KN}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN}$$

X = 1.5 m

$$T(x=1.5) = 21.6 \text{ KN}$$

$$M(x = 1.5) = -19.24 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

✓ **A l'appui B : $M_{ua} = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 9.84 = -3.952 \text{ KN.m}$**

✓ **En travée : $M_u^t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 9.84 = 8.364 \text{ KN.m}$**

DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLÉCHISSANT

à L'ELU :

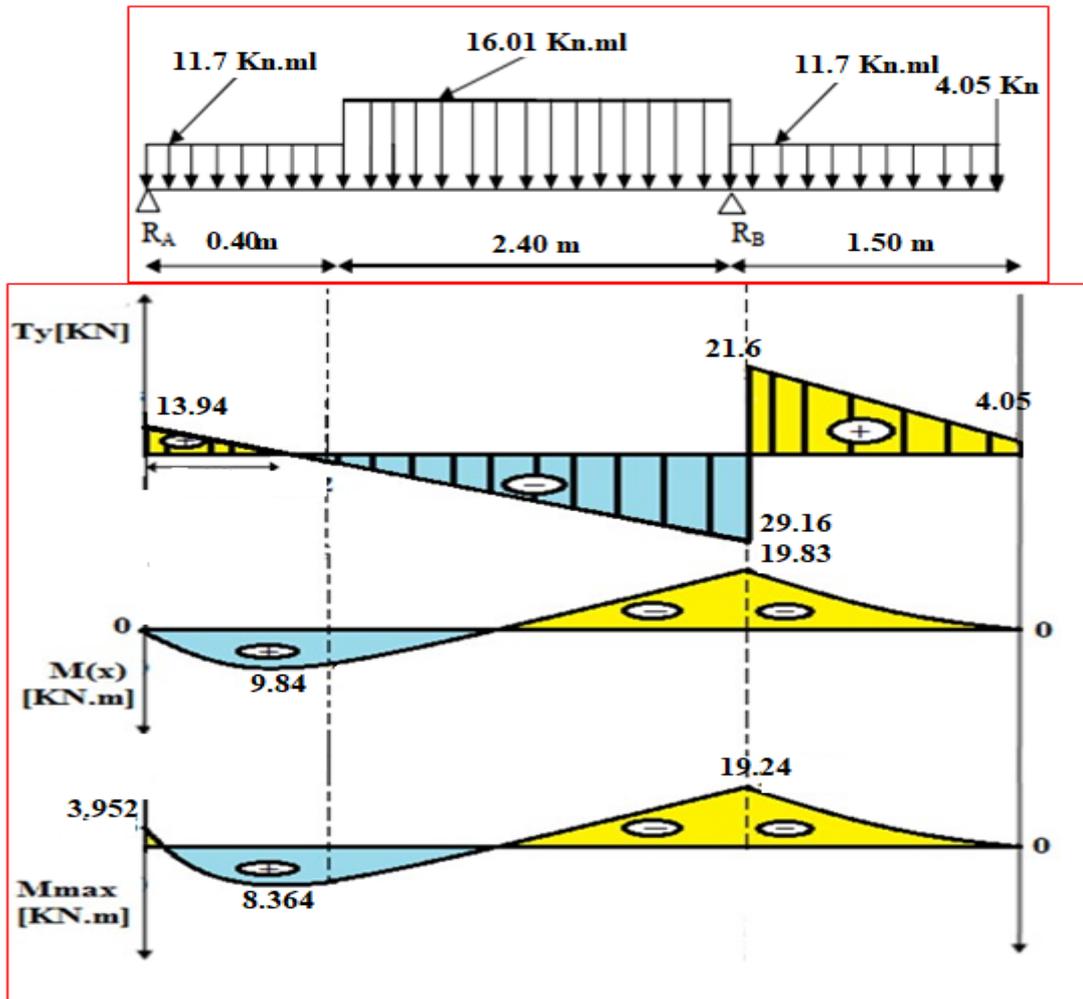


Figure III.7 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

CALCUL DES ARMATURES :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad h = 17 \text{ cm} ; \quad c = 2 \text{ cm} ; \quad d = 15 \text{ cm}.$$

$$\gamma_s = 1.15,$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} , \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} ,$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}.$$

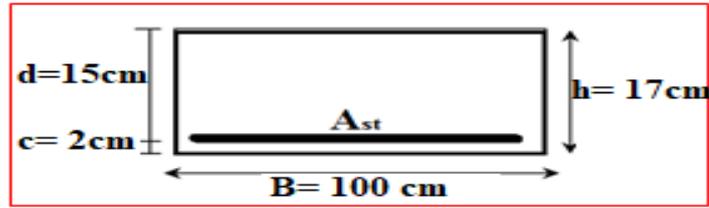


Figure III.8 : Section droite aux appuis

❖ Aux appuis :

✓ Armatures principales:

$$M_{ua} = -3.952 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.952 \times 10^3}{1 \times 15^2 \times 14.17} = 0.012$$

$$\mu_{bu} = 0.012 < \mu_{lu} = 0.392$$

❖ La section est simplement armée (SSA) Donc la section $A's = 0$.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.012)}) = 0.015$$

$$Z = 0.15 \times (1 - 0.4 \times 0.015) = 0.149 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{3.952 \times 10^6}{149 \times 348}$$

$$A_s = 0.762 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = A_t / 4 = 0,785 \text{ cm}^2.$$

On prendre : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **En travée :**✓ **Armatures principales :**

$$M_{ua} = 8.364 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.364 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.17} = 0.026$$

$$\mu_{bu} = 0.026 < \mu_{tu} = 0.392$$

La section est simplement armée (SSA) Donc la section $A's = 0$.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.026)}) = 0.033$$

$$Z = 0.15 \times (1 - 0.4 \times 0.033) = 0.148 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{3.952 \times 10^6}{148 \times 348}$$

$$A_s = 0.767 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : un espacement $S_t = 25$ _ cm

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_t/4 = 0,785 \text{ cm}^2.$$

On prendre : $A_r = 4HA8 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

B) VÉRIFICATION à L'ELU :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

✓ **En travées :**

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

✓ **Espace des armatures :**✓ **Armatures principal**

$$S_{tmax} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3 \text{ h}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

✓ **Armatures répartitions :**

$$S_{tmax} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 \text{ h}, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement):**

(A.5.1.2/BAEL91modifié99)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \right\} \text{ (fissuration non prejudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 ; 4 \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{uMax}}{b \times d} = \frac{21.6}{100 \times 15} \times 10 = 0.144 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.144 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad C V$$

☞ Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que :} \quad T_{Max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec : $T_{Max} = V_{Max}$: Efforts tranchant .

$$T_{Max} = 21.6 \text{ KN}$$

Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{Max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.15 \times 1 = 900$$

$$T_{Max} = 21.6 \text{ KN} \leq 900 \text{ KN} \quad C V$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$\text{On doit vérifier que :} \quad \left(T_{Max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$$

$$M_a = -3.952 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{Max} = 21.6 \text{ KN}$$

$$\left(21.6 + \frac{-3.952}{0.9 \times 0.15} \right) \times \frac{1.15}{400 \times 10^2} \times 10^3 = 0.220 \text{ cm}^2 < A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \quad C V$$

Vérification de la contrainte d'adhérence dans les barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées 99) :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad ; \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec : ψ_s : coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (pour les aciers HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{uMax}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum \mu_i$: somme des périmètres utiles des barres.

✓ **Appui : 4 HA 10**

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times 10 = 4 \times \pi \times 10 = 125.6 \text{ mm} \quad ; \quad n: \text{nbre de barres}$$

$$\tau_u = \frac{21.6 \times 10^3}{0.9 \times 15 \times 125.6} = 1.27 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

✓ **Travée : 4 HA 10**

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times 10 = 4 \times \pi \times 10 = 125.6 \text{ mm} \quad ; \quad n: \text{nbre de barres}$$

$$\tau_u = \frac{21.6 \times 10^3}{0.9 \times 15 \times 125.6} = 1.27 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

☞ Pas de risque d'entraînement des barres

CALCULS à L'ELS :

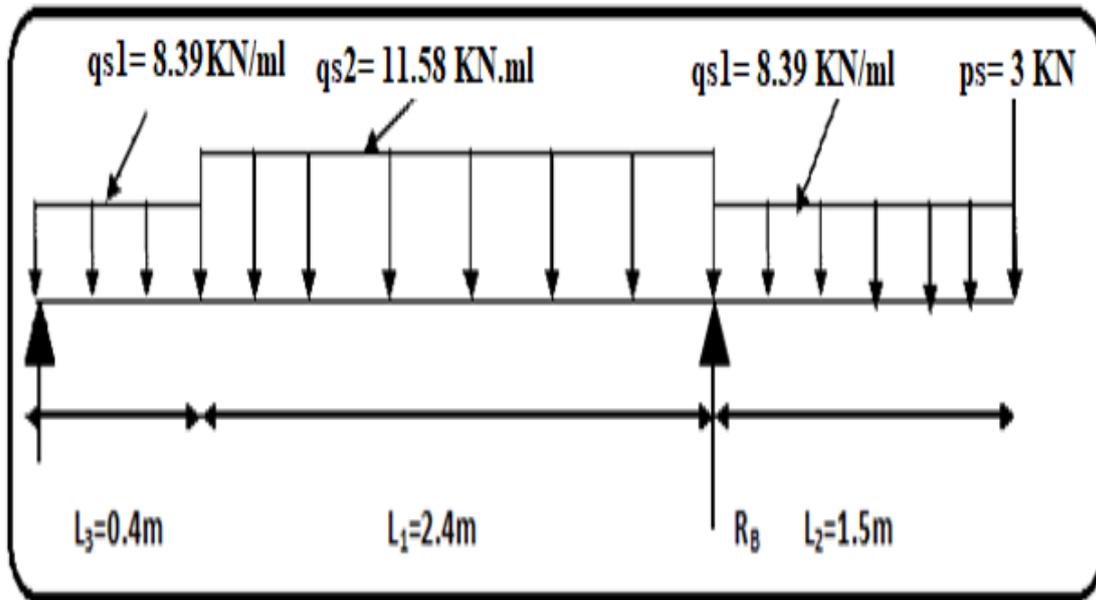


Figure III.9 :Schéma statique d'escalier à l'ELS

III .2.2 CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

❖ Réactions d'appuis :

$$R_A = 10.05 \text{ KN}$$

$$R_B = 36.68 \text{ KN}$$

Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS :

1^{er} tronçon : $0,00 \text{ m} \leq x \leq 0,4\text{m}$

Pour $x = 0 \text{ m}$:

$$T(x=0) = 10.05 \text{ KN}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

Pour $x = 0.4 \text{ m}$

$$T(x=0.4) = 6.69 \text{ KN}$$

$$M(x=0.4) = 3.34 \text{ KN.m}$$

2^{ème} tronçon : 0,4 m ≤ x ≤ 2,8 m :

$$\mathbf{X = 0.4m}$$

$$T(x=0.4) = 6.69 \text{ KN}$$

$$M(x = 0.4) = 2.95 \text{KN.m}$$

$$\mathbf{X = 2.8 m}$$

$$T(x=2.8) = -21.09 \text{ KN}$$

$$M(x = 2.8) = -14.34 \text{KN.m}$$

✓ **Moment maximum**

$$x = \mathbf{0.44 m} \in (0.4 ; 2.8)$$

$$M(x = 0.44) = \mathbf{3.76 KN.m}$$

✓ **3^{ème} tronçon : 0,00 m ≤ x ≤ 1.5 m :**

$$\mathbf{X = 0 m}$$

$$T(x=0) = \mathbf{3.00 KN}$$

$$M(x=0) = \mathbf{0 KN}$$

$$\mathbf{X = 1.5 m}$$

$$T(x=1.5) = \mathbf{15.59KN}$$

$$M(x = 1.5) = \mathbf{-13.94 KN.m}$$

Remarque :

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

✓ **A l'appui B : $M_{sa} = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 3.76 = -1.130 \text{ KN.m}$**

✓ **En travée : $M_{ta} = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 3.76 = 3.20 \text{ KN.m}$**

DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLÉCHISSANT

à L'ELS :

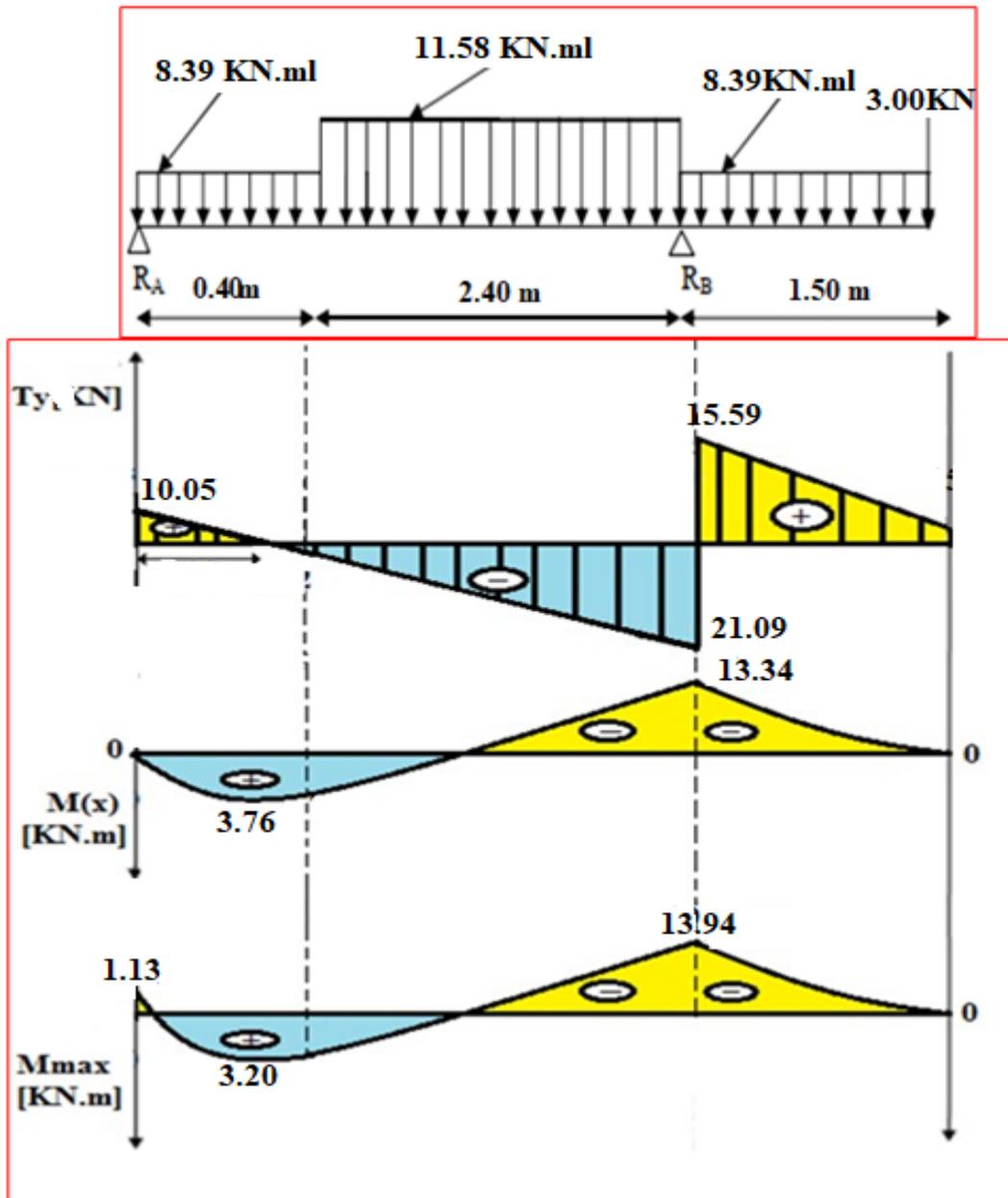


Figure III.10: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

II.3.1.3 Vérification à l'ELS

Les moments calculés à l'ELS sont inférieurs à ceux calculés à l'ELU, nous garderons le même ferrailage. On doit vérifier les conditions suivantes :

État limite à la résistance à la compression du béton :

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

1) **En travée :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$Y = -D\sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.14}{100} = 0.471 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.471 \times 15 = 14.13 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0.471 + \sqrt{0.471^2 + 14.13} = 3.32 \text{ cm}$$

$$Y = 3.32 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (3.32)^3 + 15 \times 3.14 \times (15 - 3.32)^2$$

$$I = 6792.9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{3.20 \times 10^3}{6792.9} = 0.47 \text{ Mpa. cm}$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \times Y = 0.47 \times 3.32 = 1.56 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

$$\sigma_b = 1.56 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

2) En Appuis :

• Appuis (A) :

• Position de l'axe neutre :

$$Y = -D\sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.14}{100} = 0.471 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.471 \times 15 = 14.13 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0.471 + \sqrt{0.471^2 + 14.13} = 3.32 \text{ cm}$$

$$Y = 3.32 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (3.32)^3 + 15 \times 3.14 \times (15 - 3.32)^2$$

$$I = 6792.9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{3.20 \times 10^3}{6792.9} = 0.47 \text{ Mpa.cm}$$

• Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K \times Y = 0.47 \times 3.32 = 1.56 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

$$\sigma_b = 1.56 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

• **Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = n \times K \times (d - y) < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{Y_s} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Pour une fissuration **peu nuisible**}$$

1) **En travée :**

$$\sigma_s = 12 \times 0.47 \times (15 - 3.32) = 66 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{.....Condition}$$

vérifier.

$$15 \times 0.87 \times (13 - 3.06) = 229.72 \text{ MPa} < 348 \text{ Mpa} \quad \text{..... Condition vérifier.}$$

2) **En Appuis :**

$$\sigma_s = 12 \times 0.47 \times (15 - 3.32) = 66 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

Condition vérifier.

II.3.3.4.1 Vérification de la flèche

[BAEL 91 mod 99 (Art. B.6.5, 2)]

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

- $1 - \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad \text{--- --- ---} \quad \frac{17}{430} = 0.04 \geq \frac{1}{10} \times \frac{3.2}{9.84} = 0.032 \quad (c.v)$
- $2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{10} \quad \text{--- --- ---} \quad 0.04 \geq 0.0625 \quad (c.n.v)$
- $3 - \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{--- --- ---} \quad 0.0021 \leq 0.0105 \quad (c.v)$

III.3.3.4.2 Calcul de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement **CBA93**, la flèche maximale sous charges instantanées.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{L^4 q_s}{E_v I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

avec :

f : flèche due aux charges instantanée.

\bar{f} : flèche admissible.

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = \max(8.39; 11.58) = 10.84 \text{ KN/ml}$$

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

S_{xx} : moment statique

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 15 \quad \text{-----} \quad -S_{xx'} = 15156.3 \text{ cm}^2$$

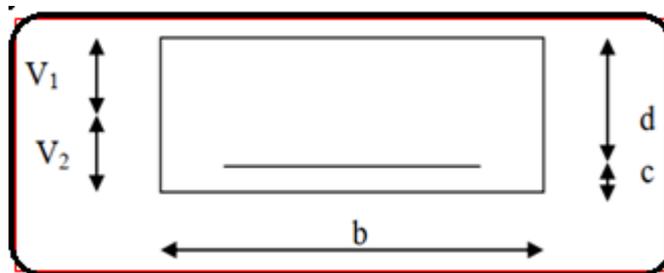


Figure III.11: section droite des escalier

B_0 : Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 3.14 = 1747.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \frac{15156.3}{1747.1}$$

$$V_1 = 8.68 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$= 17 - 8.68 = 8.32 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (8.68^2 + 8.32^3) + 15 \times 3.14 \times (8.32 - 2)^2$$

$$I_0 = 23590.38 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{4.3^4 \times 10.84}{10818.86 \times 23590.38 \times 10^{-5}} = 15.59 \times 10^{-3} \leq \bar{f} = \frac{4.3}{500} = 8.6 \times 10^{-3}$$

$$f = 15.59 \times 10^{-3} \leq \bar{f} = 8.6 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

III.3.3.4.5 Etat limite d'ouverture des fissures

[BAEL 91(Art A.5.34)]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

CONCLUSION :

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant et RDC seront ferrailés comme suit :

Aux Appuis:

Armatures principales: 4HA10/ml

avec un espacement $st= 25$ cm.

Armatures de répartitions : 4HA8/ml avec un

espacement $st= 25$ cm.

En travée :

Armatures principales: 4HA10/ml

avec un espacement $st= 25$ cm.

Armatures de répartitions : 4 HA8 /ml

avec un espacement $st= 25$ cm.

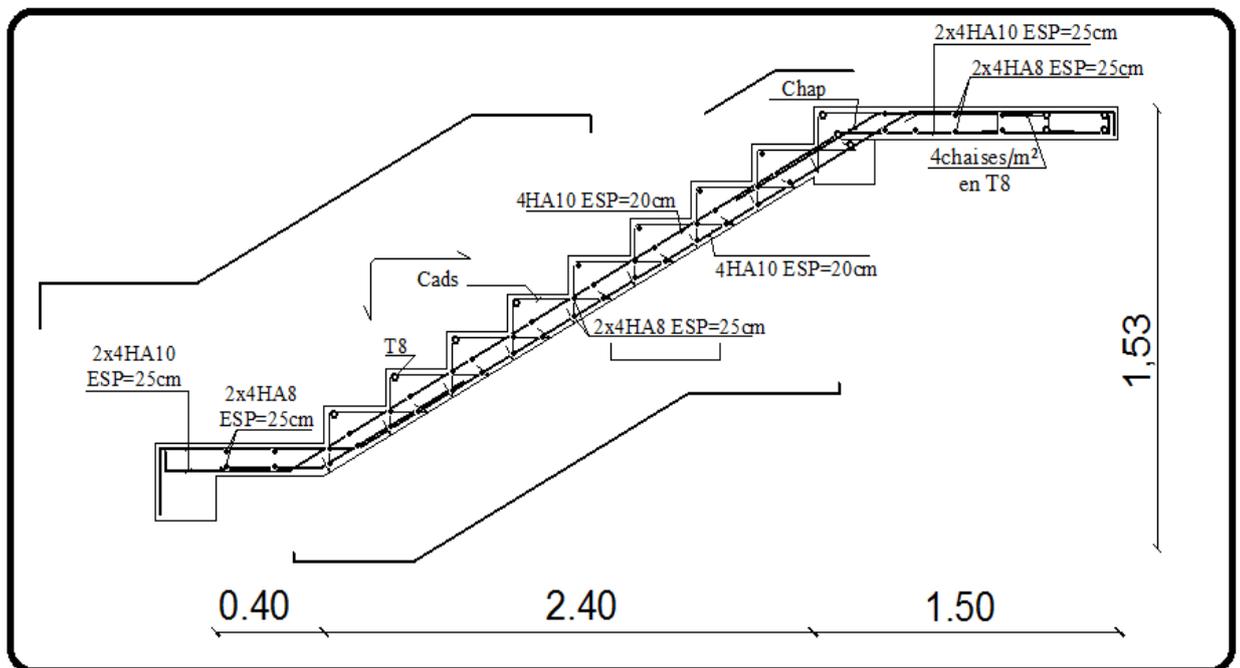


Figure III.12 : Schéma ferrailage du l'escalier.

III.3.2 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension $(b \times h)$. Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités.

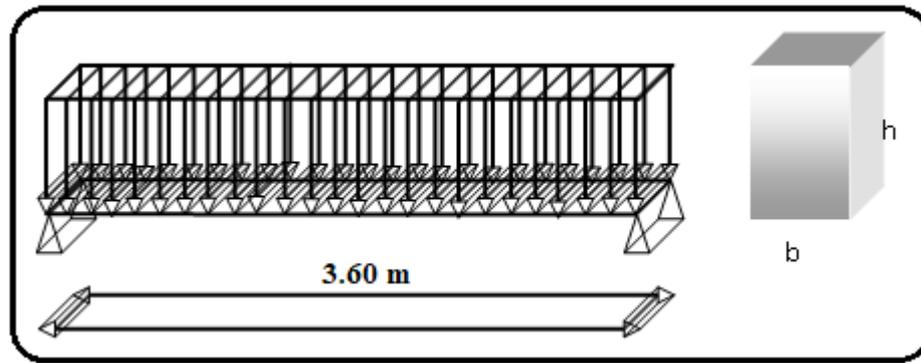


Fig III.13 : Schéma de la poutre palière

III.3.2 PRÉ DIMENSIONNEMENT :

HAUTEUR :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

A e :
v c

h_t : hauteur de la poutre.

L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$L_{max} = 360$ cm

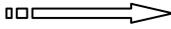
Donc : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

⇒ $24 \text{ cm} \leq h_t \leq 36 \text{ cm}$ On opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

LARGEUR :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{D'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm.}$$

Selon le RPA : 

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

on opte pour **b = 25 cm**

III.3.3 Vérification relative aux exigences du RPA : (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35/25 = 1.2 < 4 \quad \text{condition vérifiée.}$

Conclusion :

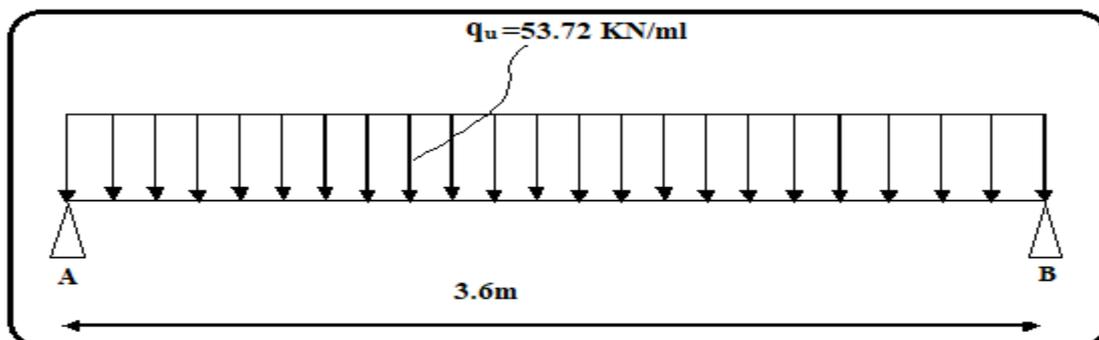
Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.3.4 DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN /ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $T_u = R_B = 50.76 \text{ kN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELS : $T_S = R_B = 36.68 \text{ kN/ml}$

COMBINAISON DE CHARGES:

- **ELU :** $q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 2.19) + 50.76 = 53.72 \text{ KN/ml}$
- **ELS:** $q_s = G + T_S = 2.19 + 36.68 = 38.87 \text{ kN/ml}$

III.3.2 .3 CALCULS à L'ELU :

FigIII.14 : Schéma statique de la poutre

III.3.2.3.1 CALCUL DES EFFORTS INTERNES :**❖ Effort tranchant:**

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{53.72 \times 3.6}{2} = 96.70 \text{ KN}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{53.72 \times 3.6^2}{8} = 87.03 \text{ KN}$$

❖ En tenant compte des encastremets partiels, les moments corrigés sont :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 87.03 = 73.97 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = - 0.3 M_0 = - 0.3 \times 87.03 = - 26.11 \text{ KN.m}$

III.3.2.3.3 DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNE A L'ELU :

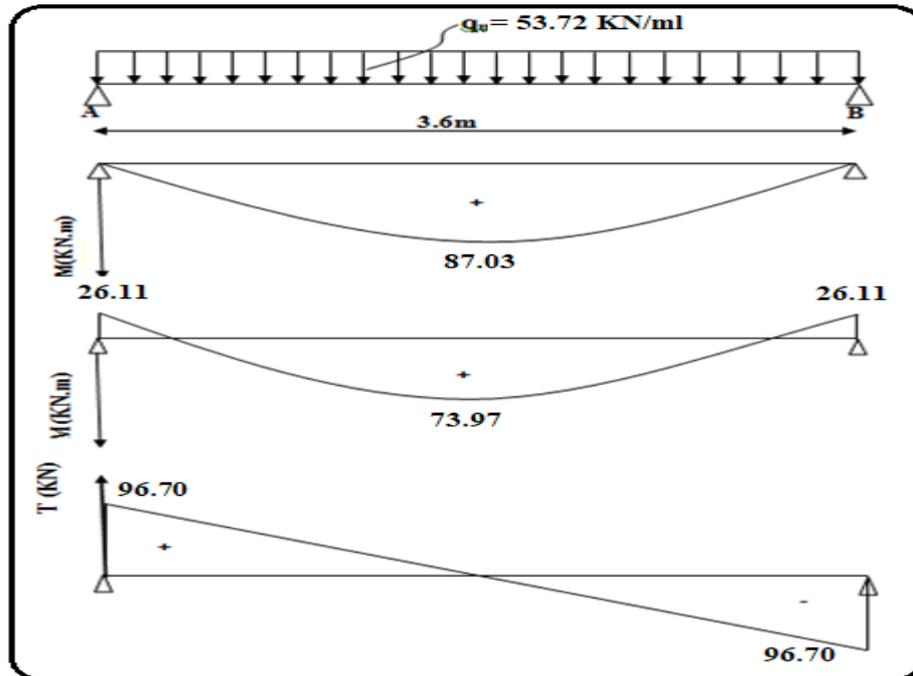


Fig III.15 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.2.3.3 FERRAILLAGE à ELU:

❖ En travée :

$$h = 35; \quad M_t = 74.53 \text{ KN.m}; \quad b = 25 \text{ cm};$$

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

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

$$\mu = \frac{73.97 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.192 < \mu_1 0.392$$

La section est simplement armée (SSA) Donc la section ne besoin pas d'acier Comprimés $A's = 0$.

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.192)}) = 0.269$$

$$Z = 0.15 \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.33 \times (1 - 0.4 \times 0.269) = 0.29m$$

$$A_s = \frac{73.97 \times 10^6}{290 \times 348}$$

$$A_s = 7.33cm^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3HA14(\text{fillante}) + 2HA14(\text{chapeaux}) = 4.62 + 3.08 = 7.7cm^2$$

❖ **Aux appuis :**

$$M_a = 26.11 \text{ KN.m;}$$

$$b = 25cm ;$$

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{26.11 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.068 < \mu_1 0.392$$

La section est simplement armée (SSA) Donc la section ne besoin pas d'acier Comprimés $A's = 0$.

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.068)}) = 0.088$$

$$Z = 0.15 \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 0.33 \times (1 - 0.4 \times 0.269) = 0.214m$$

$$A_s = \frac{26.11 \times 10^6}{214 \times 348}$$

$$A_s = 3.50cm^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

B) VÉRIFICATION à ELU:

➤ **Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.99 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée :** $A_t = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.99 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

✓ **Aux appuis :**

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) : (Art A.5.1.2/BAEL91 modifiée 99)**

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

Avec :

$$T_{\max} = V_{\max} = 96.7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{96.7 \times 10}{25 \times 33} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \quad \text{fissuration peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

a: longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 25 \times 10^{-1} = 495 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 96.7 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$$

$$\text{Avec :} \quad M_a = -26.11 \text{ KN.m} , \quad T_{\max} = 96.7 \text{ KN}$$

$$\left(96.7 + \frac{26.11}{0.9 \times 33}\right) \times \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 2.81 \text{ cm}^2 < A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence dans les barres (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99) :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :

$\sum \mu_i$: somme des périmètres utiles des barres

$\sum \mu_i = 21.98 \text{ cm}$, n : nombre de barres.

$$\bar{\tau}_u = \frac{96.7}{0.9 \times 33 \times 21.98} \times 10 = 1.48$$

$$\bar{\tau}_u = 1.48 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

☞ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Calcul des armatures transversal :** Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversal.

ϕ_1 : Diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.4; \frac{25}{10} \right\} = \min \{1; 1.4; 2.5\} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Soit : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$; En prend un cadre et un étrier de HA8

➤ **Espacement des armatures transversal : Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :**

✓ **Zone nodal :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \varnothing_1 \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.4 \right\} = \min \{8.75; 16.8\} = 8.85 \text{ cm}$$

soit $S_t = 8 \text{ cm}$

✓ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

soit $S_t = 15 \text{ cm}$

C) Calcul a L'ELS

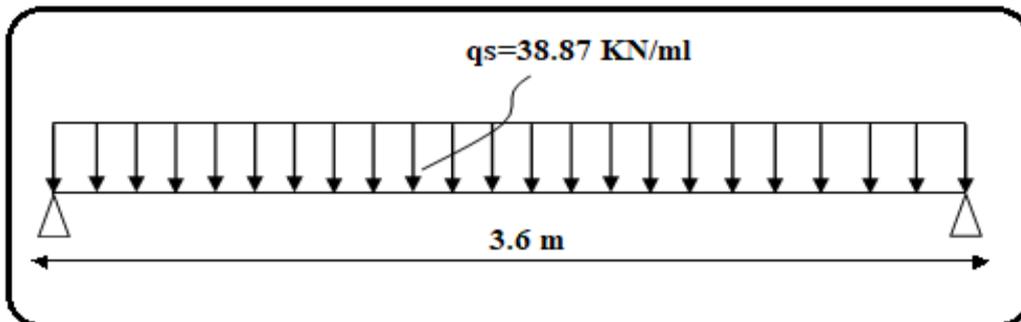


Fig III.16: Schéma statique de la poutre palière a l'ELS

III.2.3.4 CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

Effort tranchant: $T_s = R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{38.87 \times 3.6}{2} = 69.96 \text{ KN}$

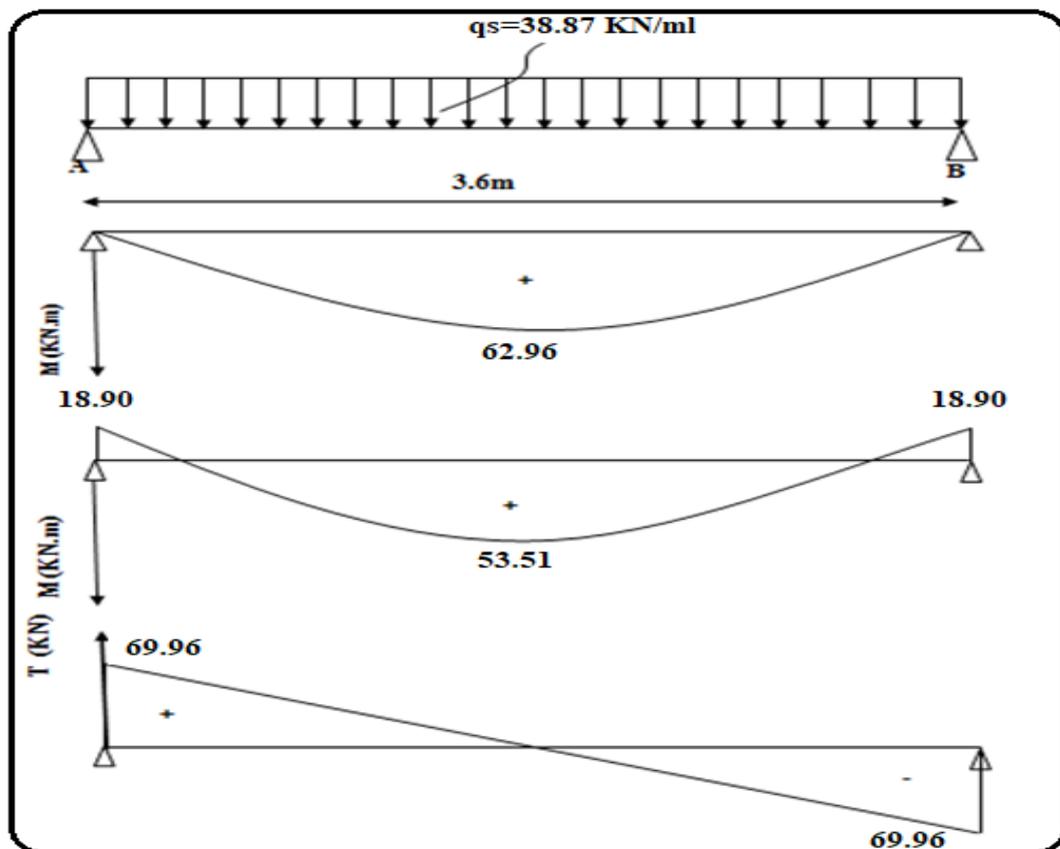
❖ **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{38.87 \times 3.6^2}{2} = 62.96 \text{ KN}$$

❖ **En tenant compte des encastremets partiels, les moments corrigés sont :**

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 62.96 = 53.51 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_u = - 0.3 M_0 = - 0.3 \times 62.96 = - 18.90 \text{ KN.m}$

A)DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNE à L'ELS :**Fig III.17 :** Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.3.2.5 VÉRIFICATION à ELS:**➤ Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

Zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	p ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	ε̄ _c (MPa)	Vérification
Travée	58.04	8.04	0.975	0.862	21.23	253.77	11.95	15	CV
Appuis	20.48	3.39	0.408	0.902	36.02	202.95	5.63	15	CV

☞ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0.097 \geq \frac{l}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0.097 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{58.04}{10 \times 68.29} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{\Delta_t}{bd} = \frac{8.04}{25 \times 33} = 0.0097 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculé la flèche.

CONCLUSION : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

En travée :

3HA14 filantes+2HA14 Chapeaux pour le lit inférieur. 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Aux appuis :

3HA14 filantes pour le lit inférieur. 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

1cadre et 1 étrier en HA8 .

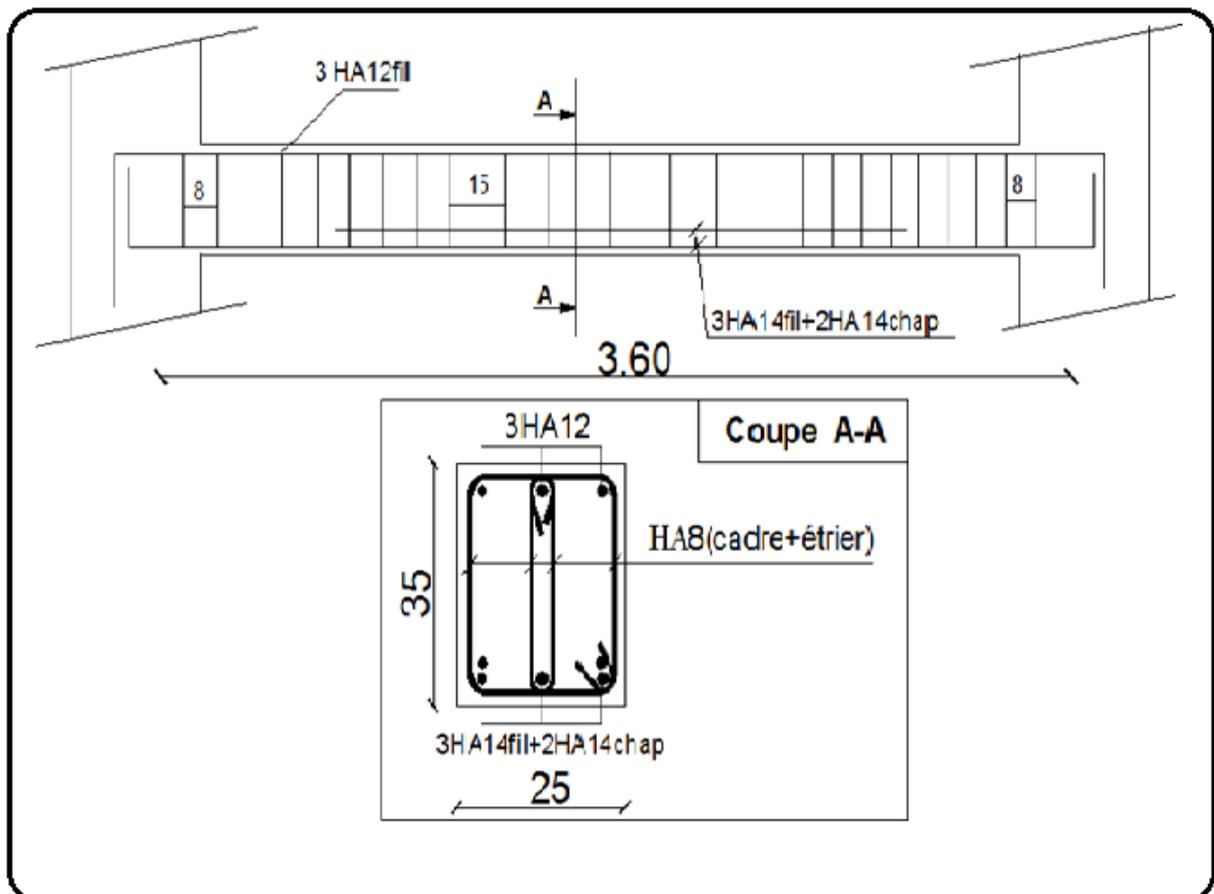


Fig III.18: Schéma de ferrailage de la poutre Palière.

III.4 Plancher

III.4.1 :CALCULS DES PLANCHERS à CORPS CREUX :

III.4.1.1 :Etude de poutrelles :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

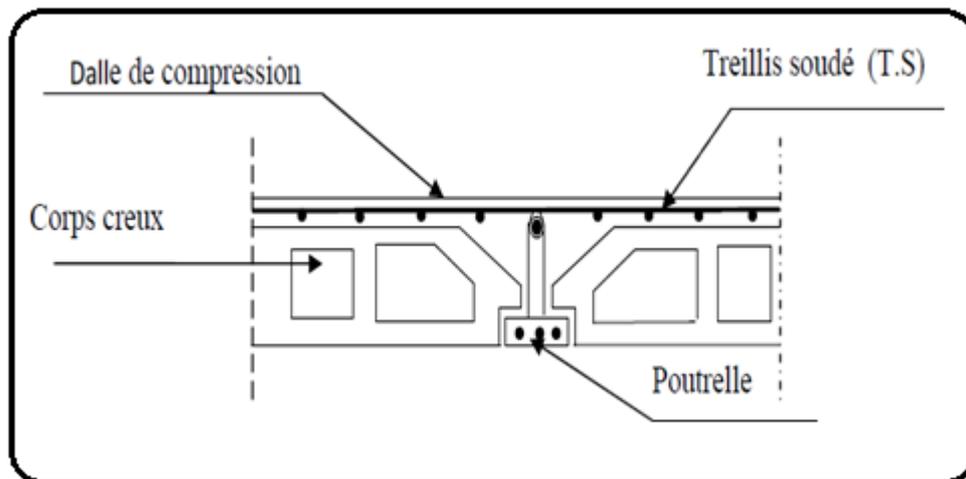


Fig III.19 : Coupe verticale sur un plancher en corps creux

❖ **Les planchers à corps creux sont constitué de :**

- Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

III.4.3.1.3 DÉTERMINATION DES DIMENSIONS DE LA SECTION EN T :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

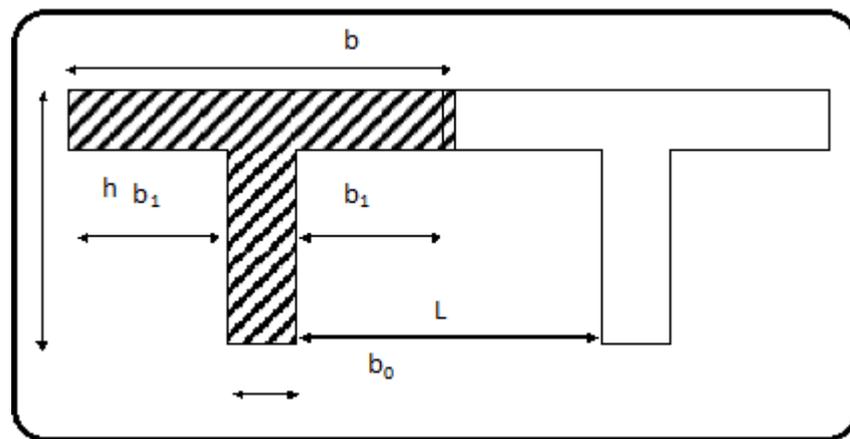


Fig III.20 . Dimension de la poutrelle

III.4.2 Les planchers

Les plancher sont des aires horizontales séparent deux niveaux supposés infiniment rigides dans

leur plan, ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs ;
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans notre cas, on a deux types de planchers :

- Planchers à corps creux : pour les étages courant ;
- Planchers à dalle pleine : pour les balcons.

III.4.2.1 Dimensionnement des poutrelles:

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16×20×65) cm³ et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

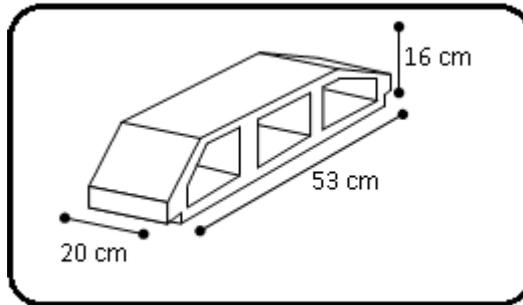


Fig III.21 Corps Creux

Hauteur de la de la poutrelle :

D'après B.A.E.L 99 : La hauteur du plancher et déterminée par la formule suivante :

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

$$\frac{l}{25} = \frac{400}{25} = 16 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{l}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

On prend :**h_t=20cm**

L'épaisseur du corps creux = 16cm.

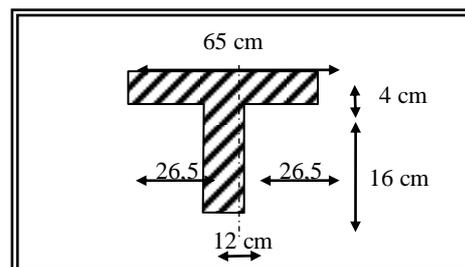
Epaisseur de la dalle de compression : h₀ = h_t - e = 20-16= 4cm

La largeur de la poutrelle : b = b₀ + 2c₁ avec :b₀ = 12cm

Le corps Creux utilisé pour ce plancher est : DC = 53 cm

Plancher est : D_C= 53 cm

$$C_1 \leq \min \begin{cases} \frac{D_c}{2} = \frac{53}{2} = 26,5\text{cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 32\text{cm} \\ (6;8).h_0 = (6;8) \times 4\text{cm} = 24 \text{ à } 32\text{cm} \end{cases}$$



On prend : $C_1 = 26,5 \text{ cm}$

D'où $b = 65 \text{ cm}$

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont assimilées à une poutre semiencasté

- Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastée aux poutres de rives.
- Les poutrelles sont calculées en deux phases :

1^{ère} Phases de calcul (avant le coulage):

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

a). Les sollicitations

Charge permanente :

-poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/m}$.

-poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{ KN/m}$.

G = 1,94 KN/m.

Surcharge d'exploitation du chantier : $0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/m}$.

Q = 0,65 KN/m

b). les combinaisons :

Le calcul se fera à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

A L'ELU: $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$q_u = 1,35 \times 1,94 + 1,5 \times 0,65 = 3,59 \text{ KN/m}$.

A L'ELS:

$q_s = G + Q$

$q_{ser} = 1,94 + 0,65 = 2,59 \text{ KN/m}$.

L'expression des moments maximum dans une telle poutre isostatique est donnée par :

$$M_{max} = \frac{q_u \times L^2}{8} \quad \text{Dans notre cas : } L_{max} = 4,00 \text{ m}$$

D'où on obtient :

$$M_u = 3,59 \times (4,00^2 / 8) = 7.18 \text{ KN. m}$$

$$M_s = 2,59 \times (4,00^2 / 8) = 5.18 \text{ KN. m}$$

L'effort tranchant maximal est donné par : $T_{max} = \frac{q_s \times L}{2}$

$$T_{s \max} = q_s L / 2 = 2,59 \times 4,0 / 2 = 5.18 \text{ KN/m}$$

$$T_{u \max} = q_u L / 2 = 3,59 \times 4,00 / 2 = 7.18 \text{ KN/m}$$

c). Ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple.

$$b = 12 \text{ cm} \quad h = 4 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 3,60 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 3,25$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$3,26 > \mu_R = 0,392 \rightarrow A'_s \neq 0$$

D'après les calculs les armatures de compression sont nécessaires ; mais puisque la section de béton est

trop faible, on place des étaitements verticaux chaque 1m pour supporter les charges avant coulage sans qu'elles fléchissent

$$L_{\max} = 1 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{3,59 \times 1^2}{8} = 0,448 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{0,448 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14,17} = 0,203 < 0,392$$

$$\text{Donc : } A'_s = 0$$

D'ou :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,203}}{0,8} = 0,287$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 3,6(1 - 0,4 \times 0,287) = 3,19 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,448 \times 10^6}{31,9 \times 348} = 40,36 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } 3\text{T}12 \quad A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T^e qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple, sont des sections en T^e en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

III.4.2.2 Calcul des sollicitations $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_{ser} = G + Q$

$P = l_0 \times q G' = 0,65 G$

$PS = 0,6q$

Avec : $l_0 = 0,65 \text{ m}$. (l'entraxe des poutrelles)

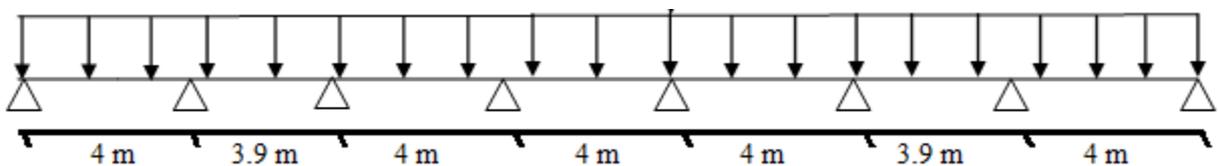
Tab III.3 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Designation	G (KN/m ²)	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)
Plancher Terrasse	5.83	3.79	1.00	9.37	6.09	6.83	4.44
Etages Courants + RDC	5.10	3.32	1.50	9.14	5.94	6.60	4.29

Remarque : on prend dans le calcul le plancher **Terrasse** la plus sollicité.

III.4.2.3 Les différents types de poutrelles :

Type 01 :



Type 02 :

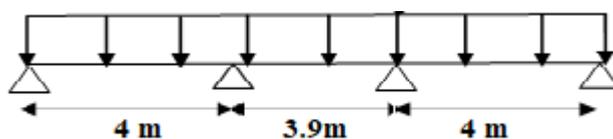


Fig III.22 : Schéma statique des poutrelle

2) Moment sur appuis

- **Appuis de rive :**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à **(-0.15M₀)**.

Tel que : $M_0 = \max (M_{01}, M_{0n})$

Avec : **n**= nombre de travées d'une poutre.

- **Appuis intermédiaires :**

- $M=0,6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $M=0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée.
- $M=0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

3) Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$$V = V_0 = \frac{q \times L}{2} \text{ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :}$$

$V = 1.15V_0$: pour une poutre à deux travées

$1.10V_0$: pour une poutre à plusieurs travées

III.4.2.5 Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant:

Tableau III.4 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de Poutrelle	Conditions de la méthode Forfaitaire	Cause	Méthode adoptee
Type (1)	Vérifie	H ₁ : 1 ≤ Max {11,66 ; 5kN/m ² }	Méthode forfaitaire
Type (2)		H ₂ : verifées H ₃ : 0.8 < 1.06 < 1.25 H ₄ : F.P.N	

Choix de la méthode de calcul :

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

- ❖ La méthode forfaitaire.
- ❖ La méthode des trois moments.
- ❖ La méthode de Caquot.

➤ **LES CONDITIONS D'APPLICATION DE LA MÉTHODE FORFAITAIRE**

(CBA93-ARTICLE B.6.2.2.1) :

❖ La valeur de la charge variable ne doit pas dépasser le double de la charge permanente, ou bien 5KN/m², c'est-à-dire [Q ≤ max (2G ,5 KN /m²)]

- Plancher terrasse :

$$Q \leq \max\{2G ; 5KN/m^2\}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5 ; 5KN/m^2\} \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{11.66 ; 5KN/m^2\}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 11.66 \text{ KN/m}^2 . \quad \implies \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Plancher étage courant +RDC (usage d'habitation) :

$$Q \leq \max\{2G ; 5KN/m^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.10 ; 5KN/m^2\} \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{10.20 ; 5KN/m^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 10.20 \text{ KN/m}^2 . \quad \implies \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \implies **Condition vérifiée.**

-**Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25 :

- $0,8 \leq \frac{4}{3,9} = 1,02 \leq 1,25 \dots \dots \dots (CV)$
- $0,8 \leq \frac{3,9}{4} = 0,975 \leq 1,25 \dots \dots \dots (CV)$
- $0,8 \leq \frac{4}{4} = 1 \leq 1,25 \dots \dots \dots (CN)$

Condition vérifiée

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Condition vérifiée.

CONCLUSION :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

PRINCIPE DE LA MÉTHODE :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

EXPOSÉ DE LA MÉTHODE :

Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée lque la travée considérée est soumise au mêmes charges.

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

A

M_w : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

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

Les valeurs M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t - \frac{|Md| - |Mg|}{2} \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_0 \geq \max\left\{\left(\frac{1 + 0.3}{2}\right) M_0 \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.}\right.$$

$$M_0 \geq \max\left\{\left(\frac{1.2 + 0.3}{2}\right) M_0 \dots \dots \dots \text{travée de rive.}\right.$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égal à :

0.6 M_0 : pour une poutre à deux travées.

0.5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

0.2 M_0 : pour les appuis de rive semi encastés.

➤ Effort tranchant :

Avec :

➤ l : Longueur de la travée considérée.

➤ $\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.

➤ M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

$$T_w = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{1} \quad ; \quad T_e = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{1}$$

REMARQUE:

Dans notre cas le plancher est composé de deux différentes poutrelles :

❖ Poutrelle 1 a 7 travées.

❖ Poutrelle 2 a 2 travées.

CALCUL DES COEFFICIENTS :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{0.65}{3.79 + 0.65} = 0.146 \leq \frac{2}{3}$$

a	$1+0.3\alpha$	$\frac{1 + 0.3a}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3a}{2}$
0.146	1.043	0.522	0.622

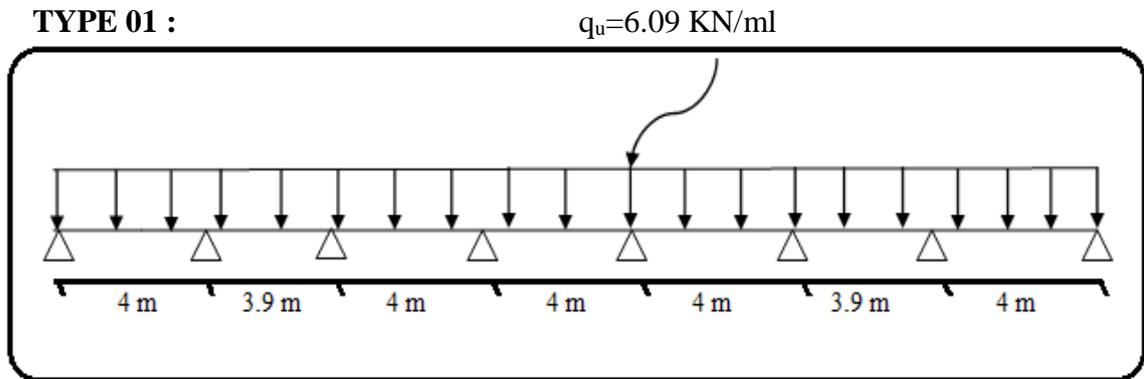
Application de la méthode forfaitaire:

Fig III.23 : Schéma statique de la poutrelle 01.

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

Travée 1-2 : $L=4\text{m}$

$$M_{01} = q_u L^2 / 8 = 6,01(4)^2 / 8 = \mathbf{12,18 \text{ KN.m}}$$

Travée 2-3 : $L=3,9 \text{ m}$

$$M_{02} = q_u L^2 / 8 = 6,09 (3,9)^2 / 8 = \mathbf{11.58 \text{ KN.m}}$$

Travée 3-4 : $L=4\text{m}$

$$M_{03} = q_u L^2 / 8 = 6,01(4)^2 / 8 = \mathbf{12,18 \text{ KN.m}}$$

Travée 4-5 : $L=4\text{m}$

$$M_{04} = q_u L^2 / 8 = 6,01(4)^2 / 8 = \mathbf{12,18 \text{ KN.m}}$$

Travée 5-6: $L=4\text{m}$

$$M_{05} = q_u L^2 / 8 = 6,01(4)^2 / 8 = \mathbf{12,18 \text{ KN.m}}$$

Travée 6-7: $L=3,9\text{m}$

$$M_{06} = q_u L^2 / 8 = 6,09 (3,9)^2 / 8 = \mathbf{11.58 \text{ KN.m}}$$

Travée 7-8: $L=4\text{m}$

$$M_{07} = q_u L^2 / 8 = 6,01(4)^2 / 8 = \mathbf{12,18 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0,2 M_{01} = 0,2 \times 12,18 = \mathbf{2.436 \text{ KN.}}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 12,18 = \mathbf{6,09 \text{ KN.m}}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 12,18 = \mathbf{4,87 \text{ KN.m}}$$

$$M4 = 0,4 \max (M03; M04) = 0,4 \times 12.18 = \mathbf{4,87 \text{ KN.m}}$$

$$M5 = 0,4 \max (M04; M05) = 0,4 \times 12.18 = \mathbf{4,87 \text{ KN.m}}$$

$$M6 = 0,4 \max (M05; M06) = 0,4 \times 12.18 = \mathbf{4,87 \text{ KN.m}}$$

$$M7 = 0,5 \max (M06; M07) = 0,5 \times 12.18 = \mathbf{6,09 \text{ KN.m}}$$

$$M8 = 0,2M01 = 0,2 \times 12.18 = \mathbf{2.436 \text{ KN.}}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

• **Travée de rive 1-2 :**

$$M_{t1-2} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_{01}$$

$$M_{t1-2} = 0.622 \times 12.18 = \mathbf{7.58 \text{ KN. M}}$$

$$M_{t1-2} + \frac{M1 + M2}{2} \geq M_{01}$$

$$M_{t1-2} + \frac{2.436 + 6.09}{2} \geq \mathbf{12.18}$$

$$M_{t1-2} = \mathbf{5.48 \text{ KN.m}}$$

On prend le max $M_{t1-2} = \mathbf{7.58 \text{ KN. m}}$

• **Travée intermédiaire 2-3:**

$$M_{t2-3} \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{02}$$

$$M_{t2-3} = 0.522 \times 11.58 = \mathbf{6.04 \text{ KN. M}}$$

$$M_{t2-3} + \frac{M2 + M3}{2} \geq M_{02}$$

$$M_{t2-3} + \frac{6.09 + 4.87}{2} \geq \mathbf{11.58}$$

$$M_{t2-3} = \mathbf{5,48 \text{ KN.m}}$$

On prend le max $M_{t2-3} = \mathbf{6,04 \text{ KN.m}}$

• **Travée intermédiaire 3-4:**

$$M_{t3-4} \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{03}$$

$$M_{t3-4} = 0.522 \times 12.18 = \mathbf{6.36 \text{ KN. M}}$$

$$M_{t3-4} + \frac{M3 + M4}{2} \geq M_{03}$$

$$M_{t3-4} + \frac{4.87 + 4.87}{2} \geq \mathbf{12.18}$$

$$M_{t3-4} = \mathbf{4,87 \text{ KN.m}}$$

On prend le max $M_{t3-4} = \mathbf{6,36 \text{ KN.m}}$

- **Travée intermédiaire 4-5 :**

$$M_{t4-5} \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{04}$$

$$M_{t4-5} = 0.522 \times 12.18 = \mathbf{6.36 \text{ KN.M}}$$

$$M_{t4-5} + \frac{M4 + M5}{2} \geq M_{04}$$

$$M_{t4-5} + \frac{4.87 + 4.87}{2} \geq \mathbf{12.18}$$

$$M_{t4-5} = \mathbf{4,87 \text{ KN.m}}$$

On prend le max $M_{t4-5} = \mathbf{6,36 \text{ KN.m}}$

- **Travée intermédiaire 5-6:**

$$M_{t5-6} \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{05}$$

$$M_{t5-6} = 0.522 \times 12.18 = \mathbf{6.36 \text{ KN.M}}$$

$$M_{t5-6} + \frac{M5 + M6}{2} \geq M_{05}$$

$$M_{t5-6} + \frac{4.87 + 4.87}{2} \geq \mathbf{12.18}$$

$$M_{t5-6} = \mathbf{4,87 \text{ KN.m}}$$

On prend le max $M_{t5-6} = \mathbf{6,36 \text{ KN.m}}$

- **Travée intermédiaire 6-7:**

$$M_{t6-7} \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{06}$$

$$M_{t6-7} = 0.522 \times 11.58 = \mathbf{6.04 \text{ KN.M}}$$

$$M_{t6-7} + \frac{M5 + M6}{2} \geq M_{06}$$

$$M_{t6-7} + \frac{4.87 + 6.09}{2} \geq \mathbf{11.58}$$

$$M_{t6-7}=5,48 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t6-7} = 6,04 \text{ KN. M}$

• **Travée de rive 7-8 :**

$$M_{t7-8} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_{07}$$

$$M_{t7-8} = 0.622 \times 12.18 = 7.58 \text{ KN. M}$$

$$M_{t7-8} + \frac{M7 + M8}{2} \geq M_{07}$$

$$M_{t7-8} + \frac{6.09 + 2.436}{2} \geq 12.18$$

$$M_{t5-6} = 4,26 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t7-8} = 7,58 \text{ KN. m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les différentes travées

Tab III.5 : Résultats de (M.T) travée type 01

Travée	(1 ; 2) L=4m	(2 ; 3) L=3.9m	(3 ; 4) L=4m	(4 ; 5) L=4m	(5 ; 6) L=4m	(6 ; 7) L=3.9m	(7 ; 8) L=4m
Me (KN. m)	2,436	6,09	4,87	4,87	4,87	4,87	6,09
Mw (KN. m)	6,09	4,87	4,87	4,87	4,87	6,09	2,436
Tw (KN)	13,09	11,56	12,18	12,18	12,18	12,18	11,26
Te (KN)	-11,26	-12,18	-12,18	-12,18	-12,18	-11,56	-13,09
Mt (KN. m)	7,58	6,04	6,36	6,36	6,36	6,04	7,58

❖ DIAGRAMME DES MOMENTS FLÉCHISSANT ET DES EFFORTS TRANCHANT :

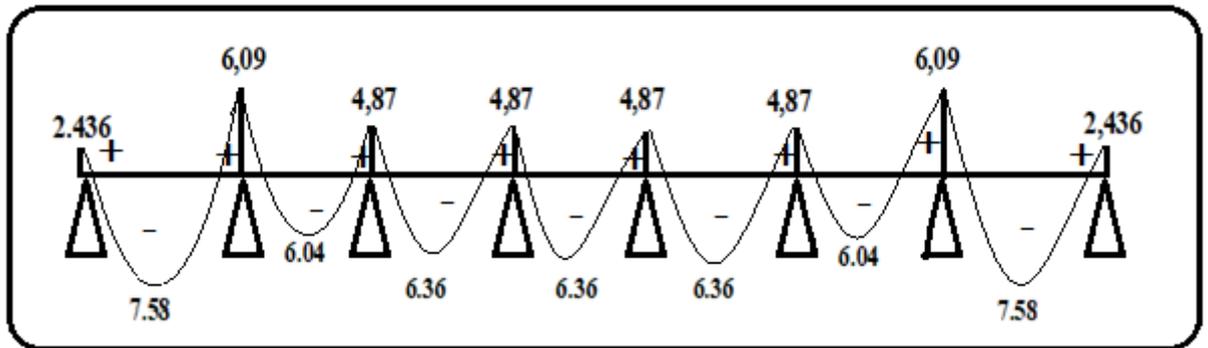


Fig III.24 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 01 (KN.m)

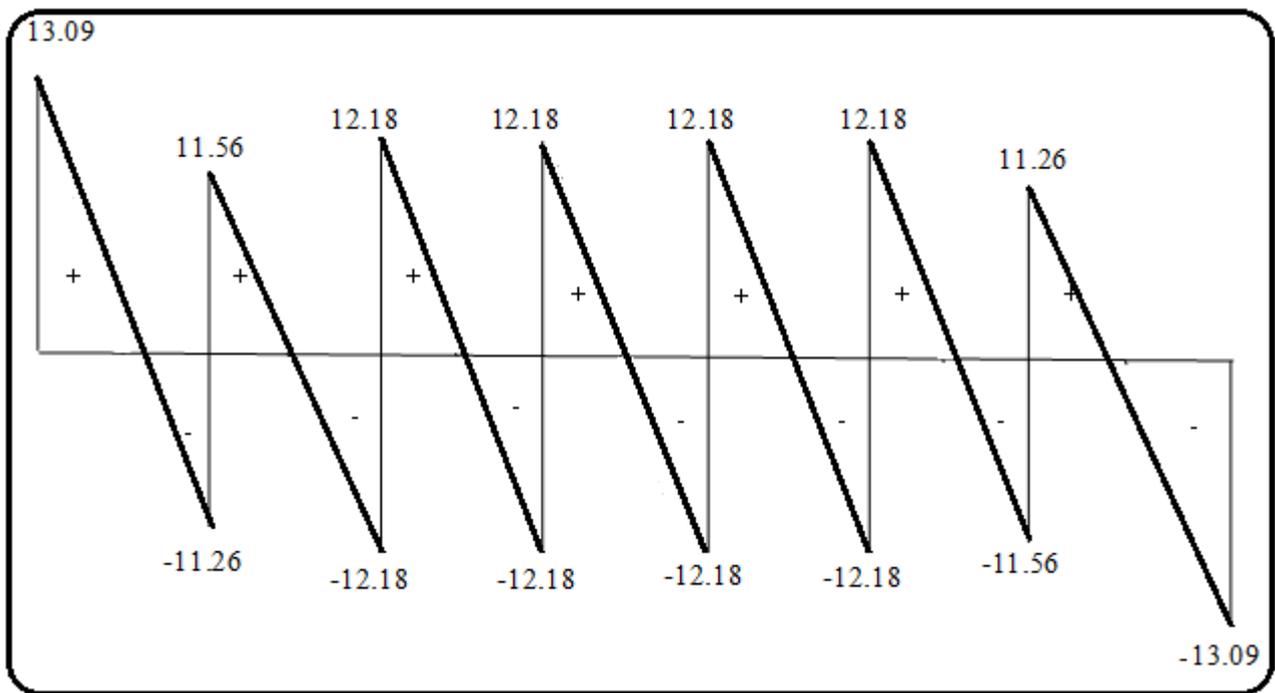


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle 01

les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les différentes travées à ELS

Tab III.6 : Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.S)

Travée	(1 ; 2) L=4m	(2 ; 3) L=3.9m	(3 ; 4) L=4m	(4 ; 5) L=4m	(5 ; 6) L=4m	(6 ; 7) L=3.9m	(7 ; 8) L=4m
Me (KN. m)	1.776	4.44	3.55	3.55	3.55	3.55	4.44
Mw (KN. m)	4.44	3.55	3.55	3.55	3.55	4.44	1.776
Tw (KN)	9.55	8.43	8.88	8.88	8.88	8.88	8.21
Te (KN)	-8.21	-8.88	-8.88	-8.88	-8.88	-8.43	-9.55
Mt (KN. m)	5.52	4.41	4.64	4.64	4.64	4.41	5.52

▪ **CALCUL DE LA POUTRELLE 02 à L'ELU :**

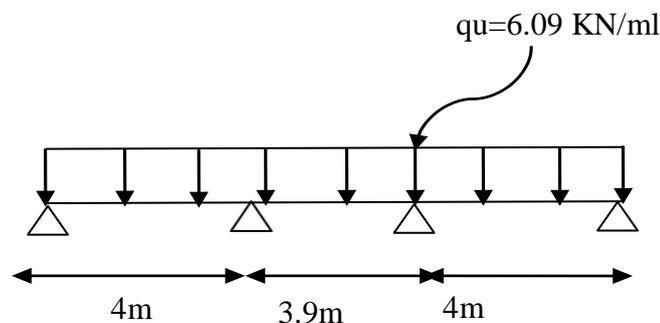


Figure III.25 Schéma statique de la poutrelle 02.

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

➤ **Travée 1-2 : L=4m**

$$M_{01} = quL^2/8 = 6,09(4)^2/8 = 12,18 \text{ KN.ml}$$

Travée 2-3 : L=3,9m

$$M_{02} = quL^2/8 = 6,09(3,9)^2/8 = 11,58 \text{ KN.ml}$$

Travée 3-4 : L=4m

$$M_{03} = quL^2/8 = 6,09(4)^2/8 = 12,18 \text{ KN.ml}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0,2M_{01} = 0,2 \times 12,18 = 2,436 \text{ KN.}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 12,18 = 6,09 \text{ KN.m}$$

$$M3 = 0,5 \max (M02; M03) = 0,5 \times 12,18 = \mathbf{6,09 \text{ KN.m}}$$

$$M4 = 0,2 \max (M03; M04) = 0,2 \times 12,18 = \mathbf{2,436 \text{ KN}}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

• **Travée de rive 1-2 :**

$$M_{t1-2} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_{01}$$

$$M_{t1-2} = 0.622 \times 12.18 = \mathbf{7.58 \text{ KN.M}}$$

$$M_{t1-2} + \frac{M1 + M2}{2} \geq M_{01}$$

$$M_{t1-2} + \frac{2.436 + 6.09}{2} \geq \mathbf{12.18}$$

$$M_{t1-2} = \mathbf{4.26 \text{ KN.m}}$$

On prend le max $M_{t1-2} = \mathbf{7.58 \text{ KN. m}}$

• **Travée intermédiaire 2-3:**

$$M_{t2-3} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_{02}$$

$$M_{t2-3} = 0.522 \times 11.58 = \mathbf{6.05 \text{ KN.M}}$$

$$M_{t2-3} + \frac{M2 + M3}{2} \geq M_{02}$$

$$M_{t2-3} + \frac{6.09 + 6.09}{2} \geq \mathbf{11.58}$$

$$M_{t2-3} = \mathbf{6.09 \text{ KN.m}}$$

On prend le max $M_{t2-3} = \mathbf{6.09 \text{ KN.m}}$

• **Travée de rive 3-4:**

$$M_{t3-4} \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_{03}$$

$$M_{t3-4} = 0.622 \times 12.18 = \mathbf{7.58 \text{ KN.M}}$$

$$M_{t3-4} + \frac{M3 + M4}{2} \geq M_{03}$$

$$M_{t3-4} + \frac{6.09 + 2.436}{2} \geq \mathbf{12.18}$$

$$Mt_{3-4} = 4,26 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{3-4} = 7.58 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \times L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u \times L$$

les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les différentes travées à **ELU et ELS**

Tab III.7 : Les sollicitations de M et T type 02 à ELU et ELS

Les sollicitations de M et T type 02 à ELU

Travée	(1 ; 2) L=4m	(2 ; 3) L=3.9m	(3 ; 4) L=4m
M_e (KN. m)	2,436	6.09	6.09
M_w (KN. m)	6.09	6.09	2,436
T_w (KN)	13.09	11.87	11.26
T_e (KN)	-11.26	-11.87	-13.09
M_t (KN. m)	7.57	6.09	7.57

Les sollicitations de M et T type 02 à ELS

Travée	(1 ; 2) L=4m	(2 ; 3) L=3.9m	(3 ; 4) L=4m
M_e (KN. m)	1.776	4.44	4.44
M_w (KN. m)	4.44	4.44	1.776
T_w (KN)	9.55	8.66	8.21
T_e (KN)	-8.21	-8.66	-9.55
M_t (KN. m)	5.52	4.41	5.52

❖ DIAGRAMME DES MOMENTS FLÉCHISSANT ET DES EFFORTS TRANCHANT :

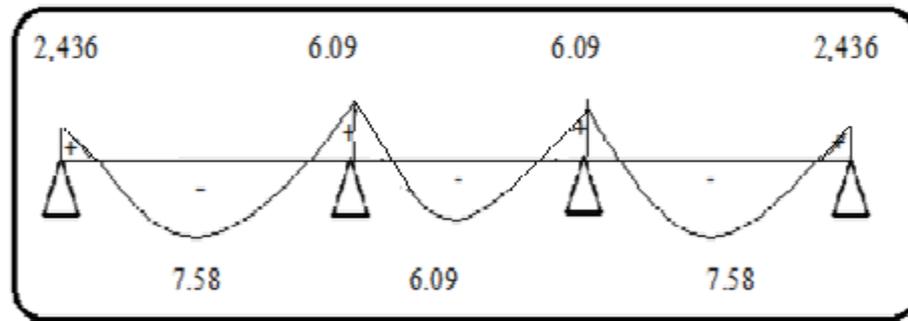


Fig III.26 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 02

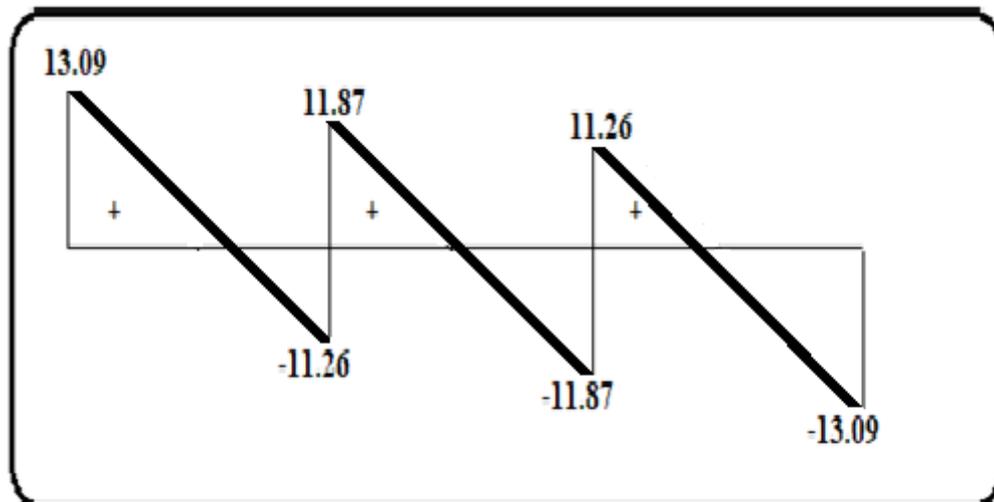


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle 02

C) FERRAILLAGE à L'ELU :

Les efforts maximaux sur appuis et en travée avec l'effort tranchant résultant sur le tableau suivant sont :

Tab III.8 : Les sollicitations maximales de la poutrelle

ELU			ELS		
M_a^{\max} [KN/ml]	M_t^{\max} [KN/ml]	T_{\max} [KN]	M_a^{\max} [KN/ml]	M_t^{\max} [KN/ml]	T_{\max} [KN]
6.09	7.58	13.09	4.44	5.52	9.55

III.4.2.6 Ferrailage des poutrelles à E.L.U

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du **BEAL91**.

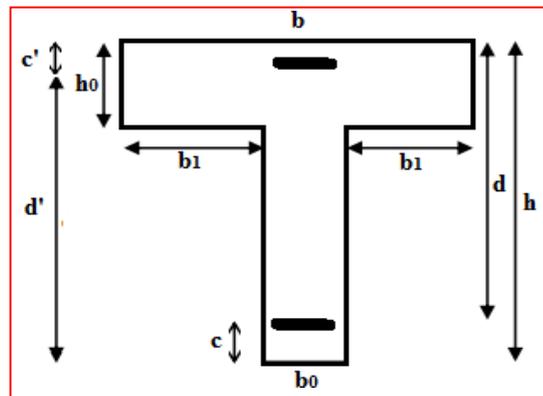


Fig III.27 : Section de la poutrelle

Tab III.9 : Représentation des données.

Caractéristiques géométriques de la section						Caractéristiques des matériaux				
b	b ₀	h	h ₀	d=d'	c = c'	f _{c28}	f _e	f _{t28}	f _{su}	f _{bu}
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[MPa]
65	12	20	4	18	2	25	400	2.1	348	14.17

1) Armatures longitudinale :

• En travée :

Moment est équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

- Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).
- Si $M_u > M_{tu}$ L'axe neutre passe par la nervur, on calcule une section en T.

$$M_{tu} = 650 \times 40 \times 14,17 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 58,95 \text{ KN. m} > M_u = 7.58 \text{ KN. m}$$

Nous avons : $M_{tu} < M_{tab}$

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

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

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

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

Tab III.10. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	A	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
58,95	0,025	Oui	0	0,032	178	Oui	10‰	348	1,968

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.58 \times 10^3}{0.65 \times 180^2 \times 14.17} = 0.025$$

$$\mu_{bu} = 0.025 < \mu_{lu} = 0.392 \quad \text{Pivot A} \quad S_s = 10\%$$

➤ La section est simplement armée (SSA) Donc la section ne besoin pas d'acier comprimés $A's = 0$.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = \mathbf{0.032}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z_b = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.032) = \mathbf{0.178 \text{ m}}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{7.58 \times 10^6}{178 \times 348} = \mathbf{1.22 \text{ cm}^2} \quad \text{On opte pour } \mathbf{3HA10}$$

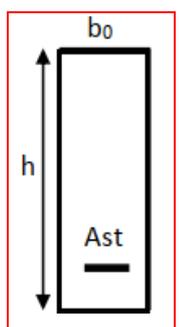
$$\mathbf{At = 2.36 \text{ cm}^2.}$$

Aux appuis

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de $(12 \times 20) \text{ cm}^2$.

a $\mathbf{M^{\max} = 6.09 \text{ KN.m}}$

$$\mu_{bu} = \frac{6.09 \times 10^3}{0.12 \times 180^2 \times 14.17} = \mathbf{0.111}$$



$$\mu_{bu} = 0.111 < \mu_{lu} = 0.392 \quad \text{Pivot "A " } \quad S_s = 10\%$$

La section est simplement armée (SSA) .la section ne besoin pas d'acier Comprimés $A's = 0$.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.111}) = \mathbf{0.117}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z_b = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.117) = \mathbf{0.172 \text{ m}}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{6.09 \times 10^6}{172 \times 348} = \mathbf{1.02 \text{ cm}^2}$$

On opte pour **2HA10**

($A_t = 1.57\text{cm}^2$) .

2) Armatures transversales [BEAL 91/99 (Art A.7.2.2)]

➤ Diamètre des armatures :

• Selon le BAEL 91:

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj}^* \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{et } f_{tj}^* = \min \{f_{tj}; 3,3 \cdot \text{MPa}\} \\ S_t \leq \min \{0,9 \cdot d; 40 \text{cm}\} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_U}{2}; 0,40 \text{ Mpa} \right) \end{array} \right.$$

• Selon le RPA 99 (version 2003):

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

$$\begin{aligned} \text{Avec : } \phi_l &\leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) \\ &= \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 10 = 0,571 \text{cm} \end{aligned}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \min (6; 15; 15) = 5,71 \text{mm}. \text{ On adopte } \phi_l = 6 \text{mm} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{cm}^2$$

➤ Espacement des armatures : [BAEL91/99(Art A.5.1.22)]

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \min (6; 15; 15) = 5,71 \text{mm}. \text{ On adopte } \phi_l = 6 \text{mm} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{cm}^2$$

$$\text{Selon le BAEL91 : } \left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,029 \\ S_t \leq 16,20 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,027 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99 [2] : } \left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,045 \\ S_t \leq 5.30 \text{ cm} \\ S_t \leq 11 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,045 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,045} = 12,44 \text{ cm}$$

on prend **St=15cm**

III.4.2.6.1 Vérification à l'ELU :

A Condition non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} \quad [\text{BAEL 91 (Art : A.4.2, 1)}]$$

$$A_s^{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 200 * 180 * 2,1 / 400 = 0,43 \text{ cm}^2$$

1) En travée :

$$A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

2) Aux appuis :

$$A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ Vérification au cisaillement

Pour une fissuration peu nuisible : [BAEL 91 mod 99 (Art.5.1,2)]

V_u : Effort tranchant à l'ELU avec : $V_u = T_{u \max} = 13.09 \text{ KN}$.

b : Largeur de la bande considérée.

d : Hauteur utile de la section.

$$\tau_u = \frac{13.09 \times 10^3}{120 \times 180} \times 0,61 = 0,36 \text{ Mpa} < \tau = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Condition vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres**

➤ **En travée :**

Il est nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier. Pour cela le

BAEL (A-6-2-3) exige que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi s \times f_{t28} \quad \text{avec:} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot \pi \cdot 1 = 9.42 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.09}{0.9 \times 180 \times 9.42} = 0.86 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.86 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **En appuis :**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times \pi \times 1 = 6.28 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.09 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 6.28} = 1.3 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

Ancrage des barres

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « l_s »

[BAEL91mod99(Art.6.1.2)]

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27$$

Les règles de **BAEL** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normalest assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à **0.4**× l_s pour les aciers **H.A.**

$$l_c = 0,4 \times l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm.}$$

[BAEL91 (Art A.6.253)

⇒ Soit $l_c = 15 \text{ cm.}$

III.4.2.6.2 Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton :

[(BAEL 91mod 99(Art4.5.2)]

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

1) **En travée :**

• **Position de l'axe neutre :**

[(BAEL 91(Art:L.III.3)]

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A_s \times (d - h_0)$$

$$H = \frac{0.12 \times 0.04_0^2}{2} - 15 \times 2.36 \times (0.18 - 0.04) = -4.93 \text{ cm}^2 \leq 0$$

$$H = -4,93 \times 10^{-4} \text{ m} < 0$$

L'axe neutre passe par la nervure.

$$b \frac{y^2}{2} + 15A_s \cdot y - 15A_s \cdot d = 0$$

$$32,5 y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$\Delta = 35,4^2 - 4 \times 32,5 \times (-637,2) = 84089,16$$

$$y = \frac{-35,4 + \sqrt{84089,16}}{2 \times 32,5} = 3,91 \text{ cm}$$

La solution de l'équation est : $y = 3,91 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times (3,92)^3 + 15 \times 2,36 \times (18 - 3,91)^2 = 8323,05 \text{ cm}^4$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \times Y$$

$$\sigma_b = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot Y = \frac{5,52 \times 10^3}{8323,05} \times 3,91 = 2,6 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots (CV)$$

- 2) **En Appuis :**

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times Y - 15 \times A d = 0$$

$$6y^2 + 23,55 \times Y - 423,9 = 0$$

La solution de l'équation est : $y = 6,67 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times Y^3 + 15 \times A_s (d - Y)^2$$

$$I = \frac{12}{3} \times 6.67^3 + 15 \times 1.57(18 - 6.67)^2$$

$$I = 4210. \text{cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{4.44 \times 1000}{4210.05} = 1.05 \text{MPa/cm}$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \times Y = 1.05 \times 6.67 = 7.03 \text{Mpa}$$

$$\sigma_b = 7.03 \text{ Mpa} < \sigma_b \quad 15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = N \times K \times (d - Y) \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

- 1) **En travée :**

$$15 \times 0.66 \times (18 - 3.91) = 139.5 \text{MPa} < 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

- 2) **En Appuis :**

$$15 \times 1.05 \times (18 - 6.67) = 178 ; 45 \text{MPa} < 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

[BAEL 91(Art A.5.34)] La

fissuration, dans les poutres est considérée comme peu nuisible cette vérification n'est pas nécessaire.

Vérification de la flèche

[BAEL 91 mod 99 (Art. B.6.5, 2)]

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

$$1)- \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad ;$$

$$2)- \quad \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \quad ;$$

$$3)- \quad \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : h : la hauteur de la poutre.

L : longueur max entre nus d'appuis. M_t : moment max en travée.

M_0 : valeur maximum de moment en travée. A : section des armatures.

b : longueur de la section.

d : hauteur utile de la section droite

$$1)- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \text{ ----- } \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{10} \times \frac{5.52}{10 \times 12.18} = 0.45 \quad (c. n. v)$$

$$2)- \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \text{ - - - - - } 0.05 \geq 0.0625 \quad (c. n. v)$$

$$3)- \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e} \text{ ----- } \frac{2.39}{12 \times 18} = 0.0109 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de procéder à un calcul de flèche.

➤ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h_0 \times (h - \frac{h_0}{2}) + b_0 (h - h_0) \times (\frac{h - h_0}{2}) + 15 \times A \times (h - 2 - \frac{\phi}{2})}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + 15 \times A}$$

$$V_1 = \frac{65 \times 4 \times 18 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 2.36 \times 13}{64 \times 4 + 16 \times 12 + 15 \times 2.36} = 13.7 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 13.7 = 6.3 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section totale rendue homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h_0^3}{12} + b \times h_0 (V_2 - \frac{h_0}{2})^2 + \frac{b_0 \times (h - h_0)^3}{12} + b_0 \times (h - h_0) \times \left[V_1 - \frac{(h - h_0)}{2} \right]^2 + 15 \times A (V_2 - 2 - \frac{1}{2})^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 4^3}{12} + 65 \times 4 \times (6.3 - 2)^2 + \frac{12 \times 16^3}{12} + 12 \times 16 \times [13.7 - 8]^2 + 15 \times 2.36 \times (6.3 - 2.5)^2$$

$$I_0 = 15622.67 \text{ cm}^4$$

➤ **Evaluation des charges :**

- Charge de faible durée $qi = \frac{Q}{2} \times b = 1.75 \times 0.65 = 1.14 \text{ KN/ml}$
- Charge de longue durée : $qv = G + \frac{Q}{2} \times b = (5.10 + 1.75) \times 0.65 = 4.45 \text{ KN/ml}$

➤ **Calculs des moments :**

- Moment dû à la charge instantanée : $Mi = \frac{Ms \times Qi}{Ps} = (1.14 \times 4.44) \div 4.44 = 1.14 \text{ KN.m}$
- Moment dû à la charge différée : $Mv = \frac{Ms \times Qv}{Ps} = (4.44 \times 3.45) \div 4.44 = 3.45 \text{ KN.m}$

➤ **Contraintes de traction dans les armatures**

$$Ki = \frac{Mi}{Io} = \frac{1.14 \times 1000}{15622.67} = 0.073 \text{ MPa/Cm}$$

$$Kv = \frac{Mv}{Io} = \frac{3.45 \times 1000}{15622.67} = 0.22 \text{ MPa/Cm}$$

▪ **Charge instantanée :**

$$\sigma_{si} = 15 \times Ki \times (d - Y) = 15 \times 0.073 \times (18 - 13.7) = 4.71 \text{ Mpa}$$

▪ **Charge différée :**

$$\sigma_{sv} = 15 \times Kv \times (d - Yv) = 15 \times 0.22 \times (18 - 6.3) = 38.61 \text{ Mpa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ Mpa. } E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ Mpa.}$$

➤ **Evaluation des flèches**

- Flèches due aux charges instantanées :

$$\rho = \frac{A_s}{d \times b_0} = \frac{3,39}{19 \times 15} = 0,012$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + f_{t28}}$$

$$= 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 4,71 + 2,1} = -0,59 < 0$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})}$$

$$= \frac{0,05 \times 2,1}{0,0109 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})}$$

$$= 3,77$$

- L'inertie fissurée vaut :

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} = \frac{1,1 \times 15622,67}{1 + 3,77 \times 0,59} = 6106,3 \text{ cm}^4$$

- Flèche maximal de travée :

$$f_i = \frac{ML^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{4,44 \times 4,00^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 6106,3} = 0,36 \text{ cm}$$

- Flèches dues aux charges de longue durée :

$$\mu_v = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sv} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 38.61 + 2.1} = 0.033$$

- **L'inertie fissurée :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_v} = \frac{1.1 \times 15622.67}{3.77 \times 0.033} = 15283.52 \text{ cm}^4$$

- **Flèche Maximale de la travée :**

$$f_v = \frac{4.44 \times 10^7 \times 4.00^2}{10 \times 10818.87 \times 15283.52} = 0.43 \text{ cm}$$

- **Vérification de la flèche admissible :**

$$\Delta f_{total} = f_v - f_i = 0.43 - 0.366 = 0.07 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

$$f_{adm} > \Delta f_{total} \cdot cv$$

III.5 Le ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ Section minimale des armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} > \frac{200}{f_e} \quad [cm^2/ml] \quad \text{si } l \leq 50cm$$

$$A_{\perp} > \frac{4 \times l}{f_e} \quad [cm^2/ml] \quad \text{si } 50 cm \leq l \leq 80 cm \quad [CBA93/art : (B. 6. 8. 4. 2. 3)]$$

Avec :

l : l'espacement entre l'axe des nervures : $l = 0,65 m$; $f_e = 235 Mpa$

$$A_{\perp} > \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \quad [cm^2/ml] \quad \text{si } 50 cm \leq l = 65 cm \leq 80 cm$$

On adopte : $A_{\perp} = 5 \square 6 = 1,41 cm^2/ml$ avec un espacement $S_t = 20cm$.

➤ Section minimale des armatures parallèles aux nervures :

$$\frac{A}{2}$$

$$A// \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad A// \geq \frac{1.41}{2} = 0.7 cm^2/ml$$

On adopte : $A// = 3 \square 6 = 0,85 cm^2/ml$ avec un espacement $S_t = 33cm$.

Conclusion

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

➤ Armatures principales :

- En travée : $A_t = 3HA10 = 2.36 cm^2$
- Aux appuis : $A_a = 2HA10 = 1.57 cm^2$

➤ Armatures transversales :

$\phi \square_t 6mm \square A \square_t 0.57 cm^2$ avec un espacement $S_t = 15cm$.

- **Dalle de compression :**
- **armatures perpendiculaires :** $A_{\perp} = 5 \square 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$. avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.
- **armatures parallèles :** $A_{//} = 3 \square 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$. avec un espacement $S_t = 33 \text{ cm}$.

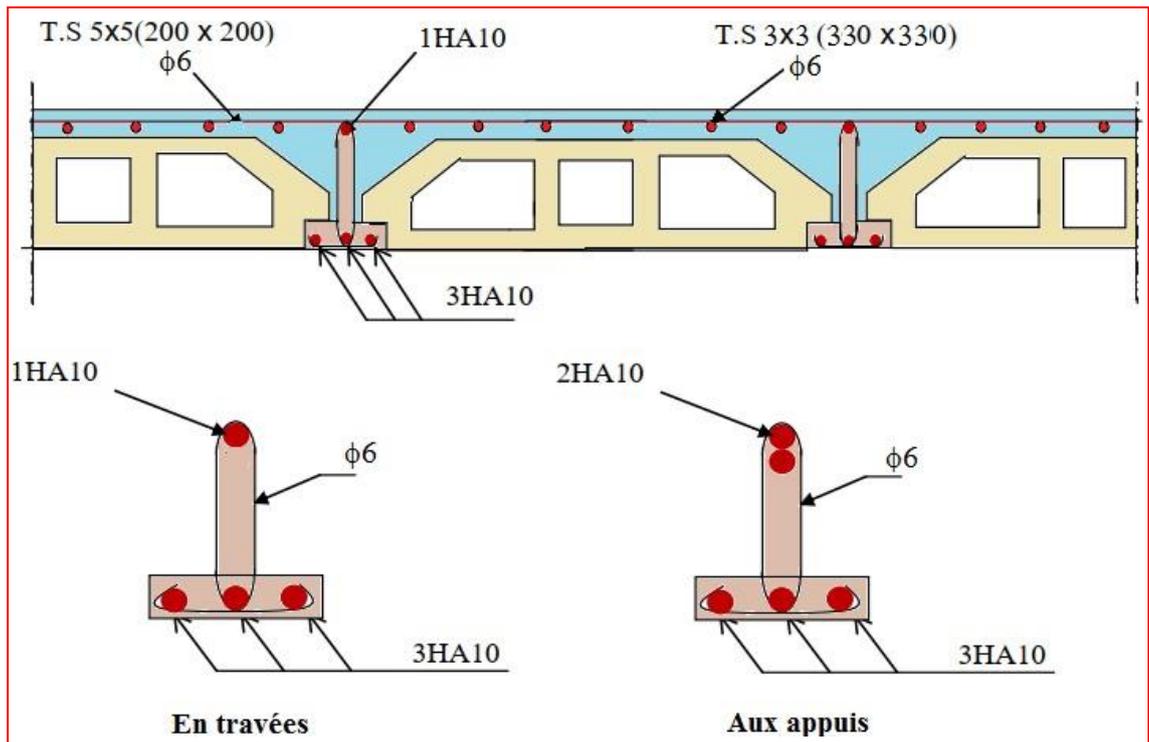


Fig III.28 : schéma de ferrailage de plancher

III.6 Les balcons

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon qui repose sur quatre appuis, il se calcule comme une dalle pleine.

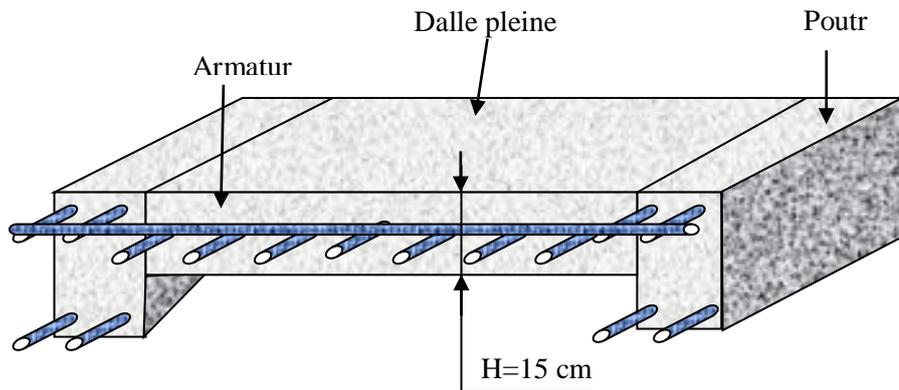


Fig III.29 :Dalle pleine (balcon).

III.6.1 Calcul :

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,30m.

-Pré dimensionnement :

$$\text{Epaisseur de la dalle : } e_p \geq \frac{1.2}{10}$$

$$\text{Donc : } e_p = \frac{120}{10} = 12\text{cm. On prend } e_p = 15\text{cm}$$

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur intérieur.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

-Evaluation des charges :

- Charge permanente : $G = 6,61 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$
 - Charge concentrée "F": (Poids du mur) $F = 1.30 \text{ kN/m}^2$

- Moment dû à la main courante : $M = 1 \text{ KN.m}$.

-Schéma statique :

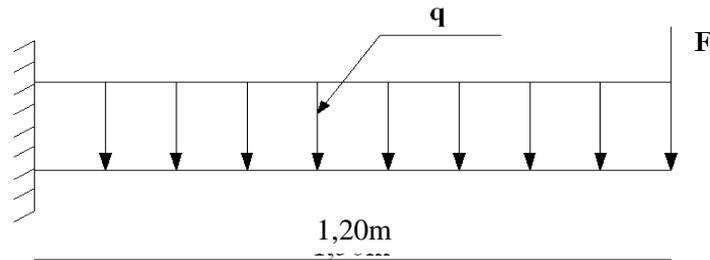


Fig III.30 : Schéma statique de balcon.

-Combinaison des charges :

Les charges sont représentées par tableau suivant :

Tab III. 11: Combinaison des charges

$G_1 = 6.61 \text{ KN/m}^2$	$M_{G_1} = G_1 \times (L^2/2) \times 1 = 4.76 \text{ KN.m}$
$Q_1 = 3,50 \text{ KN/m}^2$	$M_{Q_1} = Q_1 \times (L^2/2) \times 1 = 2.52 \text{ KN.m}$
$G_2 = 1.30 \text{ KN/m}^2$	$M_{G_2} = G_2 \times L \times H \times 1 = 2.5 \text{ KN.m}$
$Q_2 = 1,00 \text{ KN/m}$	$M_{Q_2} = Q_2 \times H \times 1 = 1,00 \text{ KN.m}$

-Les efforts tranchants :

$$T_u = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \times L + 1,35G_2$$

$$T_{ser} = (G_1 + Q_1) \times L + G_2$$

-Les moments fléchissant :

$$M_u = 1,35(M_{G_1} + M_{G_2}) + 1,5(M_{Q_1} + M_{Q_2})$$

$$M_{ser} = (M_{G_1} + M_{G_2}) + (M_{Q_1} + M_{Q_2})$$

Tab III.12: Les efforts tranchants Les moments fléchissant

	ELU	ELS
T	18.76KN	13.43 KN
M	15.08 KN.m	10.78 KN.m

II.5.6.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m récapituler dans le tableau III.12.

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=h-2=13\text{cm}$;
 $f_e=400\text{MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{15,08 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,13)^2 \cdot 14,17} = 0,0629$$

$$\mu_{bu} = 0,0629 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot (A)}$$

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15,08}{10,78} = 1,4$$

$$\mu_{lu} = (0,3367 \times 1,4) - 0,1711 = 0,300$$

$$\mu_{bu} = 0,0629 < \mu_{lu} = 0,300$$

Donc $\rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0629}) = 0,081$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,13(1 - 0,4 \times 0,081) = 0,126 \text{ m}$$

$$Z = 12,6 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,0629 < 0,186\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

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

Section d'armature tendue :

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{15,08 \times 10^{-3}}{348 \times 0,126} = 3,44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_s \geq A_{min} = \max\left(\frac{100 \times 15}{1000} ; \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400}\right) \Rightarrow A_{min} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,44 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,56 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On choisit : **A = 4T12 = 4,53 cm²**

Espacement :

$$St \leq \min(3h.33cm) = \min(3 \times 15; 33) = 33cm$$

On prend $St = 25 \text{ cm}$

Section d'armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,53}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend $5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$St \leq \text{Min}(4h.45cm) = \min(4 \times 15 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$Vu = Tu = 18.76 \text{ KN}$$

Valeur de la contrainte tangentielle τ_u :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{18.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,14 \text{ MPa}$$

Valeur limite de la contrainte tangentielle :

La fissuration est préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min\{0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Etat Limite de Service :

$$M_{ser} = 10,78 \text{ KN.m}; A_s = 4,53 \text{ cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable

Position de l'axe neutre :

Equation s'écrit :

$$by^2 + 30(A_s + A')y - 30(d.A_s + d'.A') = 0 \quad \text{Solution : } y = 3,7 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s(d - y)^2 + A'(y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 3,7^3}{3} + 15 \times [4,52(13 - 3,7)^2] = 7565,43 \text{ cm}^2 = 7,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10.78 \times 10^3}{7,5 \cdot 10^{-5}} = 143.7$$

Calcul des contraintes :

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K \cdot y = 143.7 \times 0.03.7 = \mathbf{5,32MPa}$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d - y) = 15 \times 143.7 \times (13 - 3,7) = 200.46 \text{ MPa}$$

Vérifications :

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = 5.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 200.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 200.46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

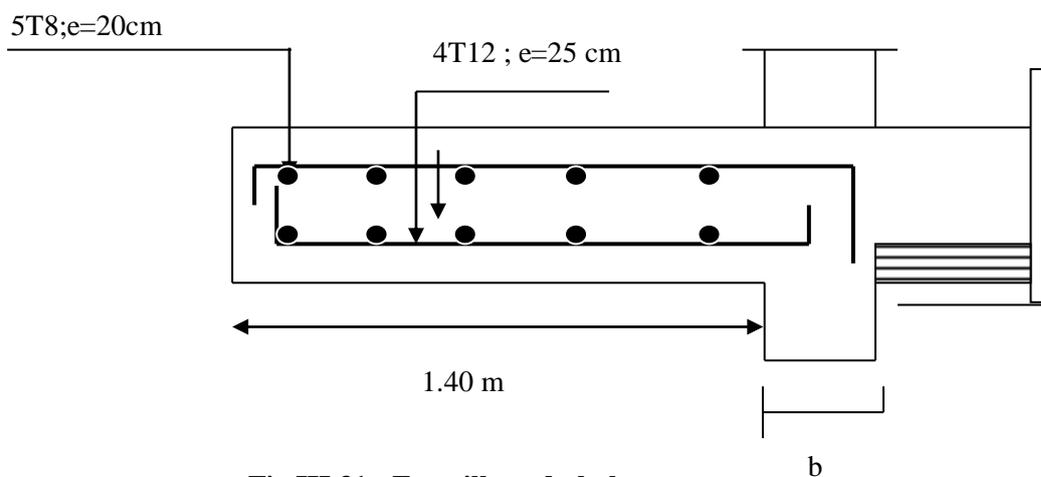


Fig III.31 : Ferrailage du balcon.

III.7 Etude de la dalle machine voir (II.2.2.)

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.

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

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{170}{50} \leq e \leq \frac{2.05}{40}$$

$$3,40cm \leq e \leq 5,12cm$$

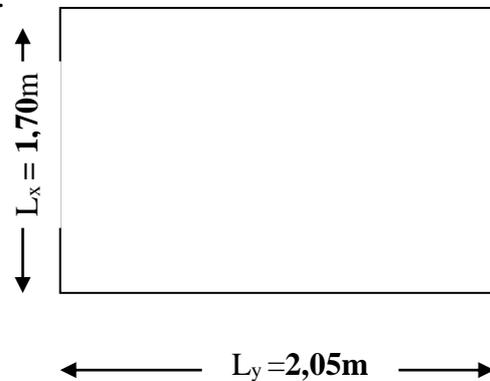


Fig III.32:schéma statique de la dalle de la salle machine

b. Soit : $ht = 15 \text{ cm}$.

II.5.7.1 Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanentes

- Poids de la dalle machine supportée..... $50kN/m^2$
- Poids propre de la dalle..... $0,15 \times 25 = 3,75kN/m^2$

$$G = 53,75kN/m^2$$

b. Surcharge d'exploitation

$$Q = 1kN/m^2$$

III.7.2 Combinaison des charges

$$E.L.U \quad q_u = 1,35G + 1,5Q = 74,0625 \text{ kN/m}^2$$

$$E.L.S \quad q_{ser} = G + Q = 54,75 \text{ kN/m}^2$$

III.7.3 Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de « ρ »

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{2,05} = 0,83 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

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

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0531 \Rightarrow M_x = 11,37 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,649 \Rightarrow M_y = 7,38 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, nous obtenons les moments suivants :

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 9,66 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,27 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 3,41 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 2,214 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax} ; M_{ay}) = 3,41 \text{ kNm}$$

III.7.4 Ferrailage de la dalle machine

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :
 Pour une bande de $1m$, nous aurons une section $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

Ferrailage en travée

a. Dans le sens « L_x »

On a: $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0,9h=13,50\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Avec : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$

$$\mu = \frac{9,66 \cdot 10}{14,17 \cdot 100 \cdot 13,5^2} = 0,0375$$

$\mu < 0,186$ Pivot(A) $\varepsilon_{bu} = 10\text{‰}$ et alors $A' = 0$ pas d'Acier comprimées

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

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 2,27\text{cm}^2$$

$$4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$Esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$S_t = 25\text{cm}$$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tab.III.13. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

$M_{tx}(kNm)$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
9,66	0,0086	0	0,048	13,240	2,27	4HA10	3,14

b. Dans le sens « L_y »

Nous aurons : $b=100\text{cm}$; $h=0.9*h=13,5\text{cm}$; $d=d_x-\phi_x=12,5\text{cm}$;
 $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 1,46\text{cm}^2$$

4 HA8/ml = 2,01 cm² avec un espacement **St = 25 cm**

Tab.III.14. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

$M_{ly}(\text{kNm})$	M	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
6,27	0,028	0	0,036	12,32	1,46	4HA8	2,01

Ferrailage sur appuis

Nous aurons : $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$;
 $\sigma_s=348\text{MPa}$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 0,73\text{cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml = 2.01 cm²**

Espacement

St=25cm

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{4} = 25\text{cm} \prec \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ \frac{100}{4} = 25\text{cm} \prec \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sens } y - y) & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \end{cases}$$

Tab III.15. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

$M_a(\text{kNm})$	M	$A'_s(\text{cm}^2)$	A	$Z(\text{cm})$	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
3,41	0,013	0	0,017	13,4	0,73	4HA8	2,01

III.7.5 Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 57,75 \text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 41,97 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 57,75 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{57,75 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,256 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.7.6 Vérification à l'E.L.S

a. Vérification des contraintes

- **Béton**

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

- **Acier**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta F_{ij}} \right) \right\} = 201,63 \text{MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } f_e = 400 \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,906 \quad ; \quad q_{ser} = 54,75 \text{ kN/m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0531 \Rightarrow M_x = 8,4 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,649 \Rightarrow M_y = 5,45 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7,14 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4,633 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_a = \text{Max}(0,3 M_x; 0,3 M_y) = 2,52 \text{ kNm}$$

1- Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s d = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

$$50 y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

2- Moment d'inertie

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s' (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab III.16. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		$M_t(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ =15MPa	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ =348MPa
Travée	(x-x)	7,14	3,14	3,06	5608,741	3,90	vérifiée	189,81	vérifiée
	(y-y)	4,63	2,01	2,51	3844,817	3,02		189,5	
Appuis(x-x/y-y)		2,52	2,01	2,51	3844,817	1,65		103,13	

b. Vérification de la condition de non fragilité

$h=15cm ; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,29cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,19cm^2 \end{cases}$$

Avec $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_{00} \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \quad [1] \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,906 \end{cases}$

➤ **Sens L_{x-x}**

En travée $A_x=3,14cm^2/ml > 2,10cm^2$ **vérifiée**
 Sur appuis $A_x=2,01cm^2/ml > 2,10cm^2$ **vérifiée**

➤ **Sens L_{y-y}**

En travée $A_x=2,01cm^2/ml > 2cm^2$ **vérifiée**
 Sur appuis $A_y=2,01cm^2/ml > 2cm^2$ **vérifiée**

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

D'après [BEEL91 mod99(Art.B7.5)]

$$\text{On a ; } \begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \begin{cases} 0,09 > 0,025 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,09 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 2,415 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Après toutes vérifications, on opte le même ferrailage pour les deux dalle salle machine qui est comme suit :

- **Sens x-x :**
En travées : 4HA12/ml avec un espacement $st= 25\text{cm}$.
En appuis : 4HA10/ml avec un espacement $st= 25\text{cm}$.
- **Sens y-y :**
En travées : 4HA12/ml avec un espacement $st= 25\text{cm}$.
En appuis : 4HA10/ml avec un espacement $st= 25\text{cm}$.

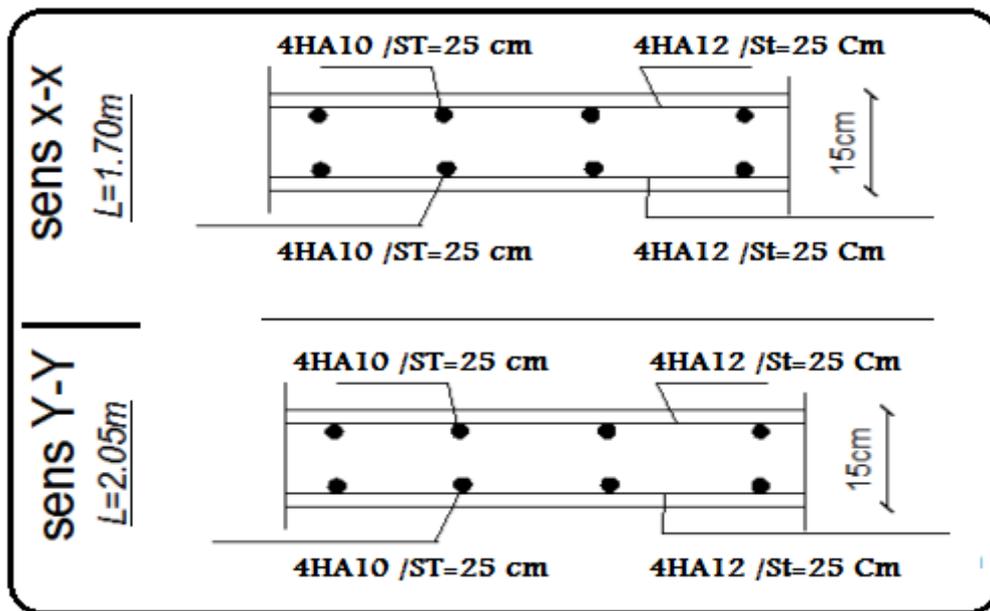


Fig III.33. Ferrailage de la dalle machine



CHAPITRE IV

Modélisation

et

vérification

selon RPA

IV .1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

La structure obtenue étant contreventée dans les deux directions par des voiles
Dans ce qui suit, nous proposons deux variantes de disposition des voiles de contreventement et ensuite en vérifiant le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques, afin de choisir le mieux stable.

Variante I : les voiles sont choisis avec de grandes longueurs $L > 3,00$ m

Variante II : les voiles sont choisis avec des longueurs courtes $L = < 2,00$ m

De ce fait, nous opérons sur différents plans :

- déterminer la période propre de la structure,
- Vérifié les efforts tranchants
- Vérifié les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par RPA99V2003
- Vérifié l'effet P- Δ pour la stabilité de structure

IV.2 Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1 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 ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.2.2 Programme de calcul

Voir à la complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux forces horizontales engendrées particulièrement par le séisme, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (**M.E.F**), comme (Robot.Sap.Etabs) permettant les calculs automatiques. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2.3 Description du logiciel ETABS

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures.

Grace au logiciel ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du

système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

Dans notre travail on utilisera la version ETABS v 9.7

IV.2.4 Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit : Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (Wall) à quatre nœuds. La dalle est modélisée par un élément surfacique type (Slab) à quatre nœuds.

IV.2.5 Modélisation de masse

- La masse des planchers sont supposées uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25KN/m^3 .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.2.6 : Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.7 La méthode statique équivalente [RPA 99V2003 (Art 4.1.2)]

a) Principe :

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 à ceux de l'action sismique

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

b) Conditions d'applications :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- 1- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- 2- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires :

Zone IIb et III :

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.
- Notre structure ne satisfait pas les conditions (1) et (2) car elle n'est pas en

régulière en plan et la hauteur de bâtiment est supérieure à 5 niveaux et 17 m zone (IIb) pour les groupes d'usages 2.

c) Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment.

**IV.2.8 La méthode dynamique modale spectrale
[RPA99V2003 (Art 4.1.3)]**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

a) Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit au moins égale 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{ET} \quad T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus de sol

T_K : la période du mode K

b) Conclusion :

La méthode qui convient dans notre cas, est la méthode modale spectrale

IV.2.9 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.2.10 : Les différents systèmes de contreventement**[RPA99V03 (Art 3.4)]**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de :

- Leur fiabilité.
- Leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.
- Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs.
- Du type de construction.
- Des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure.

- Des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.
Les systèmes de contreventement retenus dans les présentes règles sont classés selon les catégories :

A. Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau où une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée; Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie -structure.

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portiques auto stables).

Les bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser 5 niveaux ou 17m. En zone I et 4 niveaux ou 14m en zone IIa 3 niveaux ou 11 m en zone IIb et 2 niveaux ou 8 m en zone III.

B. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé :

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

C. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales optionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

IV.2.11: Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul

Définition : Est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur.

- Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (\text{ART,4.3.3})$$

Représentation graphique du spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

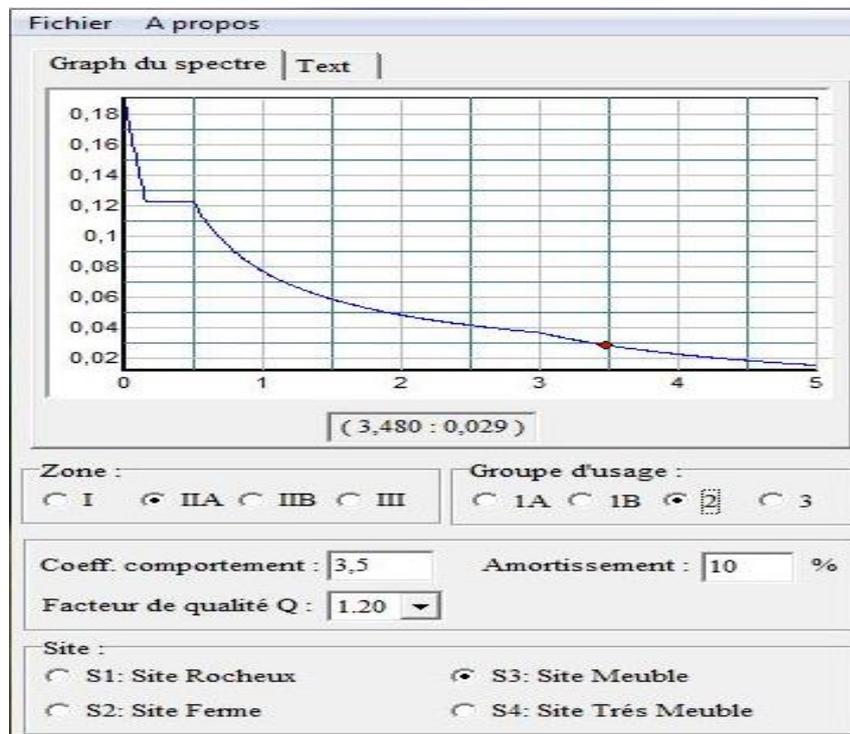


Fig. IV.1. Spectre de réponse

a) Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{ART 4.2.3})$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } 2 \\ * \text{ zone sismique : } \text{IIa} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.15}$$

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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le **tableau 4.7 de RPA99/version 2003**

➤ **C) Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

• Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$\mathbf{T=\min} \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$$C_T = 0,05$$

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

$$\Rightarrow 34.68m$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} \Rightarrow D_x = 28,2m, \\ \Rightarrow D_y = 17.17m \end{cases}$$

Selon x-x :

$$T_{X=\min} \begin{cases} T = 0,09 \frac{34,68}{\sqrt{41}} = 0,58 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (34,68)^{3/4} = 0,71 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{-sens (x-x) : } T_x = \min(0.58, 0.71) = 0.58 \text{ sec.}$$

Selon y-y :

$$T_{Y=\min} \begin{cases} T = 0,09 \frac{34,68}{\sqrt{17,1}} = 0,74 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (34,68)^{3/4} = 0,72 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{-sens (y-y) : } T_y = \min(0.74, 0.71) = 0.71 \text{ sec.}$$

Donc on prend :

$$T_x = 0,58 \text{ sec} \quad T_y = 0,71 \text{ sec}$$

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{site3} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5\eta \dots\dots\dots 0 < T_x < T_2 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \dots\dots T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \dots\dots\dots$$

ξ (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissage

Pour notre cas on prend $\xi = 7\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} \geq 0,7 \longrightarrow \eta = 0,88$$

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Tab IV.1. Facteur de qualité

Critère q	Observée (o/n)	P _q // xx	Observée	P _q //yy
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0.05	on	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Oui	00	Oui	00
Régularité en élévation	Oui	00	Oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	00	Oui	00
Contrôle de la qualité matériaux	Non	0.1	Non	0.1

$$Q//xx = 1+(0+ 0+ 0.05+ 0.05+ 0+ 0.1) = \mathbf{1.2}$$

$$Q//yy = 1+(0+ 0+ 0.05+ 0.05++ 0.1) = \mathbf{1.2}$$

d) **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher " i ";

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i ";

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i ";

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Tab IV.2. Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment <48m Zone sismique IIa	0,15
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	3,5
Q	$1 + \Sigma P_q$	1,2
E	-	10%
H	$[(7 / (2 + \epsilon))]^{1/2} \geq 0,7$	0,88
T ₂	Site 3	0,50 s

On calcule les coefficients v_x, v_y qui sont obtenus par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} w \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} w \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

e) Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisée par le « RPA99 version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :

$$\text{Le rapport } \frac{0,8V}{V_t} .$$

IV .3 : Interprétation des résultats de l'analyse sismique :

IV .3.1: Variante 01 de la disposition des voiles de contreventement

Le modèle initial dans cette étude est donné sur la figure (Fig. :III .2) qui représente la disposition des voiles de la 1^{ère} variante. Les voiles de contreventement adoptés dans cette variante sont de grandes longueurs attachés aux poteaux dans les deux extrémités.

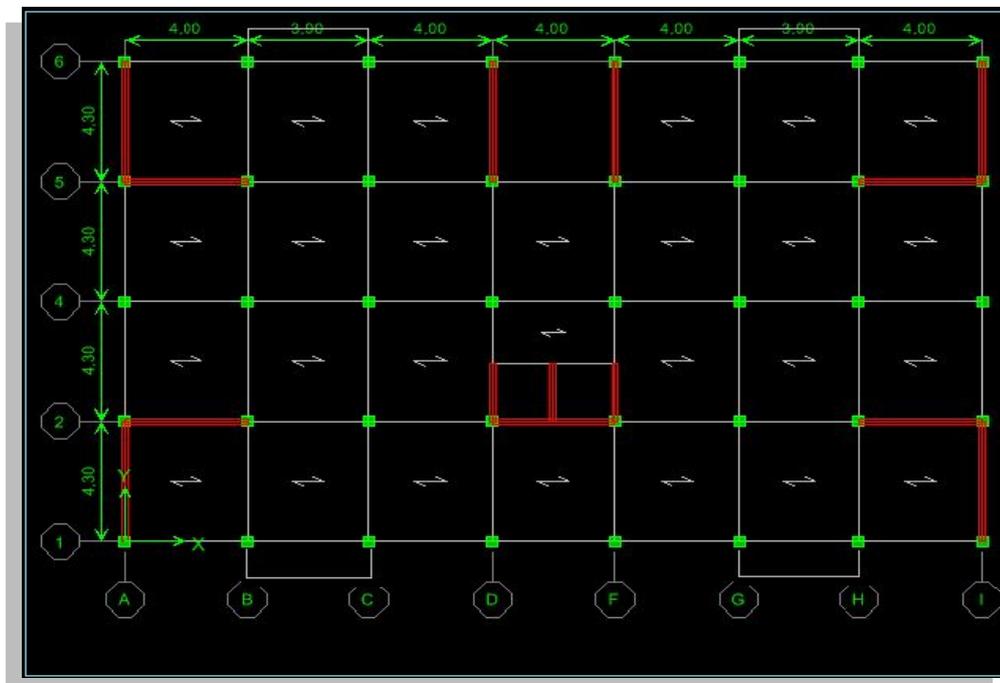
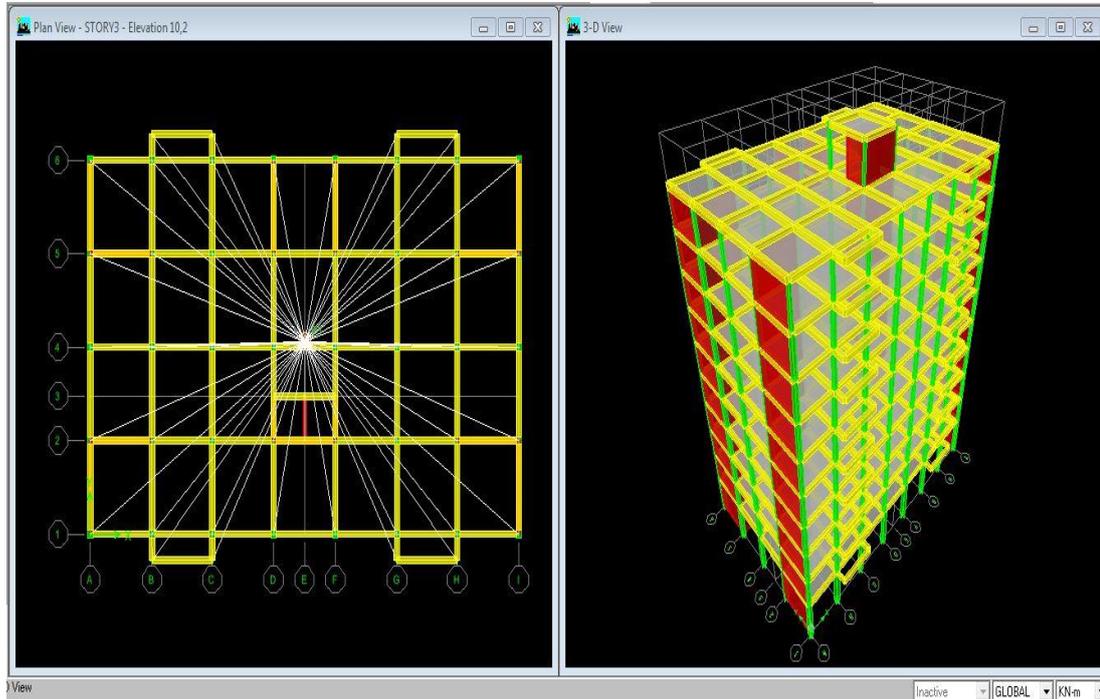


Fig :IV .2 Disposition des voiles

Vue en 3D de notre structure



FigIV. 3 : Vue en 3D de la structure

IV .3.1.1: Justification des voiles sous charges verticales :

Selon les définitions données par le RPA99/V2003, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles

D’après l’art 3.4 du RPA 99 version 2003, il faut que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales pour un système **voile porteur**

$$\frac{\sum F_z \text{portiques}}{\sum F_z \text{portiques} + \sum F_z \text{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_z \text{voiles}}{\sum F_z \text{portiques} + \sum F_z \text{voiles}} \leq 20\%$$

Des charges verticales reprises par les voiles pour les deus systèmes **Système 4.a** ou **4.b**

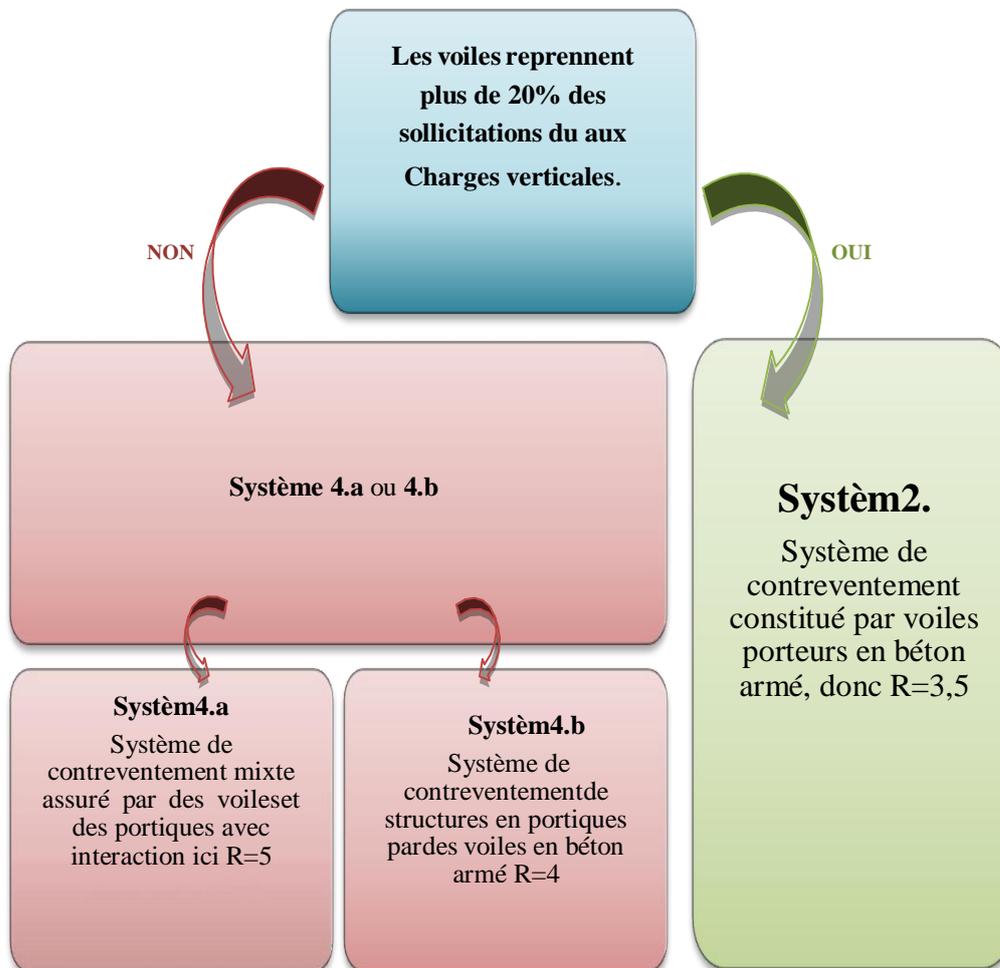


Fig. IV.4 : Justification Système de contreventement de

Sa valeur est donnée par le **tableau (IV. 3)** du RPA 99/v2003, en fonction du système de contreventement.

On va déterminer les charges verticales de voiles par apport la structure total
 1^{er} étape on sélectionner les voiles seulement a la base et crée un groupe
 d'après les étapes suivants

Define ⇒ Section cut ⇒ Assigne ⇒ Add section cut

Après sélectionner

Defline Section cut et ajoute même nom que on a nommé sa groupe-name
 ⇒

2eme étape on sélectionne tous la structure a la base et ajouter un group
 come les étapes précède

On fait l'analyse

Display ⇒ show tables ⇒ select casse combos (Choisir G+βQ)

⇒(Choisir G+BQ) ⇒Table section cut forces

Elle s'affiché un tableau on calculer le pourcentage F3 (voiles /structure)
 pour la condition 01 des charges verticaux

Nous résumons les résultats montrant les charges verticaux et les charges horizontal
 dans le tableau (Tableau III.3) suivant :

Tab IV.2. Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical et horizontal

<i>combinaison</i>	<i>Forces reprises par les voiles et les portiques(KN)</i>	<i>Forces reprises par les voiles uniquement (KN)</i>	<i>Pourcentages (%)</i>
<i>GBQ</i>	57168,6	26444,74	46,26
Sens EX	2221,5	2066 ,3	93,01
Sens EY	2190,1	2092,12	95,52

On remarque que le pourcentage P des efforts tranchants repris par les voiles est supérieur à 20%, donc la condition dessus de l'art 3.4 du RPA 99 version 2003 est vérifiée.

Donc on est dans le cas : un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, c'est-a-dire on prend R=3,5.

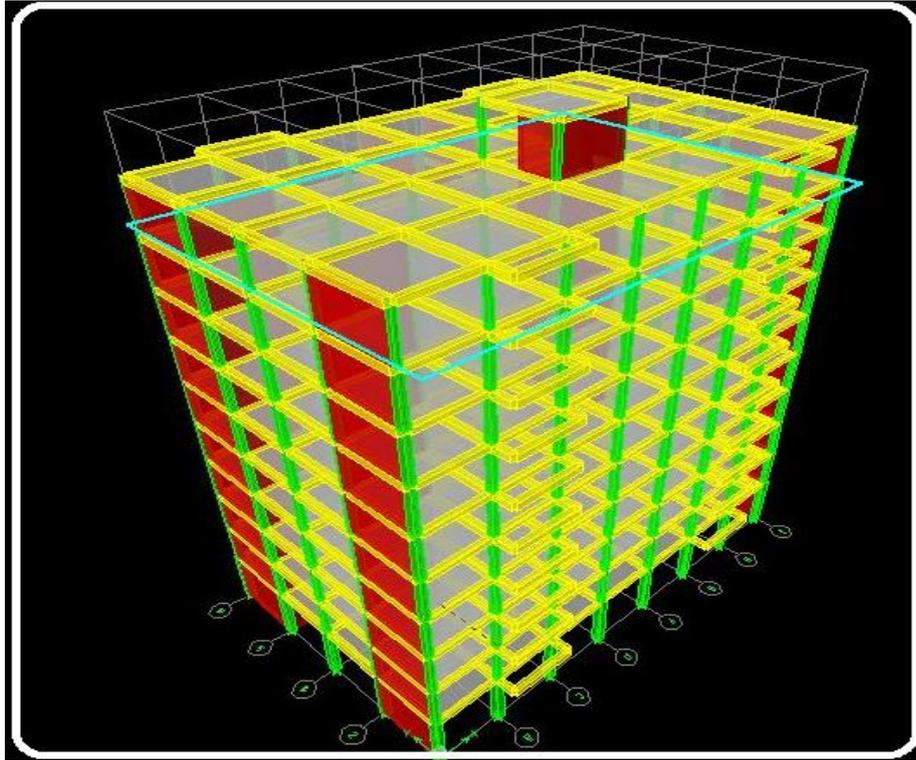


Figure IV.5. : Modèle final

IV .3.1.2: Caractéristiques dynamiques propres du modèle finale:

A- Période fondamentale de la structure :

Après l'analyse dynamique de la structure contreventée par des voiles disposés selon la première variante on a obtenu les résultats dans le tableau suivant,

Tab IV.3 : Périodes et facteurs de participation massique

Mode	période	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
1	0,489854	57,8493	0	57,8493	0
2	0,423313	0	67,3392	57,8494	67,3392
3	0,401418	9,7125	0,0001	67,5618	67,3393
4	0,11976	17,834	0	85,3958	67,3393
5	0,084323	0	19,8012	85,3958	87,1404
6	0,038331	2,1884	0	87,5842	87,1404
7	0,041112	3,9518	0	91,536	87,1404
8	0,030322	2,4165	0	93,9525	87,1404
9	0,0417666	0	6,7805	93,9525	93,921

On a obtenu :

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T=0,48\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion

Selon l'Art (4.2.4) du RPA 99/v2003 les valeurs de T, calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{empirique}} = T \cdot 1,3 > T_{\text{numérique}}$$

On a :

$$T_x = 0,58\text{sec}$$

$$T_y = 0,71\text{sec}$$

Suivant x : $T_x \cdot 1,3 = 1,3 \times 0,58 = 0,75 \text{ s} > T_{\text{numérique}} = 0,48 \text{ s}$

Condition vérifiée.

Suivant y : $T_y \cdot 1,3 = 1,3 \times 0,71 = 0,928 \text{ s} > T_{\text{numérique}} = 0,42 \text{ s}$

Condition vérifiée

Interprétation des résultats définis dans le tableau ci-dessus :

1)-Mode 1 : On a une translation horizontale suivant l'axe Y est de :

$$U_x = 57,849 \%$$

2)-Mode 2 : On a une translation horizontale suivant l'axe Y est de :

$$U_y = 67,39\%$$

3)-9^{ème} Mode : Le pourcentage des participations massiques dépassent les 90% dans le 11^{ème} mode. Alors la somme des masses modales (Somme de α_i) effectives est égale à 90 % au moins de la masses totale de la structure.

$$\text{sum } u_x = 93,96$$

- Le 1^{er} mode est mode de translation suivant X-X

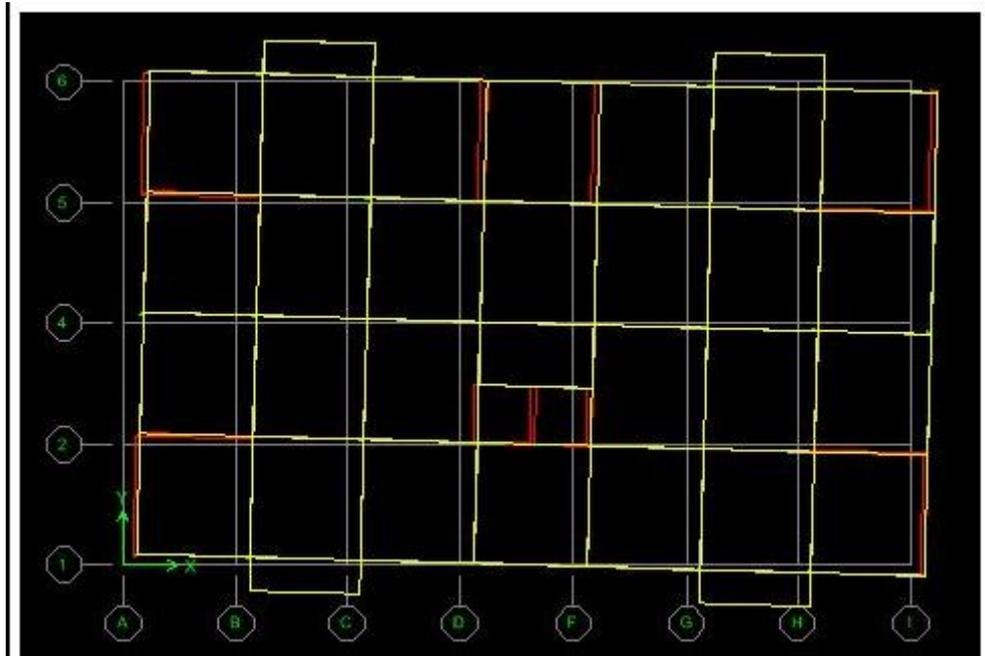


Fig.IV .6-Le 1^{er} mode est mode de translation suivant X-X

- Le 2^{ème} mode est mode de translation suivant Y-Y

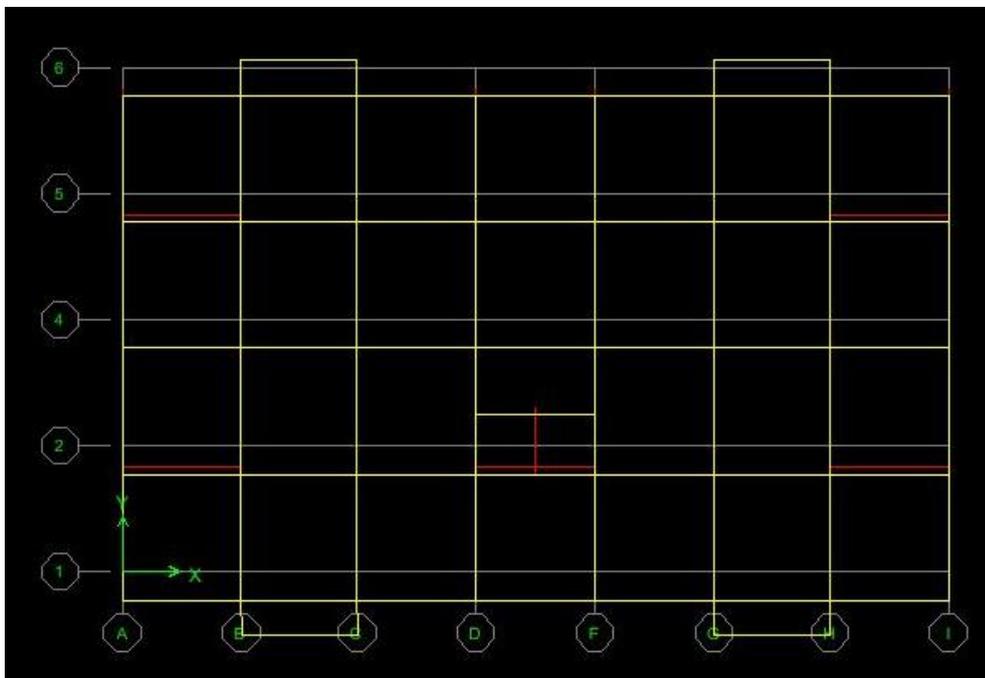


Fig.IV .7: Le 2^{ème} mode est mode de translation suivant Y-Y

3- Le 3^{er} mode est un mode de torsion

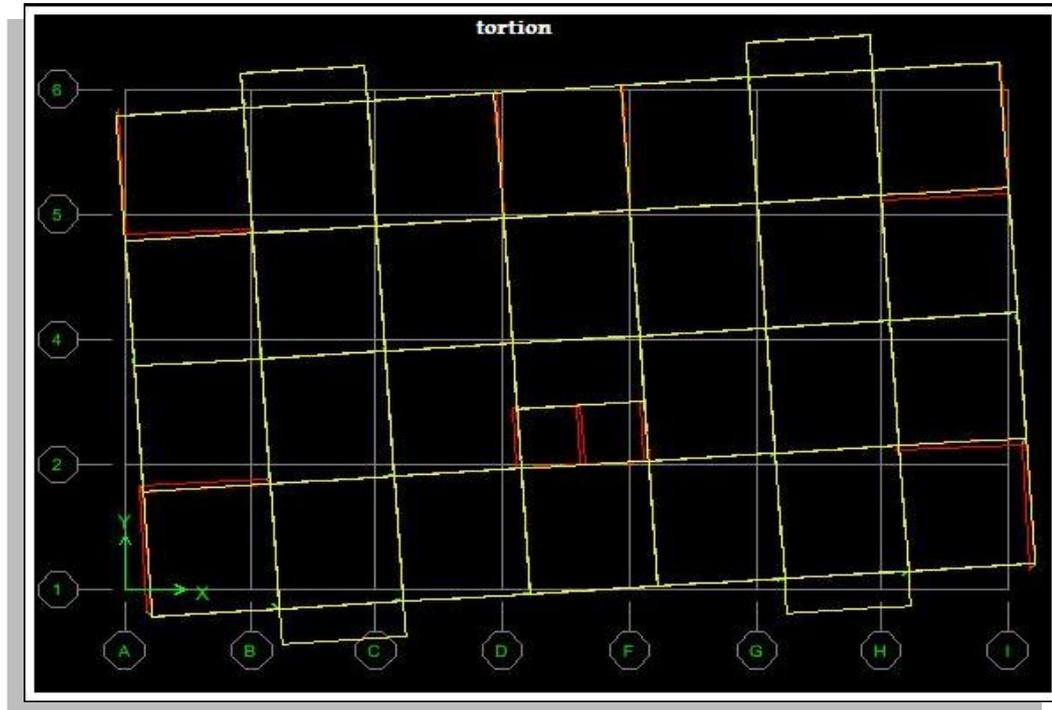


Fig.IV .8 Le 3^{er} mode est un mode de torsion

B- Calcul de la force sismique :

B.1 : Vérification de l'effort tranchant à la base :

(RPA Version 2003ART 4.3.6) :

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

➤ Si $V_d \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements .moments.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$.

D'après

le fichier des résultats de l'ETABS on a

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$\eta = 0.88$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \dots\dots T_2 < T_y < 3,0 \text{ se}$$

$$D_x = 1,99 ; D_y = 1,74$$

$$W = 21330,18 \text{ KN}; \quad R = 3,5 ;$$

$$Q = 1.2; A = 0.15, R = 3,5$$

$$V^x = \frac{0.15(1,99)(1.2)}{3,5} 21330,18 = 2182,99 \text{ kN} \Rightarrow 0.8V^x = 1746,4 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0.15(1,74)(1.2)}{3,5} 21330,18 = 1908,7 \text{ kN} \Rightarrow 0.8V^y = 1526,99 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats de l'ETAPS2000 on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1762,81 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 1892,8 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

Condition vérifiée

B.2 : Vérification de l'effort normal réduit :

(rPa99/V2003.art7.4.3.1)

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 :

Avec:

Nd: Effort normal dans les poteaux.

B: Section du poteau

fc28 : résistance caractéristique du béton

Tab IV. 4: Vérification d'effort normal réduit avec les nouvelles sections de poteaux

story	Section [cm ²]	Nd [KN]	fc28 [KN/cm ²]	Nd/(Bcx fc28)	Obs <0,3
RDC au ET2	45X45	1992,59	25	0,039	CV
ET3 au ET7	40X40	1763,23	25	0,044	CV
ET8, ET9 TERRASSE	35X35	210,28	25	0,007	CV

c- Vérification des déplacements inter étages :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit

nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\text{Avec : } \bar{\Delta} = 0,01he$$

Où : h_e : représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Les résultats de déplacements inter étages du modèle initiale sont obtenu dans le **(tableau IV.5)** suivant :

Tab IV.5: Vérification des déplacements inter étages avant renforcement

NIV	δ_{ex} (m)	δ_{ey} (m)	R	$R \cdot \delta_{ex}$ (m)	$R \cdot \delta_{ey}$ (m)	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	0,01h (m)	obs
10	0,0104	0,0095	3,5	0,0364	0,03325	0,0021	0,0035	0,0306	CV
9	0,0098	0,0085	3,5	0,0343	0,02975	0,0042	0,0039	0,0306	CV
8	0,0086	0,0074	3,5	0,0301	0,0259	0,0042	0,0035	0,0306	CV
7	0,0074	0,0064	3,5	0,0259	0,0224	0,004	0,0038	0,0306	CV
6	0,0062	0,0053	3,5	0,0217	0,01855	0,004	0,0035	0,0306	CV
5	0,005	0,0043	3,5	0,0175	0,01505	0,0042	0,0035	0,0306	CV
4	0,0038	0,0033	3,5	0,0133	0,01155	0,0038	0,0035	0,0306	CV
3	0,0027	0,0023	3,5	0,00945	0,00805	0,0032	0,0028	0,0306	CV
2	0,0018	0,0015	3,5	0,0063	0,00525	0,0031	0,0025	0,0306	CV
1	0,0009	0,0008	3,5	0,00315	0,0028	0,0018	0,0018	0,0306	CV
RDC	0,0004	0,0003	3,5	0,0014	0,00105	0,0014	0,0011	0,0408	CV

CONSTATATIONS :

Tous les résultats des déplacements relatifs inter étages sont vérifiés.

C- JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ:

C'est le moment additionnel dû au produit de rizontal du nœud considéré.
L'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement

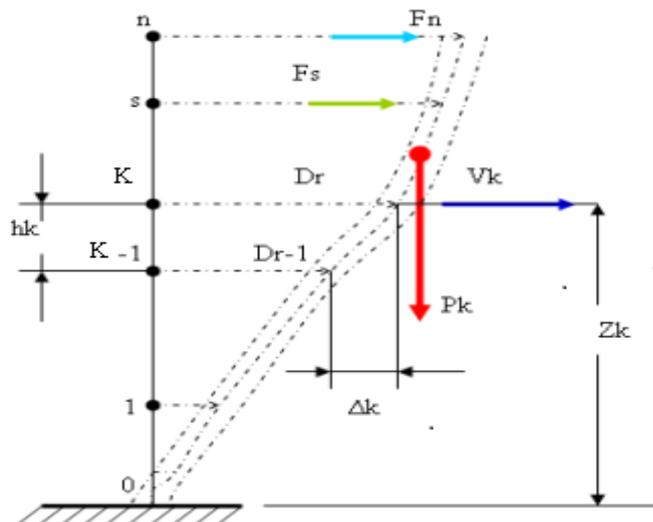


Fig. IV.9. Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \text{ RPA99 version 2003''}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au

dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{déjà calculé.}$$

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K" comme indique-la figure **Fig III.8**

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tab IV.6: Calcul de θ_x et θ_y les effets de second ordre (l'effet P- Δ)

NIV	P [KN]	Vx [KN]	Vy [KN]	Δx (m)	Δy (m)	H (m)	θ_x (m)	θ_y (m)	Obs
10	158,9514	55,3	56,79	0,0104	0,0095	3,06	0,009769	0,00868	C.V
9	1754,1644	354,02	396,03	0,0098	0,0085	3,06	0,015868	0,01234	C.V
8	3812,7418	663,74	727,99	0,0086	0,0074	3,06	0,016144	0,01266	C.V
7	5961,3751	916,3	996,5	0,0074	0,0064	3,06	0,015733	0,01252	C.V
6	8110,0084	1120,61	1217,09	0,0062	0,0053	3,06	0,014663	0,01154	C.V
5	1025,86417	1291,47	1403,27	0,005	0,0043	3,06	0,001297	0,00102	C.V
4	12407,275	1434	1556,87	0,0038	0,0033	3,06	0,010744	0,00859	C.V
3	14555,9083	1550,52	1681,26	0,0027	0,0023	3,06	0,008283	0,00650	C.V
2	16704,5416	1642,42	1780,91	0,0018	0,0015	3,06	0,005982	0,00459	C.V
1	18853,15	1706,41	1852,18	0,0009	0,0008	3,06	0,003249	0,00266	C.V
RDC	21330,17	1762,81	1892,81	0,0004	0,0003	4,08	0,001186	0,00082	C.V

Conclusions :

1. On constate d'après le (tableau III.10) que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- Δ .

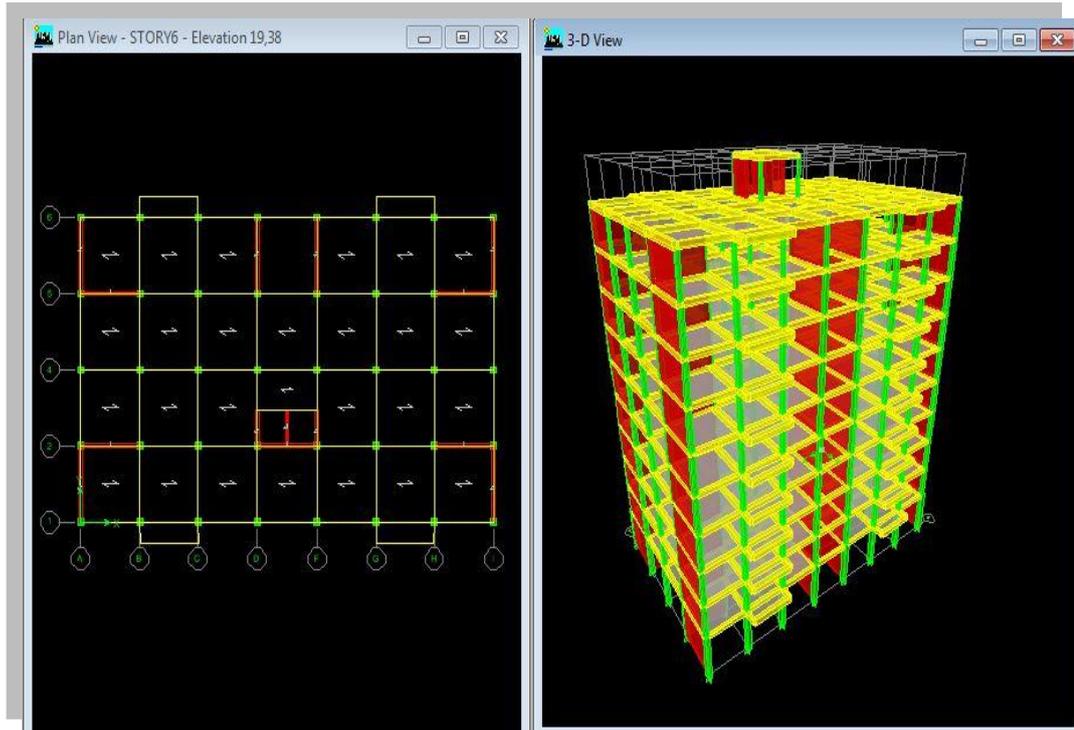


Fig IV.10: Structure finale

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la première variante de disposition de voiles de contreventement que nous avons adoptée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

IV.3.2 : Variante 2 de la disposition des voiles de contreventement

Les voiles de contreventement de la deuxième variante sont choisies de petites longueurs attachés aux poteaux dans une seule extrémité.

Dans cette variante on garde la même longueur totale et la même épaisseur de la première variante. Les voiles courts sont disposés d'une façon symétrique, ensuite on va vérifier toutes les caractéristiques dynamiques propres de RPA

L'objectif de cette étude dans la deuxième variante est de faire une comparaison entre les deux cas de disposition des voiles pour avoir le cas le plus résistant de la structure pour éviter tout risque sismique résultant.

IV .3.2.1 : Les nouvelles longueurs des voiles de deuxième variant:

$L_{xtotal}=20$ m

$L_{ytotal}=31,8$ m

- ❖ 4 Voiles de 1m suivant Y-Y
- ❖ 16 voiles de L=2m suivant Y-Y
- ❖ 6 voiles de L= 2m suivant X-X
- ❖ 1voile L=1,8 suivant Y-Y

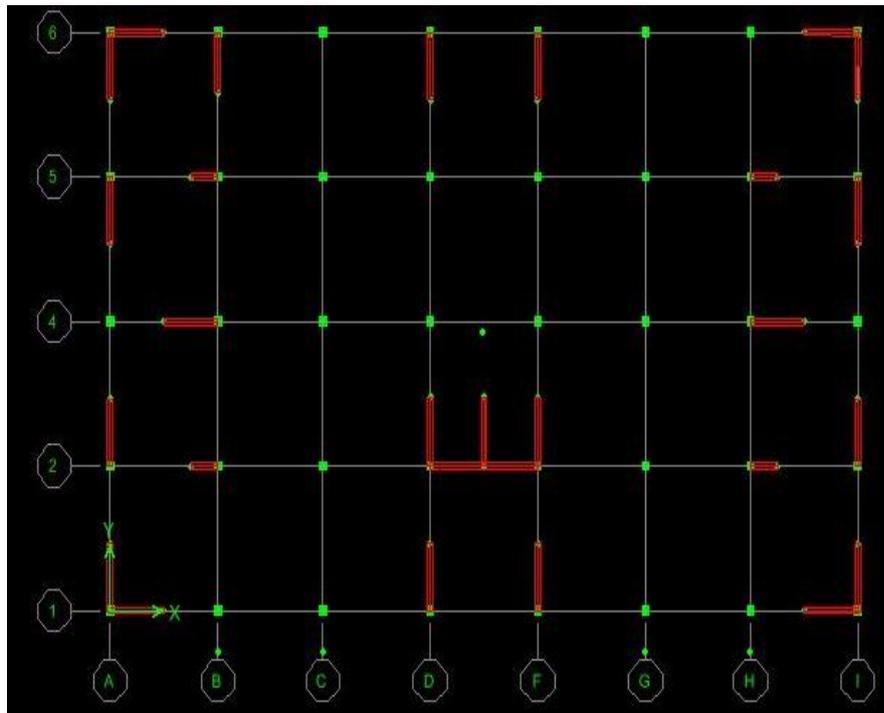


Fig.IV.11: La nouvelle disposition des voiles de 2^{ème}cas

Vu en « 3D » notre structure

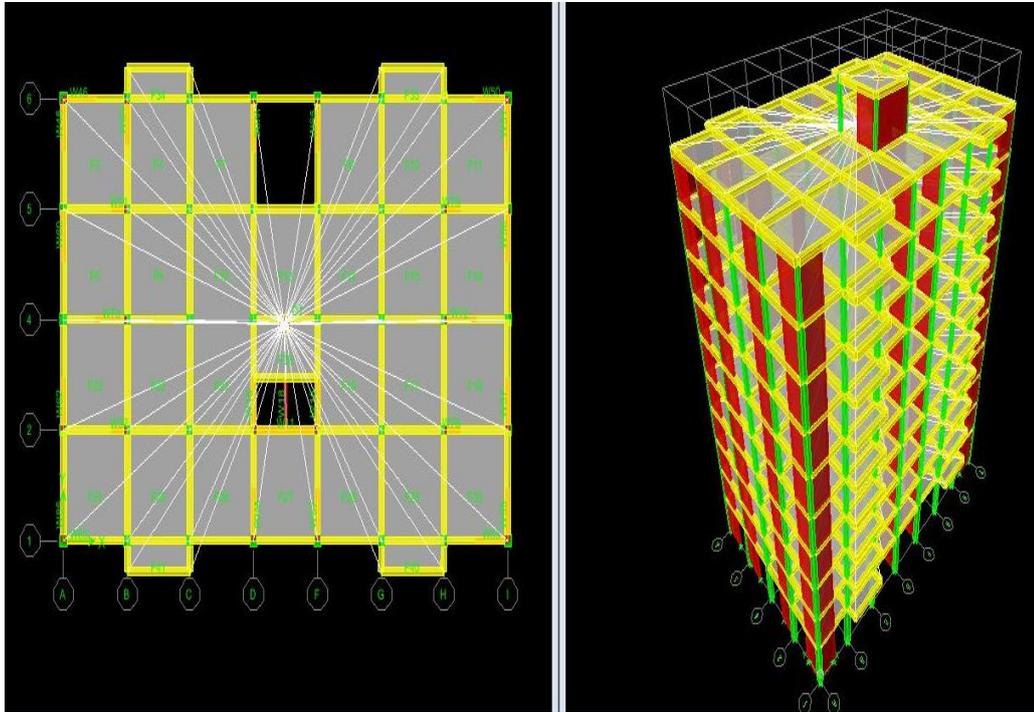


Fig.IV.12 : Modèle initial.

IV .3.2.2 : Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial de 2^{eme} cas :
a) Période et participation massique :

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS

Tab.IV .7 : Période et participation massique 2eme variante

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	SumRX	SumRY
1	0,59426	68,403	0,1945	68,403	0,1945	0,2676	96,471	0,2676	96,471
2	0,482312	0,4997	67,5972	68,9027	67,7917	92,5571	0,7448	92,8247	97,2158
3	0,399209	0,9213	4,8583	69,8239	72,65	6,5275	1,5783	99,3523	98,7941
4	0,157681	16,0174	0,2059	85,8413	72,8559	0,0064	0,7462	99,3586	99,5403
5	0,139019	0,4493	13,6771	86,2906	86,533	0,2063	0,0242	99,5649	99,5645
6	0,113919	0,8486	0,5161	87,1392	87,0491	0,0026	0,0531	99,5674	99,6177
7	0,0715	5,8135	0,1083	92,9527	87,1574	0,0057	0,2678	99,5731	99,8854
8	0,064923	0,1701	5,6809	93,1228	92,8383	0,3193	0,0074	99,8925	99,8928

La valeur de **T** doit être majorée de **1.3*T_{Empirique}**

Donc on opte :

Suivant X-X

$T_{x T \text{ empirique}} = 0,58$

$T_{\text{analytique}} = 0.59\text{sec} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.75\text{sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Suivant Y-Y

$T_{y T \text{ empirique}} = 0,71$

$T_{\text{analytique}} = 0.48\text{sec} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.92\text{sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Mode 01 ; Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant X-X**

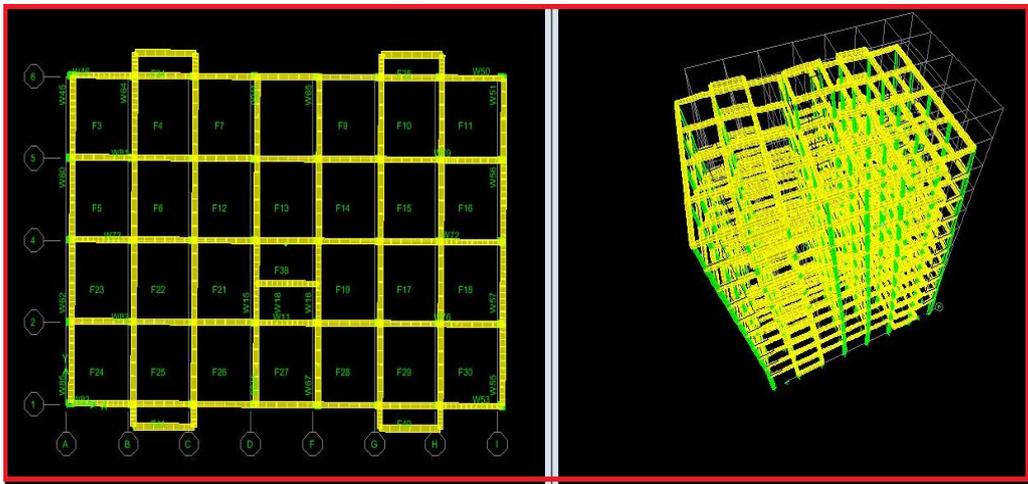


Fig.IV.13 :Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant X-X

➤ **Mode02 Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant Y-Y**

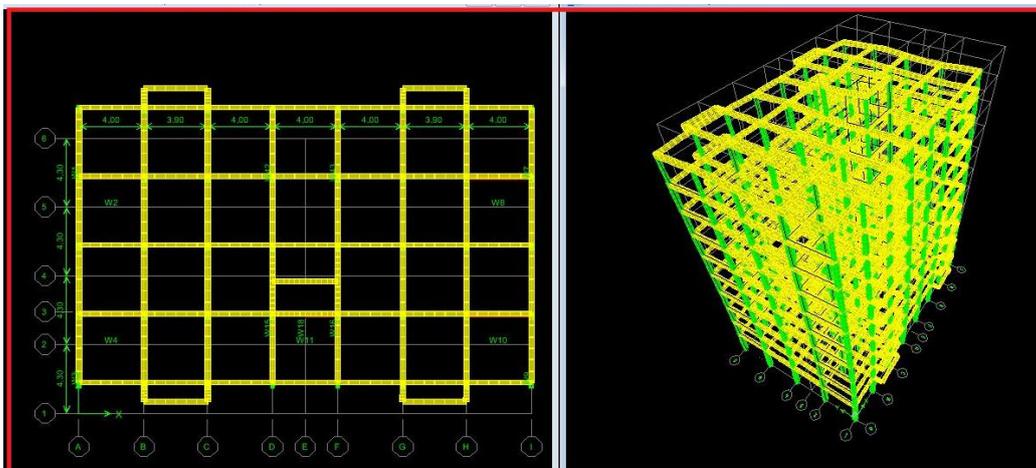


Fig.IV.14 : Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant Y-Y

3-Mode 03 torsion :

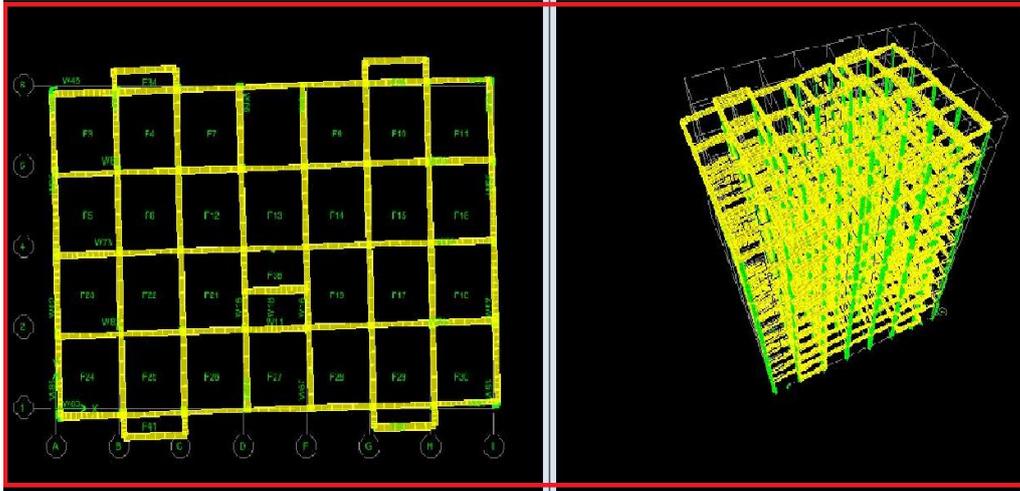


Fig.IV.15 : Le 3^{ème} mode est un mode de torsion

Pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales,

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

(Article 4.3.4 RPA99 version 2003)

Donc on a :

Dans la direction ($x-x$), on a atteint la masse participante au mode 7
(92,9102 ≥ 90%).

Dans la direction ($y-y$), on a atteint la masse participante au mode 8
(92.8455 ≥ 90%).

Condition vérifié

b) Vérification de l'effort tranchant à la base

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$W_t = 21707,71 \text{ KN}$$

$T_x = 0,58$;

$T_y = 0,50$

$D_x = 1,99$;

$D_y = 2,2$; $R = 3,5$; $Q = 1,2$; $A = 0,15$

Tab IV.8: Vérification de l'effort tranchant

Niveau	Sens	V_{ETAPS}	Vd	0,8V rpa	$V > 0,8Vd$
Niv1	EX	1789,4	2232,8	1786,23	CV
Niv1	EY	1984,78	2456,07	1964,86	CV

c) Vérification de Déplacements relatifs

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

Tab IV.9. Vérification de Déplacements relatifs de deuxième variant

Niveau	Δ_{ex}	δ_{ey}	R	$R \cdot \delta_{ex}$	$R \cdot \delta_{ey}$	Δ_{ex}	Δ_{ey}	$0,01h$	obser vation
	(m)	(m)		(m)	(m)	(m)	(m)		
11	0,0146	0,0102	3,5	0,0511	0,0357	0,0035	0,00245	0,0306	ok
10	0,0136	0,0095	3,5	0,0476	0,03325	0,00455	0,0028	0,0306	Ok
09	0,0123	0,0087	3,5	0,04305	0,03045	0,00525	0,00315	0,0306	Ok
08	0,0108	0,0078	3,5	0,0378	0,0273	0,00525	0,00315	0,0306	Ok
07	0,0093	0,0069	3,5	0,03255	0,02415	0,0056	0,00385	0,0306	Ok
06	0,0077	0,0058	3,5	0,02695	0,0203	0,00595	0,00385	0,0306	Ok
05	0,006	0,0047	3,5	0,021	0,01645	0,0056	0,0042	0,0306	Ok
04	0,0044	0,0035	3,5	0,0154	0,01225	0,00525	0,00385	0,0306	Ok
03	0,0029	0,0024	3,5	0,01015	0,0084	0,00455	0,00385	0,0306	Ok
02	0,0016	0,0013	3,5	0,0056	0,00455	0,0035	0,0028	0,0306	Ok
01	0,0006	0,0005	3,5	0,0021	0,00175	0,0021	0,00175	0,0408	Ok

CONSTATATIONS :

Tous les résultats des déplacements relatifs inter étages sont vérifiés

d) justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

(Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2eme ordre(ou effet P-) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments

si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Donc voila les deux tableaux suivant (**Tab IV.11 ; Tab IV.12**) représente les résultats obtenus de la justification vis-à-vis de l'effet P- Δ de deuxième cas

A- suivant x-x :

Tab IV.10: justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant x-x

Niveau	sens	p	delta	v	h	Thêta	$\leq 0,1$
11	EX	190,8937	0,0146	29,66	3,06	0,030708	C.V
10	EX	1818,85	0,0136	337,62	3,06	0,023943	C.V
09	EX	3912,99	0,0123	650,14	3,06	0,024192	C.V
08	EX	6097,18	0,0108	902,16	3,06	0,023856	C.V
07	EX	8281,385	0,0093	1115,32	3,06	0,022566	C.V
06	EX	10465,581	0,0077	1300,9	3,06	0,020243	C.V
05	EX	12649,778	0,006	1456,21	3,06	0,017032	C.V
04	EX	14833,974	0,0044	1578,06	3,06	0,0135165	C.V
03	EX	17018,171	0,0029	1674,39	3,06	0,0096326	C.V
02	EX	19202,367	0,0016	1743,43	3,06	0,0057592	C.V
01	EX	21707,71	0,0006	17889,4	4,08	0,0001785	C.V

B-Suivant y-y :

Tab IV.11: justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant y-y

niveau	sens	p	delta	v	h	Thêta	$\leq 0,1$
11	EY	190,8937	0,0102	31,74	3,06	0,00098273	C.V
10	EY	1818,85	0,0095	354,22	3,06	0,01594138	C.V
09	EY	3912,99	0,0087	690,6	3,06	0,01610942	C.V
08	EY	6097,18	0,0078	972,21	3,06	0,01598608	C.V
07	EY	8281,385	0,0069	1217,09	3,06	0,01534292	C.V
06	EY	10465,581	0,0058	1432,81	3,06	0,01384463	C.V
05	EY	12649,778	0,0047	1613,87	3,06	0,01203901	C.V
04	EY	14833,974	0,0035	1755,24	3,06	0,00966646	C.V
03	EY	17018,171	0,0024	1864,39	3,06	0,00715922	C.V
02	EY	19202,367	0,0013	1939,11	3,06	0,00420702	C.V
01	EY	21707,71	0,0005	1984,78	4,08	0,00134033	C.V

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons comparer entre les efforts tranchant entre les deux cas.

IV.4.Comparaison entre les deux variantes :

D’après les résultats obtenus dans les deux cas de disposition des voiles on va faire une comparaison entre tous les critères dynamique de RPA

1. période

La figure suivante (**Fig.IV.16**) montre un diagramme à barres du l’évolution des résultats de la période dans les deux variantes précédemment étudiées.

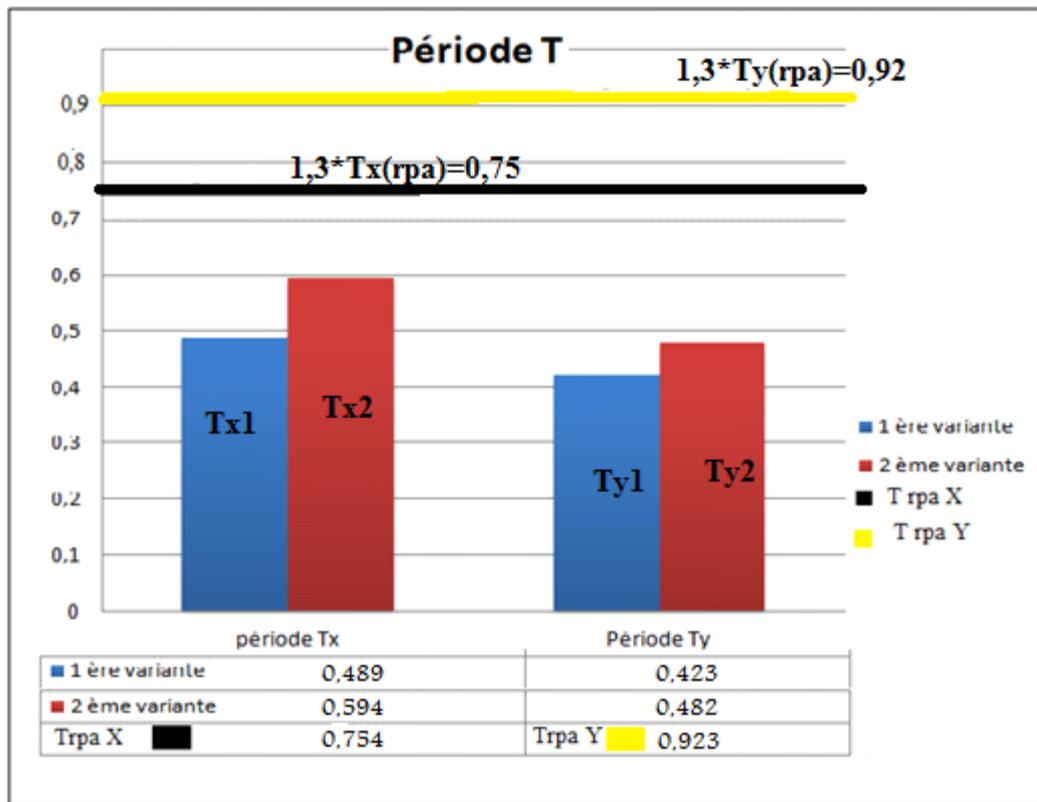


Fig. .IV.16 : graphique bar représente la période Tx et Ty dans les deux cas

On constate à travers le diagramme à barre ci-dessus après l’étude du deuxième cas que les valeurs de périodes T sont augmentée par rapport aux valeurs du premier cas

$$T_{x2} > T_{x1}$$

$$T_{y2} > T_{y1}$$

On fait un rapport $E = T_{\text{etaps}} / 1,3 T_{\text{rpa}}$

SENS X-X :

$E_x = T_x \text{ cas 1} / 1,3 * T_x \text{ rpa} = 0,64$

$E_x = T_x \text{ cas 2} / 1,3 * T_x \text{ rpa} = 0,78$

$E_{x2} > E_{x1}$

SENS Y-Y :

$E_y = T_y \text{ cas 1} / 1,3 * T_y \text{ rpa} = 0,46$

$E_y = T_y \text{ cas 2} / 1,3 * T_y \text{ rpa} = 0,52$

$E_{y2} > E_{y1}$

La comparaison des deux variantes par rapport aux RPA.

Selon l'Art (4.2.4) du RPA 99/v2003 les valeurs de T dans les deux variantes, calculées à partir des méthodes numériques ne dépasser pas celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. $T_{\text{empirique}} = T_{.1, 3} > T_{\text{numérique}}$

2. L'effort tranchant

Tab IV.12: effort tranchant a la base de la structure pour les deux cas.

V	Vx (KN)	Vy (KN)
Cas 01	1762,81	1892,8
Cas 02	1789,4	1984,78

Donc voila ce graphique représente la comparaison entre les résultats des efforts de les deux cas

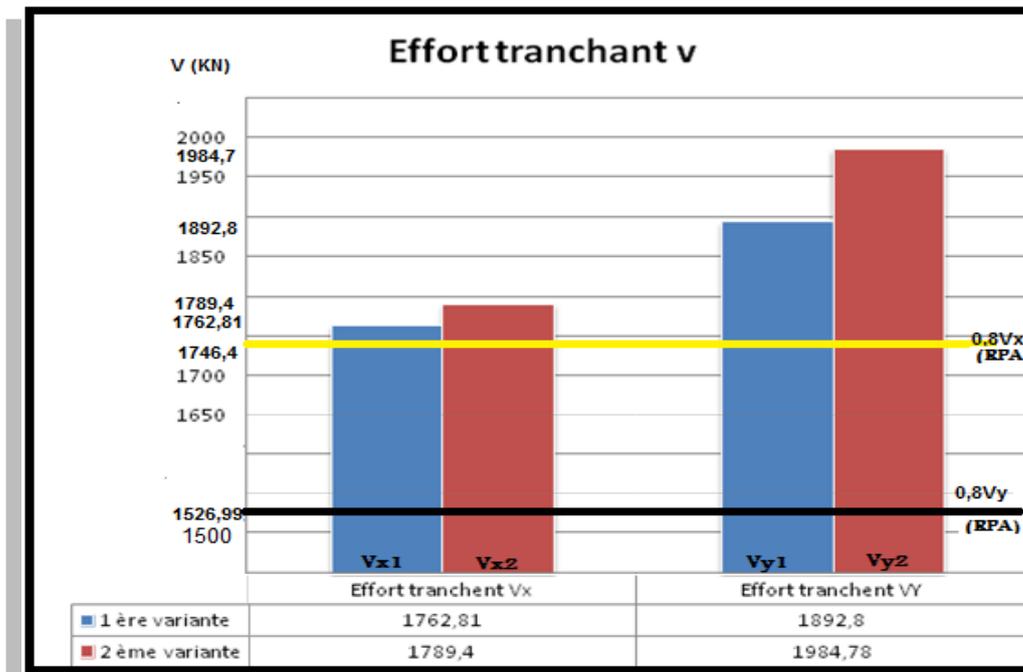


Fig .IV.17 : graphique bar représente les 'effort tranchant Vx et Vy

V_x : l'effort tranchant Sens X-X

V_y : l'effort tranchant Sens Y-Y

L'observation :

$$> V_{x2} > V_{x1}$$

$$> V_{y2} > V_{y1}$$

On remarque que les efforts tranchant dans les deux cas de différente disposition et longueur des voiles sont très proches

On fait un rapport $E = V_{x\text{etaps}} / V_{x\text{rpa}}$

SENS X-X :

$$E_x = V_x \text{ cas 1} / V_{x\text{rpa}} = 1,011$$

$$E_x = V_x \text{ cas 2} / V_{x\text{rpa}} = 1,002$$

$$E_{x1} > E_{x2}$$

SENS Y-Y :

$$E_y = V_y \text{ cas 1} / V_{y\text{rpa}} = 1,24$$

$$E_y = V_y \text{ cas 2} / V_{y\text{rpa}} = 1,01$$

$$E_{y1} > E_{y2}$$

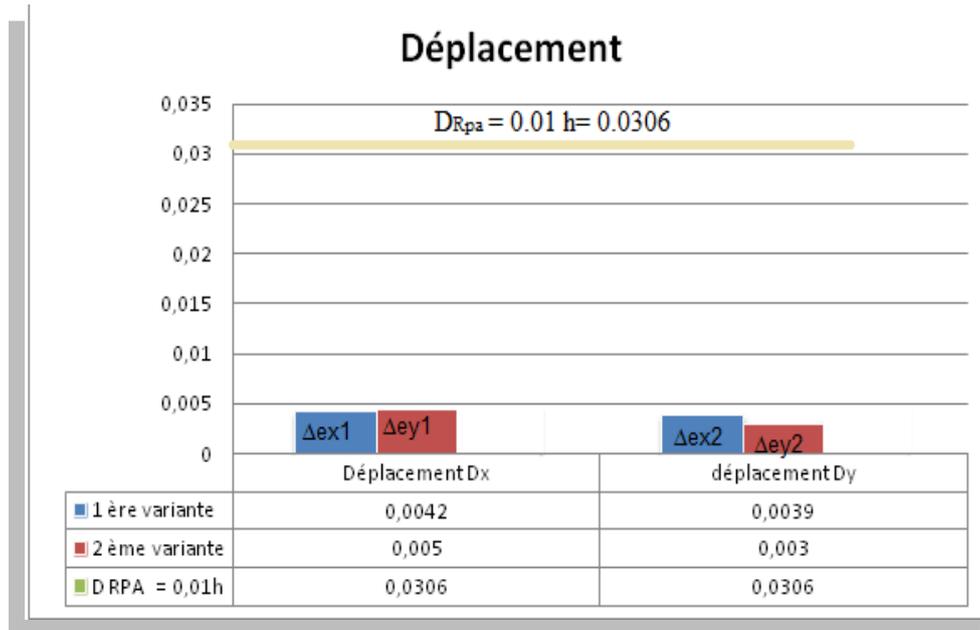
Selon (RPA Version 2003ART 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales sont supérieures à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée,

En conclusion de ce qui précède, d'après la comparaison entre les deux variantes on peut dire que la variante (01) c'est la plus sollicité.

3. Le déplacement :

Ce graphique (Fig. .IV.18) suivant représente la différence déplacement entre les résultats du déplacement des deux dispositions des voiles



1- Fig. .IV.18 : graphique bar représente Le déplacement entre les deux variantes

L'observation :

$$U_{x2} > U_{x1}$$

$$U_{y1} > U_{y2}$$

Les résultats sont similaires et y'a pas de grande différence,

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition est vérifiée.

4) l'effet P-Δ:

Le Graphique à barre suivant représente Comparaison vis-à-vis de l'effet P-Δ entre les deux variant

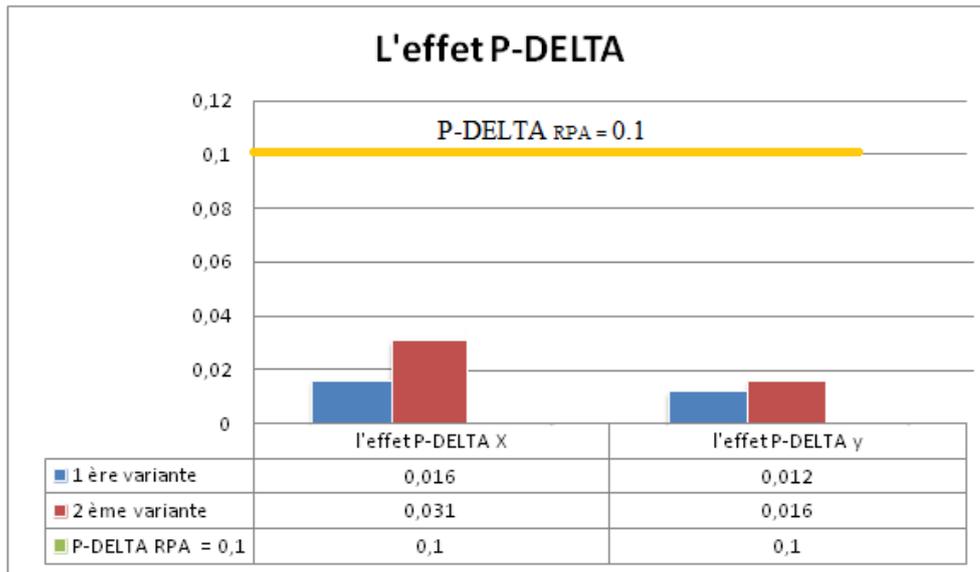


Fig .IV.19 : graphique bar représente Comparaison vis-à-vis de l'effet P-Δ entre les deux variant

On observe une convergence entre les deux variantes afin que les résultats de premier ordre soient supérieurs toutes les valeurs

$$\theta_2 > \theta_1 \quad (\text{dans les deux sens})$$

Ainsi que les effets de second ordre (l'effet P-Δ) est satisfaite à tous les niveaux, talque la condition suivant est vérifier dans les deux variantes

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \text{ RPA99 version 2003''}$$

CONSTATATIONS :

On remarque que la deuxième variante de disposition des voiles donne une grande valeur de déplacement et aussi l'effet P-Δ par rapport à la première ainsi que l'effort tranchant $E_{x1} > E_{x2}$ et $E_{y1} > E_{y2}$. On sauvegarde la première variante de disposition des voiles car cette variante stabilise beaucoup plus la structure.

IV .5 : Conclusion générale :

Dans ce chapitre j'ai effectué l'étude sismique en utilisant le logiciel «**ETAPS**» Ceci m'a permis d'acquérir des connaissances sur la manipulation du logiciel ainsi que sur l'interprétation des résultats et leur vérification selon les règles et les normes du **RPA99 version 2003**. On a vérifié la stabilité de notre structure en deux variantes de disposition des voiles différentes longueurs et positions et nous avons comparé les cas pour éviter tout les risques sismiques, nous avons fait les étapes de vérification suivante pour définir le modèle final :

Déterminer les modes propres de telle sorte que 1er et 2ème translation, le 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.

La vérification de l'effort tranchant a la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme **l'effort tranchant minimal à la base** ($=0.8*VMSE$), avec l'implication de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent si inférieur.

- Vérifié **la période**, Vérifié **les efforts tranchants**
- Vérifié **les déplacements inter-étage** qui a pour but rigidité latérale imposé par RPA99V2003
- Vérifié **l'effet P-Δ** pour la stabilité de structure.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle,

Finalement, on peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes **RPA 99/version 2003** notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique donc on sauvegardé la première variante de disposition des voiles car la structure est plus stable

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure contreventée par les voiles disposés selon la première variante.



CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants (Structuraux)

INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**

V .1. FERRAILLAGE DES POTEAUX:

V .1.1. INTRODUCTION:

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être 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:

a. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

V.1.2. COMBINAISONS D'ACTIONS:

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon BAEL 91 :**a.1. ELU:**

❖ **Combinaison fondamentale : $1,35G + 1,5Q$**

a.2. ELS: Situation durable $G+Q$ **b. Selon RPA 99 : Situation accidentelle**

❖ **$G+Q\pm E$**

❖ **$0,8G\pm E$**

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

a- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$

b- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

V.1.3. RECOMMANDATION SELON RPA99 VERSION 2003[2]**1- l'armatures longitudinales :**

Selon (**RPA99 / Version2003**) les armatures longitudinales doivent être en (HA), droites et sans crochets, en plus elles doivent satisfaire les conditions suivantes :

-La section minimale d'acier :

• $A_{\min} = 0,80\%.b.h$ (zone IIa)

-La section maximale d'acier :

• $A_{\max} = 4\%.b.h \rightarrow$ (zone courante)

• $A_{\max} = 6\%.b.h \rightarrow$ (zone de recouvrement)

-Diamètre minimal d'armatures longitudinales est de 12mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : $40\phi \rightarrow$ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser les 25 cm en (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible (zone critique).

La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dite et les extrémités des barres qui y concourent.

2-Armatures transversales :

Selon (RPA₉₉ / Version₂₀₀₃) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante : $A_t/S_t = \rho \cdot T_{\max} / (h \cdot f_c)$

Où :

A_t : la section des armatures transversales.

T_{\max} : l'effort tranchant de calcul.

h : la hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur : - 2,5 si $\lambda_g \geq 5$ et - 3,75 si $\lambda_g < 5$

S_t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule ci-dessus ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

dans la zone nodale : $S_t \leq \text{Min} (10 \phi_l ; 15\text{cm})$ en zone IIa

dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ en zone IIa

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

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,20	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.1.4. Les résultats de l'ETABS:

On a plusieurs poteaux à ferrailer :

Le logiciel ETABS a été exécuté par toutes les combinaisons citées ci-dessus ; les efforts internes sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **ELU :** 1.35G+1.5Q

Tab V.2 : Efforts internes dans les poteaux à l'ELU

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ₃₃ ^{cor} (kNm)	Sollicitation	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC au 2 ^{ème}	45x45	1347,01	7,657	S .E.C	0	16,2
3 ^{ème} au 7 ^{ème}	40x40	1189,21	4,024	S .E.C	0	12,8
8 ^{ème} au 9 ^{ème}	35x35	128,85	8,007	S .E.C	0	9,8

- **Combinaison :** G+Q±E

Tab V.3 : Efforts internes dans les poteaux sous combinaison G+Q±E

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ₃₃ ^{cor} (kNm)	Sollicitation	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC au 2 ^{ème}	45x45	1837,27	0,538	S .E.C	0	16,2
3 ^{ème} au 7 ^{ème}	40x40	1621,2	1,06	S .E.C	0	12,8
8 ^{ème} au 9 ^{ème}	35x35	175,05	2,713	S .E.C	0	9,8

- **Combinaison :** 0.8G±E

Tab V.4 : Efforts internes dans les poteaux sous combinaison 0.8G±E

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ₃₃ ^{cor} (kNm)	Sollicitation	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDCau2 ^{ème}	45x45	905,38	7,626	S .E.C	0	16,2
3 ^{ème} au7 ^{ème}	40x40	798,87	4,184	S .E.C	0	12,8
8 ^{ème} au9 ^{ème}	35x35	92,27	7,346	S .E.C	0	9,8

- ELS: G+Q

Tab V.5 : Efforts internes dans les poteaux à l'ELS

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ₃₃ ^{cor} (kNm)	Sollicitation	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDCau2 ^{ème}	45x45	1256	0,391	S .E.C	0	16,2
3 ^{ème} au7 ^{ème}	40x40	1179,21	4,024	S .E.C	0	12,8
8 ^{ème} au9 ^{ème}	35x35	128,15	1,972	S .E.C	0	9,8

V.4.3.Choix des armatures :

Tab V.6 : Choix des armatures des poteaux carrés

Niveau	Section	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{max} (Z-C)	As ^{max} (Z-R)	Choix	As ^{adop} (cm ²)
RDCau2 ^{ème}	45X45	0	16,2	61	121.5	12T14	18.48
3 ^{ème} au7 ^{ème}	40X40	0	12,8	48	96	12T14	18.48
8 ^{ème} au9 ^{ème}	35X35	0	9,8	37	73.5	8T14	12,32

V.4.4. 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}), 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..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right)$

➤ Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$

➤ 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 $\sigma_s = 240MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

-Combinaison : G+Q : $-(N^{max}, M^{corr})$:

Tab V.7 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

Niveau	Section	Nser (kN)	Mser (kN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
RDC au 2 ^{em} étage	45x45	1256	0,391	S.E.C	237,38	240	6,09	15	Vérifié
3 ^{eme} au 7 ^{em} étage	40x40	1179,2	4,02	S.E.C	222,8	240	7,46	15	Vérifié
8 ^{eme} et 9 ^{em} étage	35X35	128,2	1.972	S.E.C	24,22	240	5,98	15	Vérifié

V.4.5.Vérification de l'effort tranchant :

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ poteau carrée (ART A.5.1.1)

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 :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement 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 :

Tab V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

Niveau	Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	λ_{RPA}	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ BAEL (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er} 2 ^{em} étage	45*45	9,23	0.5	4.76	0,040	1	2,5	Vérifié
3 ^{em} au 7 ^{em} étages	40*40	24.54	0.17	5.36	0,075	1,875	2,5	Vérifié
8 ^{em} et 9 ^{em} Etages	35*35	11.5	0.79	6.12	0,075	1,875	2,5	Vérifié

V.1.6.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

➤ **Selon BAEL91 modifié 99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

*** 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.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq \min(10\phi_l ; 15)$ cm.....Zone nodale (zone IIa).

$S_t \leq (15\phi_l)$Zone courante (zone IIa).

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau } \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau. $L_f = 0,7H_p(\text{etage}) = 0,7 * 3,06 = 2,142 \text{ cm}$

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$

Les deux tableaux suivant rassemblent les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tab V.9 : Espacements maximaux selon RPA99

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC au 2 ^{ème}	45x45	12T14	14	10	14
3 ^{ème} au 7 ^{ème}	40x40	12T14	14	10	14
8 ^{ème} au 9 ^{ème}	35X35	8T14	14	10	14

➤ CHOIX DE DIAMETRE D'ARMATEURE.

- $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ avec ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales dans les poteaux

On aura:
$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 10\text{mm}$ comme armatures transversales

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les deux tableaux suivants :

Tab V. 10 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Section (cm ²)	Niveaux	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t RPA (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
45x45	RDC au 2 ^{ème}	2,86	6,35	3,75	9,23	N	10	0,21	4HA8	2,01
						C	14	0,3	4HA10	3,14
40x40	3 ^{ème} au 7 ^{ème}	2,14	5,35	2,5	24,54	N	10	0,5	4HA8	2,01
						C	14	0,71	4HA8	2,01
35X35	8 ^{ème} au 9 ^{ème}	2,14	6,11	2,5	11,5	N	10	0,24	4HA8	2,01
						C	14	0,33	4HA8	2,01

V.1.7: LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi_l$ en zone Iia

(RPA artiel 7,4 .2.1)

Pour : HA15.....L_r=60cm

HA10.....L_r=40cm

Schéma de ferrailage :

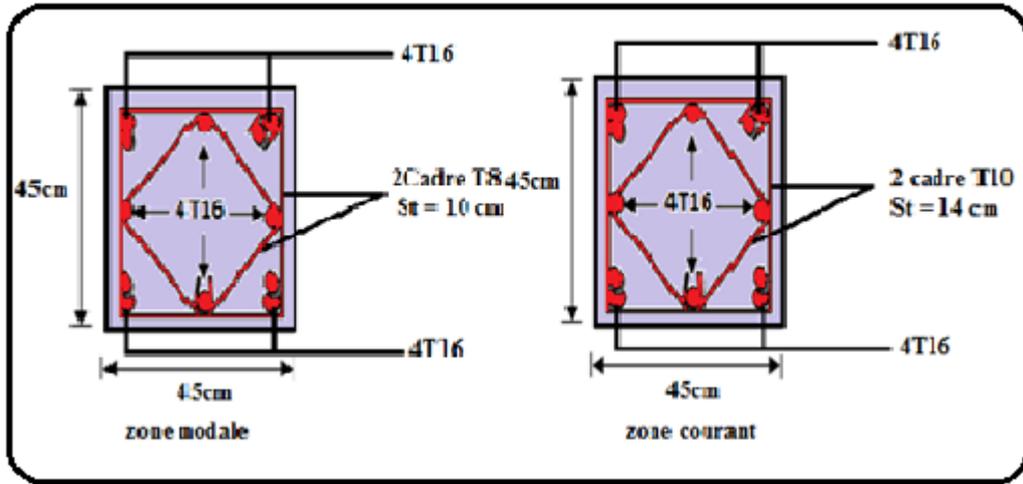


Fig V.1: Ferrailage des poteaux (45X45) de RDC et 1^{er} 2^{eme} étage.

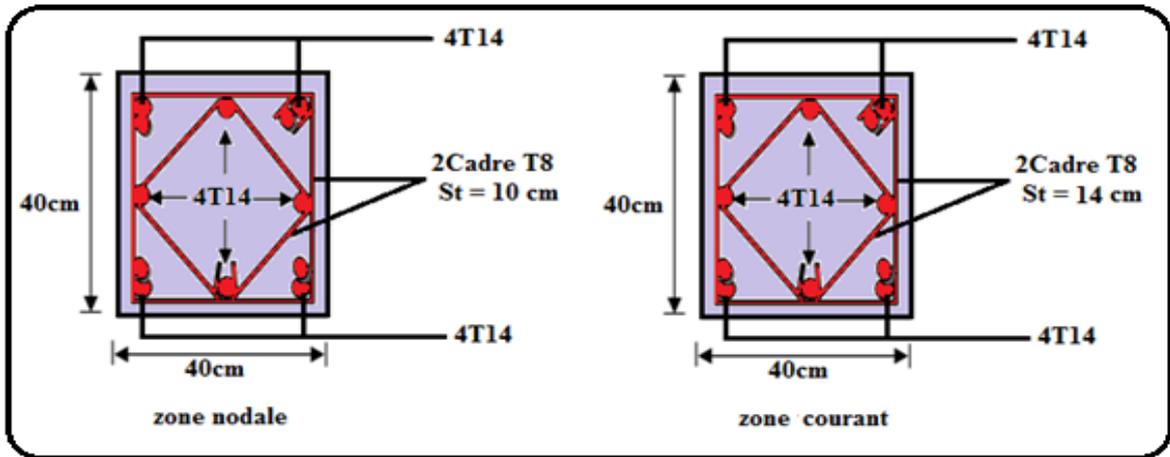


Fig V.2: Ferrailage des poteaux(40X40) de 3 au 7^{eme} étage.

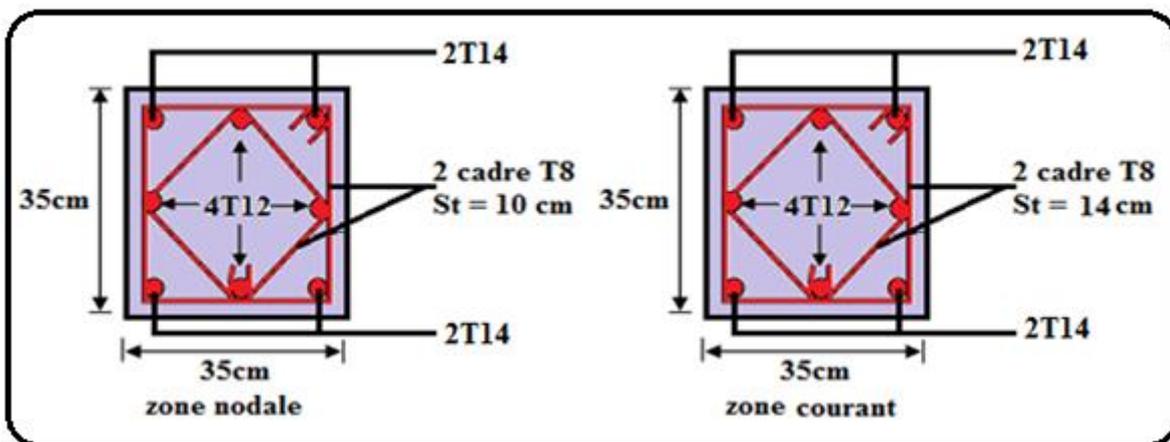


Fig V.3: Ferrailage des poteaux (35x 35)de 8et9^{eme} étage.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2.1. INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

a-Combinaisons données par le BAEL91 :

- ELU : situation durable $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : situation durable $G + Q$

b-Combinaisons données par le RPA99ver 2003 :

- Situation accidentelle : $G + Q + E$
- Situation accidentelle : $0.8 G + E$

La section finale des armatures sera calculée suivant toutes les combinaisons en considérant

$$M_a^{\max} \text{ et } M_t^{\max}$$

V.2.2. RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\%$ en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone III.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.2.3. CALCUL DU FERRAILLAGE

4. Résultats des efforts et ferrailage des poutres :

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 des efforts sont donnés par le logiciel ETABS.

❖ Sens porteur :

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

a- Présentation des résultats :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée pour chaque type de poutre sous les différentes combinaisons

Tab V.11: Ferrailage des poutres principales (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
RDC au 3 ^{ème}	30x40	Travée	40,55	3,41	0,00
		Appui	92,005	6,4	0,00
4 ^{ème} au 6 ^{ème}	30x40	Travée	49,009	3,88	0,00
		Appui	120,214	8,85	0,00
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	30x40	Travée	54,41	4,88	0,00
		Appui	130,82	9,96	0,00
		Appui	131,37	9,31	0,00
		Appui	55,4	4,61	0,00

b. Situation accidentelle : G+Q±E

Tab V.12: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
RDC au 3 ^{ème}	30x40	Travée	32,43	2,53	0,00
		Appui	81,65	5,64	0,00
4 ^{ème} au 6 ^{ème}	30x40	Travée	43,89	3,09	0,00
		Appui	110,9	7,81	0,00
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	30x40	Travée	46,18	3,7	0,00
		Appui	115,27	8,12	0,00
		Travée	118,16	8,45	0,00
		Appui	49,63	3,56	0,00

❖ Sens non porteur :

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tab V.13: Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
RDC au 3 ^{ème}	30x35	Travée	22,70	2,26	0,00
		Appui	29,42	3,39	0,00
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	30x35	Travée	48,01	3,26	0,00
		Appui	41,16	5,89	0,00
8 ^{ème} au 9 ^{ème}	30x35	Travée	47,89	4,56	0,00
		Appui	56,25	8,23	0,00
		Travée	53,38	4,7	0,00
		Appui	61,71	5,22	0,00

c. Situation accidentelle : G+Q+E

Tab V.14 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
RDC au 3 ^{ème}	30x35	Travée	30,12	2,46	0,00
		Appui	37,53	3,09	0,00
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	30x35	Travée	47,89	4,19	0,00
		Appui	56,25	4,72	0,00
8 ^{ème} au 9 ^{ème}	30x35	Travée	53,38	4,47	0,00
		Appui	61,74	5,22	0,00

Remarque :

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons « 1,35G+1,5Q » et « G+Q+E », on constate que le ferrailage maximum est obtenu par la combinaison « G+Q+E ».

V.2.4: choix des armatures longitudinales:

1. Sens porteur :

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

• **En zone courante :**

Poutres principales : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

• **En zone de recouvrement :**

Poutre principale : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

Le ferrailage final adopté est donné par les tableaux suivants :

Tab V.15: Choix des armatures pour les poutres porteuses et les poutres secondaires

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZN)(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)
Poutre Principale	30x40	Travée	48	72	6,00	4,56	3HA16+3HA12	9.42
		Appui				8,23	3HA16+3HA16	12.06
Poutre secondaire	30x35	Travée	42	63	6,00	4,47	4T16+2T14	11.12
		Appui				5,22	4T16+2T14	11.12

V.2.5. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [\text{BAEL91/99(art : A.4.2.1)}]$$

Avec :

$$d = 0,9 h ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tab V.16 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
30x40	12,06	1,30	Vérifie
30x35	11,12	1,115	Vérifie

V.2.6. VÉRIFICATION VIV A VIS DE L'ELS

La vérification des contraintes à l'ELS se fait comme suit :

- **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b$$

- **Acier**

$$\text{Fibre supérieure: } \sigma_s^{\text{sup}} = \frac{M_{ser}}{I} (y - c') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Fibre inférieure: } \sigma_s^{\text{inf}} = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec :

Y: position de l'axe neutre déterminée par:

$$b/2 \times y^2 + n A's (y - c') - n, A_s (d - y) = 0$$

I : Moment d'inertie :

$$I = b/3 \times y^3 + n A's (y - c')^2 + n .A_s (d - y)$$

A_s : Section d'armatures tendues

A's : Section d'armatures comprimées

n : Coefficient d'équivalence égale à 15

- La fissuration est considérée préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta \right) \quad \eta = 1,6 \text{ (barre H.A)}$$

$$\text{On doit vérifiée que : } \begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa \end{cases}$$

1. Sens porteur :

La poutre plus sollicité c'est B27

Tab V. 17: Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} max (kNm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC au 3 ^{ème}	30x40	Travée	99,83	6,01	15	159,73	240	CV
		Appui	41,19	2,48		65,9	240	CV
4 ^{ème} au 9 ^{ème}	30x40	Travée	99,22	5,99	15	158,72	240	CV
		Appui	40,3	2,42		64,48	240	CV

2. Sens non porteur :

Tab V.18: Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC au 3 ^{ème}	30x35	Travée	16,5	1,986	15	45,87	240	Oui
		Appui	21,46	2,58		59,67		
4 ^{ème} au 7 ^{ème}	30x35	Travée	29,92	3,59	15	83,18	240	Oui
		Appui	34,99	4,20		97,3		
8 ^{ème} au 11 ^{ème}	30x35	Travée	37,79	4,53	15	105,06	240	Oui
		Appui	43,5	5,22		120,93		

Remarque : le calcul de σ_{bc} et σ_s se fait par le logiciel "SOCOTEC"

IV.2.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

a. 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.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tab V.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Sens	Section (cm ²)	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
Poutre Principale B27	30x40	Travée	127,47	1,21	2,5	Oui
		Appui	128,33	1,11	2,5	Oui
Poutre secondaires B19	30x35	Travée	37,08	0,31	2,5	Oui
		Appui	42,91	0,45	2,5	Oui

b. 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

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

Avec :

Poutre principal : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = \text{Min}(11,42; 16; 30)\text{cm} = 11,42$

Poutre secondaire : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = \text{Min}(10; 14; 30)\text{cm} = 10$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tab V.20: Armatures transversales

Sens	T _u ^{Max} (kN)	τ _u (MPa)	BAEL 91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)Z N	S _t (cm) ZC	ZN	ZC		
Porteur	128,33	1,21	32,4	10	15	10	15	1.35	4T8
Non porteur	42,91	0,45	28,35	8,75	15	10	15	1.35	4T8

V.2.8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES

L_r=40Ø_l en zone IIa

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

❖ Ø=16mm.....L_r=64cm

❖ Ø=14mm.....L_r=56cm

V.5.9. Vérification de la flèche :

D’après : [BAEL91/99(art : B.6.5)]

Flèche totale : f_{ET ABS} ≤ f̄

Flèche totale : ∆f_T = f_v - f_i ≤ f̄

Tel que : Poutre porteuse : f̄₁ = 0,5 + $\frac{L}{1000}$ = 0,93cm (L = 4.30m < 5m)

Poutre secondaire : f̄₂ = $\frac{L}{500}$ = 0,8cm (L = 4.00m < 5m)

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée

V.2.10. ARRÊT DES BARRES

Armatures inférieures : h ≤ $\frac{L}{10}$

Armatures

supérieures : h' ≥ $\begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : L=Max(L_{gauche} ; L_{droite}).

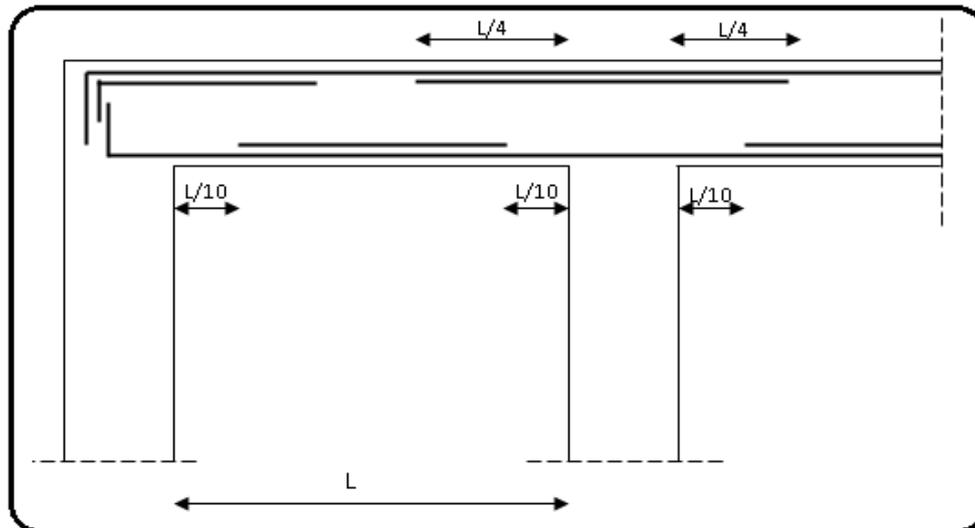


Fig V.4: Arrêt des barres

1) Schéma de ferrailage des poutres

a) Ferrailage des poutres porteuses (30 × 40):

➤ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil) + 3HA12 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

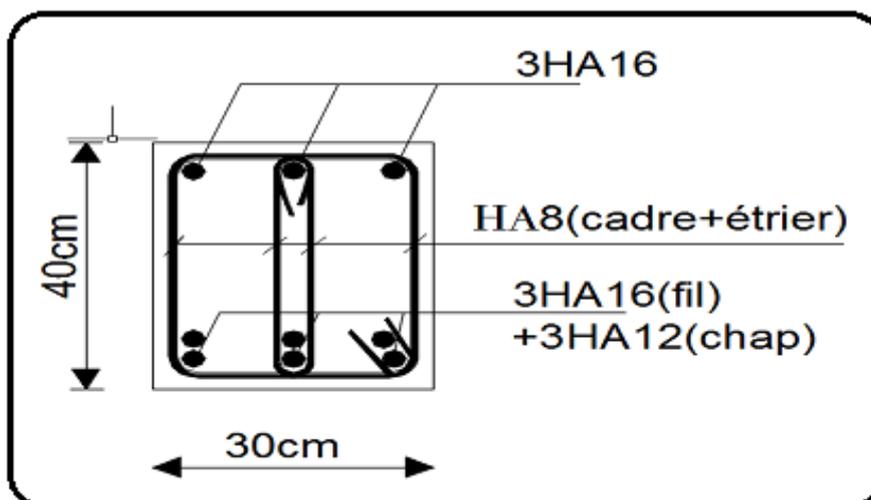


Fig V.5 : Ferrailage en travée d'une poutre principale

➤ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

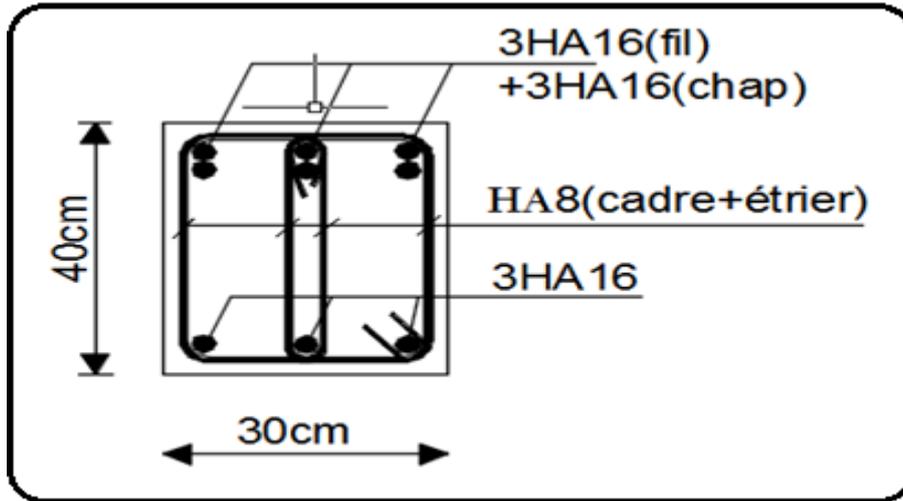


Fig V.6 : Ferrailage sur appuis d'une poutre principale

Ferrailage des poutres non porteuses : (30x35)

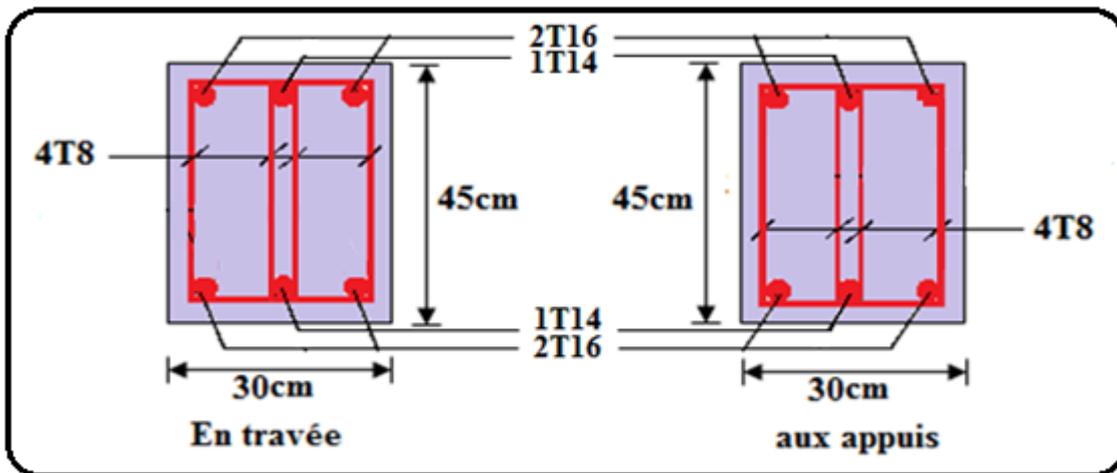


Fig. V.7 : Ferrailage des poutres non porteuses.

Les espacements des armatures transversales :

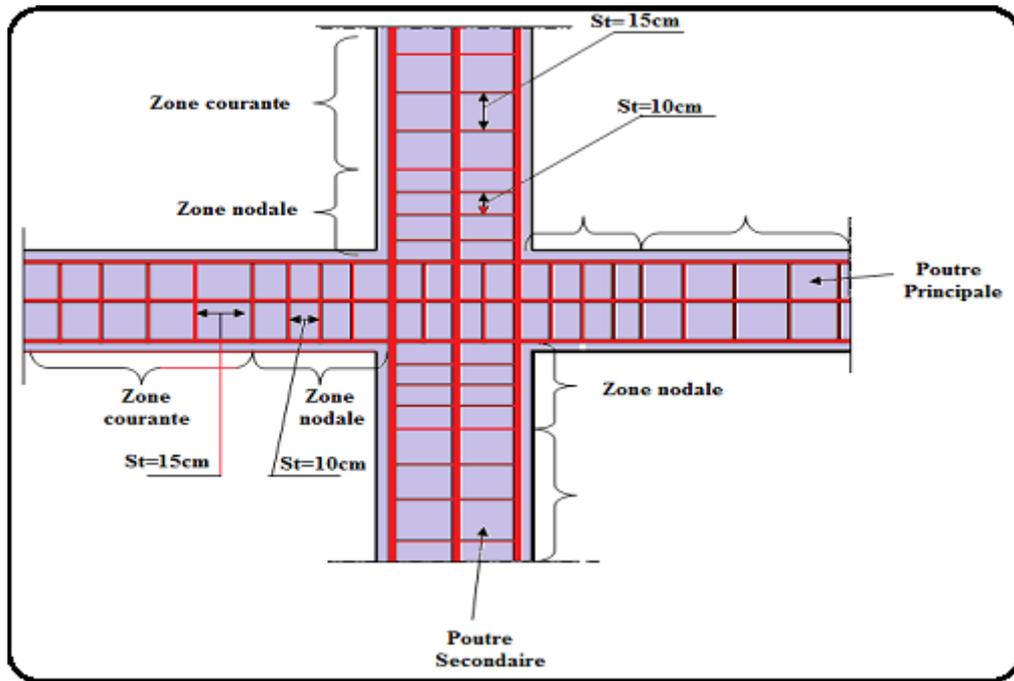


Fig V.7 : Les espacements des armatures transversale

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1 Généralités

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé.

Unebanche est un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

V.4.2 Ferrailage des voiles

Le ferrailage de ces voiles sont déterminés par la méthode des contraintes.

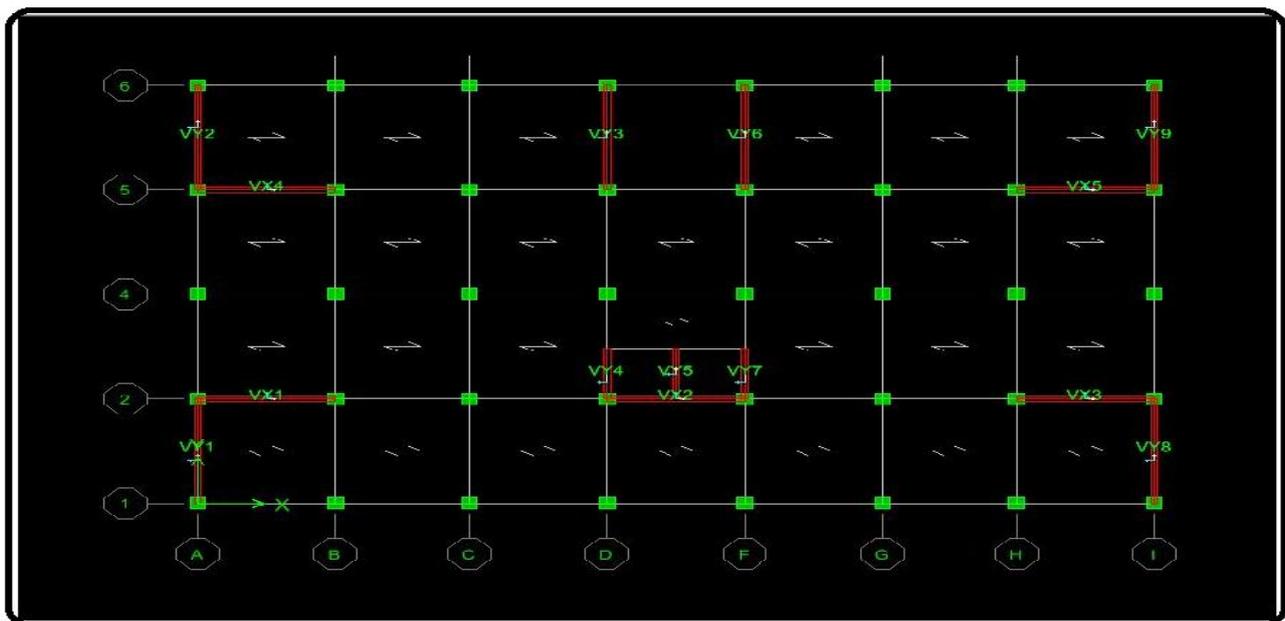


Fig V.8. Nomination des voiles dans la structure

➤ Procédure de ferrailage des trumeaux

• Introduction

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La **figure** ci-après montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

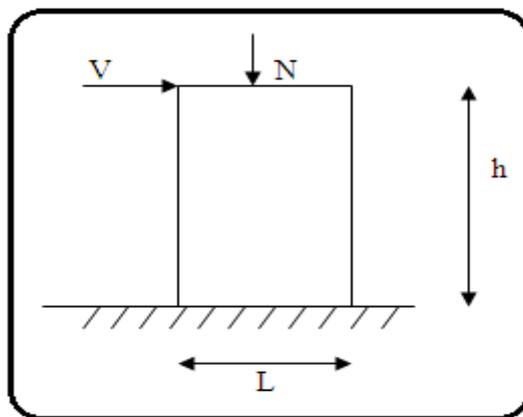


Fig V.9 Section rectangulaire, soumise à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_v) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

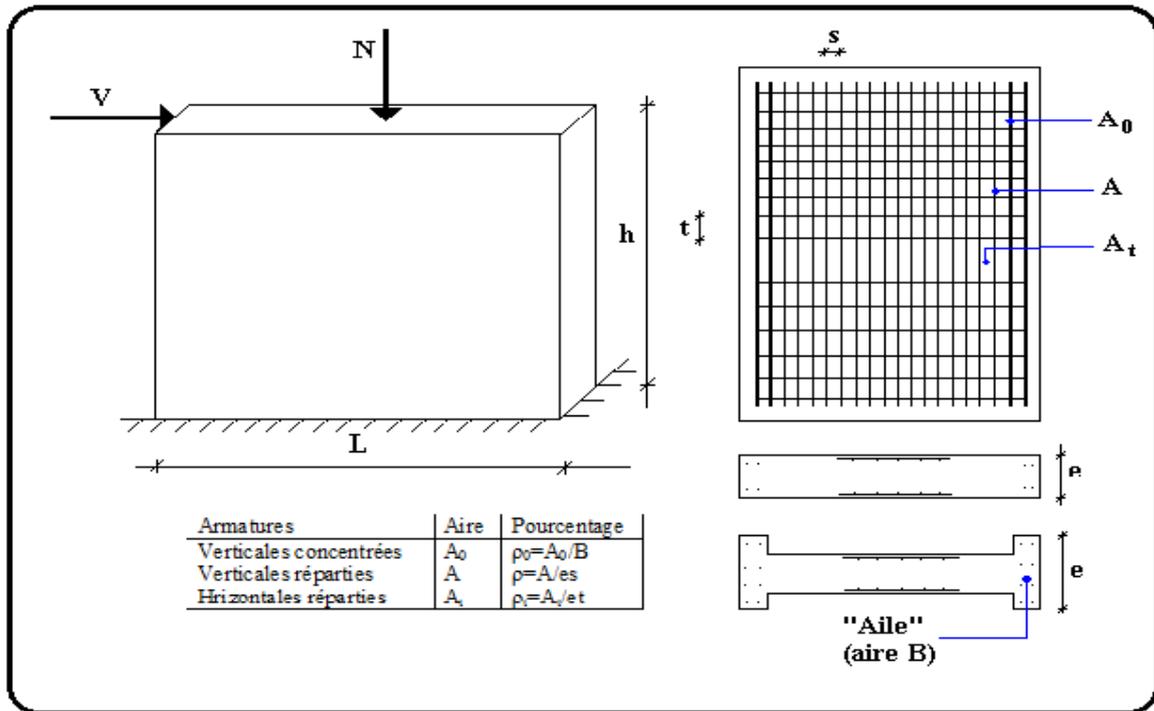


Fig V.10 Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

➤ Préconisation du BAEL91

• Justifications sous sollicitations normales

a. Conditions d'application

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

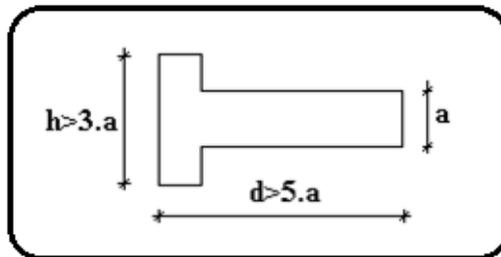


Fig V.11 Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

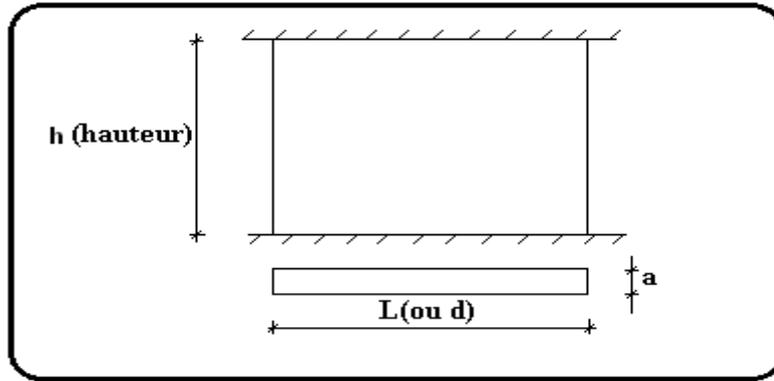


Fig V.12 Mur encastré

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du

rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

Effort de compression en ELU

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Remarque

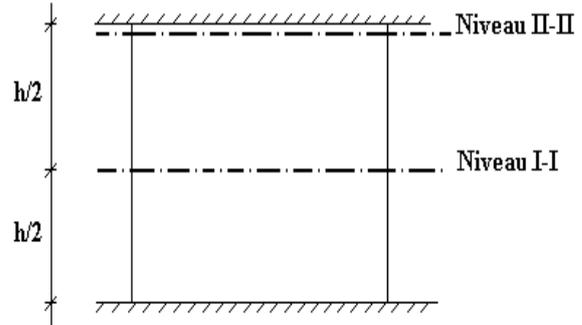
La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appelons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

c. Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.



d. Aciers minimaux

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*.

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux

Tab V.21 Aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33 m$
Acier minimal	par moitié sur chaque face	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tab V.22 Aciers transversaux

	Nombres transversales	d'armatures Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12$ mm	4 épingles par m ² de voile	6mm
12 mm $< \phi_l \leq 20$ mm	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
20 mm $< \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

e. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{I2} \leq 0,05f_{c28}$)

5.7.6. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

5.7.6.1 Introduction :

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du

- **méthode simplifiée basée sur les contraintes (calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicitées en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - Zone comprimée

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

2 - Zone tendue

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **ETABS**,

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

Tab V.23 Aciers supplémentaires

<i>Aciers de peau</i>	<i>Unité</i>	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<i>Section minimale</i>	cm^2	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
<i>Espacement maximal</i>	M	$0,50$	$0,33$

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale 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.
- Si les efforts importants de compressions 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 (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

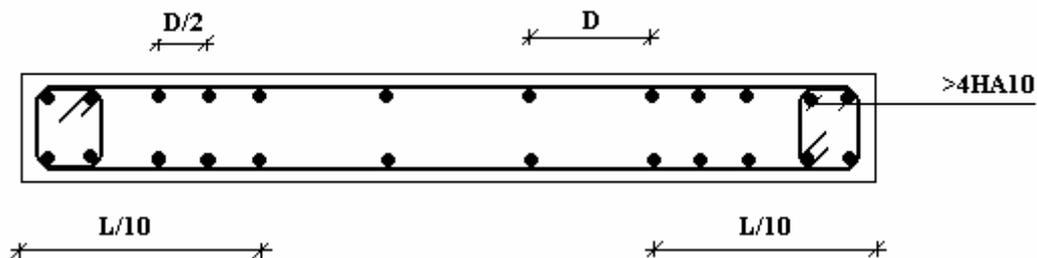


Fig V.13 Disposition des armatures verticales dans les voiles

a. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

b. Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Exemple de calcul :

V.4.3.1 Premier type U

Soit le voile (V_{x4}) de longueur

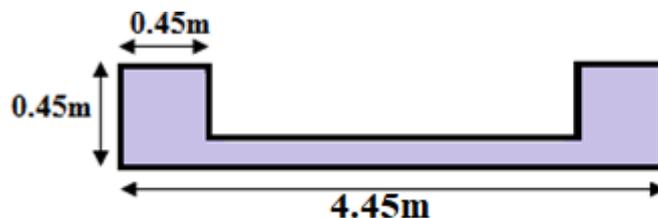


Fig V .14 : Schéma de ferrailage du voile en forme

Caractéristiques géométriques :

- L= 4,45m
- A= 1,12 m².
- V₁= 2,22 m
- V₂= 2,22 m.

$$I=2,37\text{m}^4$$

$$e = \frac{3683,18}{1349,65} = 2,72\text{m}$$

Les efforts sous la combinaison 0.8G+E sont donnés comme suit :

$$N = 1349,65 \text{ KN}$$

$$M = 3683,18\text{KN.m}$$

$$T = 527,63 \text{ KN}$$

1. Calcul des contraintes sous (0,8G±E) :

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1349,65}{1,12} - \frac{3683,18 \times 2,22}{2,37} \cdot 10^{-3} = -2,247 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1349,65}{1,12} + \frac{3683,18 \times 2,22}{2,37} \cdot 10^{-3} = 4,655\text{Mpa}$$

(σ_{\min} σ_{\max}), Sont de signes différent, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcul la longueur de la zone de traction

▪ **Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q±E)**

$$N = -2370,88\text{KN}$$

$$M = 3690,131\text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{-2370,88}{1,12} - \frac{3690,13 \times 2,22}{2,37} \right] \cdot 10^{-3} = -1,34\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{-2370,88}{1,12} + \frac{3690,13 \times 2,22}{2,37} \right] \cdot 10^{-3} = 5,57\text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 61,34\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_2 = 5,57 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

1. Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2,47}{4,655 + 2,47} \times 4 = 1,5 \text{ m}$$

2. Longueur de la zone comprimée :

$$Y = L - X = 4,45 - 1,5 = 2,95 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée

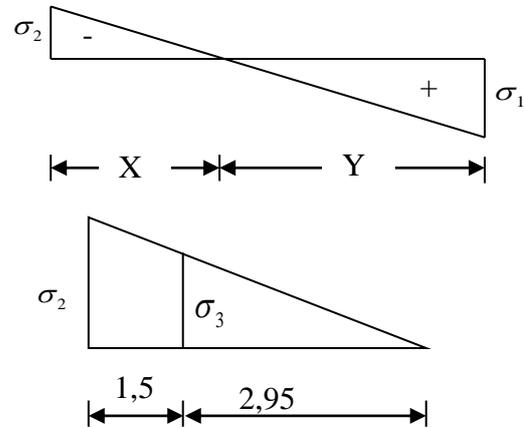


Figure V.15: La zone tendue et comprimée

3. Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_{\min}(X-b)}{X} = \frac{-2,247(1,5-0,45)}{1,5} = -1,57$$

$$d \leq \min \left\{ \frac{he}{2} ; \frac{2}{3} X \right\} = 1$$

4 : Détermination des armatures verticales :

-1ere Partie poteau :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{4,65 + 1,57}{2} \right) \cdot 0,45 \times 0,45 \times 10^3 = 629,76 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} \times 10 = 15,74 \text{ cm}^2$$

-2eme Partie voile :

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b)a = \frac{1}{2} \times 1,57 \times (1,5 - 0,45) \times 0,20 \times 10^3 = 164,85 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} \times 10 = 4,12 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de A_{vj}**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\overline{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4.V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 527,63}{400} \times \frac{1,37}{4} \times 10 = 6,25 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature**

$$A_T = A_{v1} + A_{v2} + A_{vj} = 15,74 + 4,12 + 6,25 = 26,11 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003

$$A_{\text{Total}} = 26,11 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{\text{tendu}} = 0,2\% \cdot 0,20 \times 1,5 \times 10^4 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\text{min}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

On prend :

$$-A_{\text{ poteau}} = 12\text{T}14 = 18.48 \text{ cm}^2$$

$$-A_{\text{ voile}} = 2(4\text{T}12) = 9.05 \text{ cm}^2$$

➤ Détermination des armatures horizontales

▪ La contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 527,63 \times 10}{20 \times 0,9 \times 400} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

▪ Le pourcentage minimal selon RPA 2003

$$\tau_b = 1,9 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(5\text{T}10) = 7,86 \text{ cm}^2$

$$S_h = 20 \text{ cm}$$

▪ L'espacement

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

➤ Armatures courantes

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2,95 - 1,5) \times 10^4 = 5,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ courant}} = 2(16\text{T}10) = 25.14 \text{ cm}^2$$

▪ Choix d'armature

◆ **Les poteaux :** $A_p = 12\text{T}14 = 18.48 \text{ cm}^2$

◆ **La zone poteau voile :** $A_v = 2(4\text{T}12) = 9.05 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$

◆ **La zone courante :** $2(16\text{T}10) = 25,14 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$

♦ Armature horizontales : $A_h = 2(5T10) = 7,86\text{cm}^2$

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

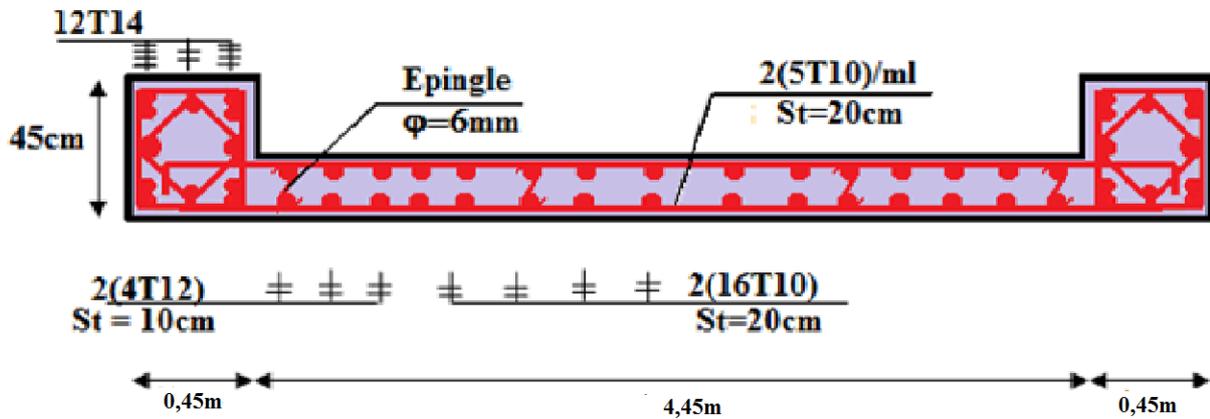


Fig V.16 Schéma de ferrailage du voile en forme U.

V.4.3.2 Deuxième Type

a) Forme voile en L (Vy1)

Avec:

$$A = 0,97\text{m}^2$$

$$V = 1,93 ; V' = 2,22\text{m}$$

$$I = 1,7\text{m}^4$$

$$N = 1349,64 \text{ KN}$$

$$M = 3657,40 \text{ KN.m}$$

$$T = 652,04\text{KN}$$

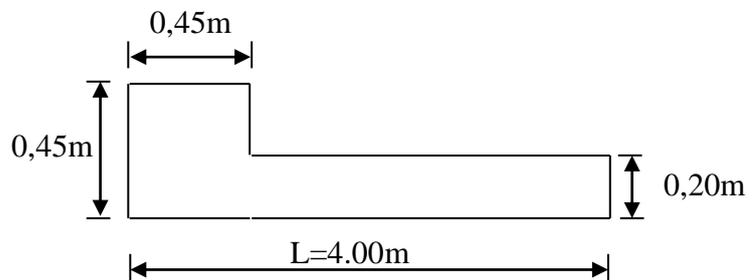


Fig V.17 Vue en plan du voile plein en L.

■ Calcul des contraintes

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \left[\frac{1349,64}{0,97} + \frac{3657,4 \times 1,93}{1,7} \right] \cdot 10^{-3} = 5,54\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1349,64}{0,97} - \frac{3657,4 \times 1,93}{1,7} \right] \cdot 10^{-3} = -2,76\text{MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent → donc la section est partiellement comprimée.

▪ Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q± E)

$N = 2370,86 \text{ KN}$

$M = 3650,45 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{2370,86}{0,97} + \frac{3650,45 \times 1,93}{1,7} \right] \cdot 10^{-3} = 6,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{2370,86}{0,97} - \frac{3650,45 \times 1,93}{1,7} \right] \cdot 10^{-3} = -1,37 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 6,58 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c v.}$

$\sigma_2 = -1,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c v.}$

▪ Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{5,54}{5,54 + 2,76} \times 4,30 = 2,87$$

$X = 2,87 \text{ m}$

$Y = L - X = 4 - 1,36 = 1,43 \text{ m}$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

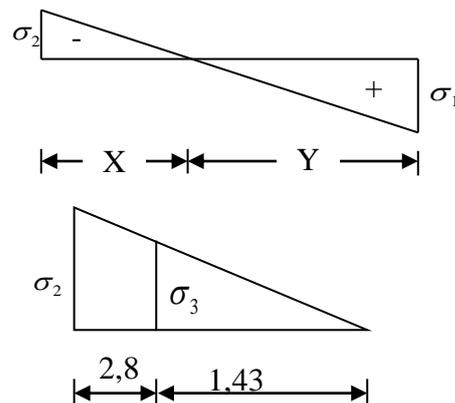


Figure V.18: La zone tendue et comprimée

▪ Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-2,76 \times (2,87 - 0,45)}{2,87} = -2,33 \text{ MPa}$$

▪ Détermination des armatures verticales

✓ Tronçon AB

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{2,76 + 2,33}{2} \right) \cdot 0,45 \times 0,45 \times 10^3 = 517,4 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{517,4 \times 10}{400} = 12,94 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 \cdot (X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \times 2,33 \times (2,87 - 0,45) \times 0,20 \times 10^3 = 563,86 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{563,86}{400} \times 10 = 14,1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2}; A_t = 27,04 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de A_{vj}**

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 652,04 \text{ KN} \times 10}{400} \times \frac{2,86}{4,3} = 16,7 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature** $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 27,04 + 16,7 = 43,7 \text{ cm}^2$

-D'après le **RPA 2003**

$$A_{Total} = 43,7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 0,20 \times 2,87 \times 10^4 = 11,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Détermination des armatures horizontales**

➤ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 652,04 \times 10}{0,20 \times 0,9 \times 4,3} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 article 7.7.4.2**

$$\tau_b = 1,18 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(5T10) = 6,28 \text{ cm}^2 S_h = 20 \text{ cm}$

▪ L'espaceur

$$S_v \leq \min(1,5a = 30cm; 30cm) = 20cm$$

▪ Choix d'armature

◆ le poteau $A_p = 12T12 = 37,68 \text{ cm}^2$.

◆ la zone voile $\begin{cases} A_{v_{poteau}} = 2(4T12) = 5,09 \text{ cm}^2 (S_v = 10 \text{ cm}) \\ A_{v_{extrimite}} = 2(4T12) = 5,09 \text{ cm}^2 (S_v = 10 \text{ cm}) \end{cases}$

◆ La zone courante $A_c = 2(16T10) = 25,14 \text{ cm}^2$. $S_c = 20 \text{ cm}$

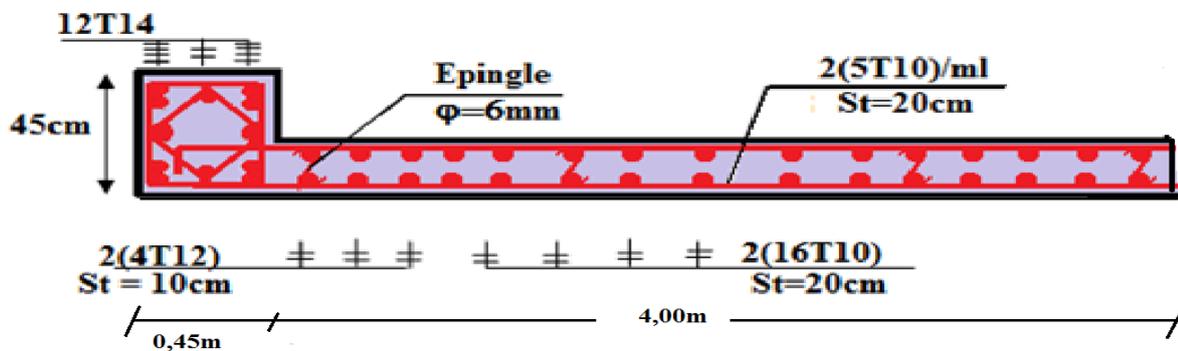
La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ Armatures courantes

$$A_c \geq 0,2\% . a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2,64 - 1,36) \times 10^4 = 5,12 \text{ cm}^2$$

▪ Choix d'armature

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale



FigV.19:Schéma ferrailage de voile en L

V.4.4 Caractéristiques et ferrailage des voiles

Sens longitudinal (x-x)

Tab V 24 : Caractéristique géométriques des voiles du sens x-x (RDC),(4,5,6),(7,8,9)

Voile	Niveau (étage)	L [m]	V1 [m]	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]	A [m ²]	I [m ⁴]	σ_{min} [Mpa]	σ_{max} [Mpa]	X [m]
VX1	6, 7,8,9	4,35	2,17	1845,52	924,625	322,64	0,97	1,79	7,71	30,14	0,89
	3,4,5	4,40	2,2	4308,62	1817,23	385,84	1,04	2,06	22,04	60,82	1,17
	RDC,1,2	4,45	2,22	702,01	3039,222	310,72	1,12	2,37	-22,21	34,81	1,73
VX2	6,7,8,9	4,35	2,17	846,63	441,584	201,92	0,97	1,79	3,33	14,04	0,83
	3,4,5	4,40	2,2	2287,61	947,876	303,64	1,04	2,06	11,88	32,11	1,18
	RDC,1,2	4,45	2,22	1572,05	3583,646	319,67	1,12	2,37	-19,51	47,41	1,29
VX3	6,7,8,9	4,35	2,17	445,9	694,863	289,88	0,97	1,79	-3,86	13,00	0,99
	3,4,5	4,40	2,2	693,49	1817,261	385,84	1,04	2,06	-12,72	26,06	1,44
	RDC,1,2,9	4,45	2,22	702,01	3010,896	337,39	1,12	2,37	-21,94	34,53	1,72
VX4	6,7,8	4,35	2,17	1132,39	1689,451	264,75	0,97	1,79	-8,88	32,11	0,94
	3,4,5	4,40	2,2	1741,05	2915,07	527,57	1,04	2,06	-14,36	47,84	1,02
	RDC,1,2	4,45	2,22	1349,65	3686,18	527,63	1,12	2,37	-2,247	4,65	1,5
VX5	6,7,8,9	4,35	2,17	748,69	1289,465	264,75	0,97	1,79	-7,72	22,21	1,1
	3,4,5	4,40	2,2	1065,75	2615,094	327,57	1,04	2,06	-17,66	38,15	1,39
	RDC,1,2	4,45	2,22	730,75	3683,14	352,04	1,12	2,37	-27,99	41,1	1,8

a) Sens longitudinal (Y-Y)

Tab V 25 : Caractéristique géométriques des voiles du sens Y-Y ;

Voile	Niveau (étage)	L (m)	V1 [m]	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]	A m ²	I [m ⁴]	σ_{min} [Mpa]	σ_{max} [Mpa]	X [m]
VY1	6,7,8,9	4,20	1,99	1033,5	453,697	203,26	0,9	1,41	4,5	17,93	0,84
	3,4,5	4,25	1,96	2510,99	-1140,508	309,53	0,94	1,55	10,16	41,4	0,84
	RDC,1,2	4,30	1,78	1349,64	3657,4	652,04	0,97	1,7	-2,76	5,54	2,87
VY2	6,7,8,9	4,65	2,21	1033,5	453,697	203,26	1	1,91	4,71	15,79	1,07
	3,4,5	4,70	2,18	2105,69	946,38	292,21	1,02	2,07	9,14	30,61	1,08
	RDC,1,2	4,75	2,14	2527,06	1399,467	195,55	1,06	2,25	7,62	37,12	0,81
VY3	6,7,8,9	4,65	2,33	-1532,44	107,367	59,81	1,04	2,16	13,41	15,64	2,19
	3,4,5	4,70	2,35	-1957,13	-262,993	117,94	1,1	2,47	15,18	20,1	2,04
	RDC,1,2	4,75	2,37	-2175,07	398,936	137,81	1,17	2,83	15,16	21,86	1,95
VY4	6,7,8,9	2,40	1,1	-707,48	-92,913	-57,33	0,53	0,28	8,98	16,62	0,83
	3,4,5	2,45	1,08	-1109,51	-102,913	-64,22	0,57	0,31	15,24	22,96	0,97
	RDC,1,2	2,50	1,06	-1585,5	-99,572	-62,71	0,6	0,36	21,89	28,83	1,08
VY5	6,7,8,9	2,40	1,1	-481,75	78,728	35,6	0,5	0,28	5,4	12,13	0,73
	3,4,5	2,45	1,08	-645,16	541,353	40,05	0,57	0,31	-11,27	26,55	0,71
	RDC,1,2	2,50	1,06	-648,95	1246,408	52,83	0,6	0,36	-39,37	47,48	1,13
VY6	6,7,8,9	4,65	2,32	931,41	80,381	62,47	1,04	2,16	8,13	9,86	2,1
	3,4,5	4,70	2,35	1725,36	115,939	56,53	1,1	2,47	14,58	16,79	2,18
	RDC,1,2	4,75	2,37	2175,07	398,97	37,81	1,17	2,83	15,17	21,9	1,96
VY7	6,7,8,9	2,40	1,1	898,03	99,253	61,65	0,5	0,28	12,26	20,75	0,91
	3,4,5	2,45	1,08	1411,66	254,172	67,87	0,57	0,31	13,84	33,40	0,72
	RDC,1,2	2,50	1,06	1823,8	447,118	78,57	0,6	0,36	11,85	43,01	0,54
VY8	6,7,8,9	4,475	2,12	1726,28	-842,004	279,62	0,95	1,7	6,61	28,7	0,84
	3,4,5	4,50	2,08	1364,73	2202,582	347,96	0,98	1,83	-15,19	39,01	1,26
	RDC,1,2	4,525	2,04	1379,23	2316,378	203,67	1,02	1,96	-15,82	37,61	1,33
VY9	6,7,8,9	4,475	2,12	1040,89	1106,821	254,9	0,95	1,7	-4,28	24,77	0,66
	3,4,5	4,50	2,08	2868,43	1550,465	235,15	0,98	1,83	8,77	46,93	0,7
	RDC,1,2	4,525	2,04	3636,63	2409,516	247	1,02	1,96	5,18	60,77	0,36

V.4.5 : Ferrailage des voiles

A. Sens longitudinal (x-x)

Tab V.26 : Ferrailage des voiles sens X-X

Voile	Niveau (étage)	As1 [cm ²]	Avj [cm ²]	AT [cm ²]	Amin [cm ²]	Zone nodale			Armature horizontal											
						poteau	voile		As [cm ²]	Aado [cm ²]	As [cm ²]	Aado [cm ²]								
							Aado	Aado					St							
VX1	6,7,8	2,52	2,53	5,05	3,56	8T12	2(5T10)	10	5,14	2(20T10)	5	2(5T10)								
	3,4,5					10,1	3,95	14,05					4,68	8T12	2(5T12)	10	4,12	2(20T10)	5	2(5T10)
	RDC,1,2					15,06	4,66	19,72					6,92	12T14	2(5T12)	10	1,98	2(20T10)	5	2(5T10)
VX2	6,7,8	1,04	1,49	2,53	3,32	8T12	2(4T10)	10	5,38	2(15T10)	5	2(5T10)								
	3,4,5	5,5	3,16	8,66		4,72	8T12	2(4T12)					10	4,08	2(15T10)	5	2(5T10)			
	RDC,1,2	10,83	3,57	14,4		5,16	12T14	2(4T12)					10	3,74	2(15T10)	5	2(5T10)			
VX3	6,7,8	1,38	2,56	3,94	3,96	8T12	2(2T10)	10	4,74	2(7T10)	5	2(5T10)								
	3,4,5	6,78	4,87	11,65		5,76	8T12	2(2T12)					10	3,04	2(7T10)	5	2(5T10)			
	RDC,1,2	14,85	5,05	19,9		6,88	8T12	2(2T12)					10	2,02	2(7T10)	5	2(5T10)			
VX4	6,7,8	3,04	2,21	5,25	3,76	8T12	2(2T10)	10	4,94	2(9T10)	5	2(5T10)								
	3,4,5	5,96	4,69	10,62		4,08	8T12	2(2T12)					10	4,72	2(9T10)	5	2(5T10)			
	RDC,1,2	16,29	6,93	23,22		6	12T14	2(2T12)					10	2,9	2(9T10)	5	2(5T10)			
VX5	6,7,8	2,99	2,57	5,56	4,4	8T12	2(2T10)	10	4,3	2(7T10)	5	2(5T10)								
	3,4,5	9,17	3,99	13,16		5,56	8T12	2(2T12)					10	3,24	2(7T10)	5	2(5T10)			
	RDC,1,2	19,5	5,49	24,99		7,2	10T14	2(2T12)					10	1,7	2(7T10)	5	2(5T10)			

B. Sens longitudinal (Y-Y)

Tab V.27 : Ferrailage des voiles sens Y-Y

Voile	Niveau (étage)	A _{s1} [cm ²]	A _{vj} [cm ²]	A _T [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Zone nodale			Armature horizontale			
						poteau		voile	A _s [cm ²]	A _{ado} [cm ²]	A _s [cm ²]	A _{ado} [cm ²]
						A _{ado}	A _{ado}	S _t				
VY1	6,7,8	3,47	1,57	5,04	3,36	8T12	2(4T10)	10	5,04	2(15T10)	5	2(5T10)
	3,4,5	9,92	2,35	12,27	3,36	12T12	2(4T12)	10	5,14	2(15T10)	5	2(5T10)
	RDC,1,2	27,04	16,7	43,7	5,44	12T14	2(4T12)	10	3,16	2(15T10)	5	2(5T10)
VY2	6,7,8	3,47	1,8	5,27	4,28	8T12	2(4T10)	10	5,02	2(14T10)	5	2(5T10)
	3,4,5	8,25	2,59	10,84	4,32	10T12	2(4T12)	10	5,08	2(14T10)	5	2(5T10)
	RDC,1,2	10,55	1,28	11,83	3,24	12T14	2(4T12)	10	6,26	2(14T10)	5	2(5T10)
VY3	6,7,8	8,97	1,06	10,03	8,76	8T12	2(2T10)	10	0,54	2(6T10)	5	2(5T10)
	3,4,5	10,50	1,95	12,45	8,16	8T12	2(2T12)	10	1,24	2(6T10)	5	2(5T10)
	RDC,1,2	11,14	5,33	16,47	7,8	12T14	2(2T12)	10	1,7	2(6T10)	5	2(5T10)
VY4	6,7,8	4,01	0,77	4,78	3,32	8T12	2(2T10)	10	1,48	2(6T10)	5	2(5T10)
	3,4,5	7,62	0,98	8,6	3,88	12T12	2(2T12)	10	1,02	2(6T10)	5	2(5T10)
	RDC,1,2	12,53	1,04	13,57	4,32	12T14	2(2T12)	10	0,68	2(6T10)	5	2(5T10)
VY5	6,7,8	2,57	0,43	3,00	2,92	8T12	2(4T10)	10	1,88	2(14T10)	5	2(5T10)
	3,4,5	8,15	0,46	8,61	2,84	8T12	2(4T12)	10	2,06	2(14T10)	5	2(5T10)
	RDC,1,2	22,08	1,02	23,1	4,52	12T14	2(4T12)	10	0,48	2(14T10)	5	2(5T10)
VY6	6,7,8	5,25	1,09	6,34	8,4	8T12	2(2T10)	10	0,9	2(5T10)	5	2(5T10)
	3,4,5	10,61	1,01	11,62	8,72	12T12	2(2T12)	10	0,68	2(5T10)	5	2(5T10)
	RDC,1,2	11,14	2,17	13,31	7,84	12T14	2(2T12)	10	1,66	2(5T10)	5	2(5T10)
VY7	6,7,8	5,33	0,88	6,21	3,64	8T12	2(2T10)	10	1,16	2(8T10)	5	2(5T10)
	3,4,5	8,39	0,77	9,16	3,36	8T12	2(2T12)	10	2,02	2(8T10)	5	2(5T10)
	RDC,1,2	11,43	0,65	12,08	3,36	12T14	2(2T12)	10	2,84	2(8T10)	5	2(5T10)
VY8	6,7,8	5,45	2,02	7,47	5,44	8T12	2(3T10)	10	5,59	2(14T10)	5	2(5T10)
	3,4,5	12,11	2,68	9,16	4,28	10T12	2(3T12)	10	3,96	2(14T10)	5	2(5T10)
	RDC,1,2	14,52	3,46	17,98	4,32	10T14	2(3T12)	10	3,73	2(14T10)	5	2(5T10)
VY9	6,7,8	4,26	1,45	5,71	3,24	8T12	2(4T10)	10	6,31	2(14T10)	5	2(5T10)
	3,4,5	10,44	1,43	11,87	8,76	8T12	2(4T12)	10	6,2	2(14T10)	5	2(5T10)
	RDC,1,2	15,76	0,75	16,51	8,16	12T14	2(4T12)	10	7,61	2(14T10)	5	2(5T10)

V.6.7 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa}$$

b_0 : Épaisseur du voile

d : hauteur utile $d=0,9.h$

h : hauteur totale (largeur) de la section brute

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Tab V 28 : Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voiles	H [m]	d [m]	b ₀ [m]	V _{max} [KN]	τ _u [Mpa]	τ _ū [Mpa]	τ _u ≤ τ _ū
VX1	3,55	3,12	0,20	310,72	0,697	5	CV
VX2	3,55	3,12	0,20	319,67	0,717	5	CV
VX3	3,55	3,12	0,20	337,39	0,757	5	CV
VX4	3,55	3,12	0,20	527,63	1,184	5	CV
VX5	3,55	3,12	0,20	352,04	0,789	5	CV

Sens Y-Y :

Tab V 29: Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voiles	h [m]	d [m]	b ₀ [m]	V _{max} [KN]	τ _u [Mpa]	τ _ū [Mpa]	τ _u ≤ τ _ū
VY1	3,85	3,46	0,20	652,04	1,32	5	CV
VY2	3,85	3,46	0,20	195,55	0,40	5	CV
VY3	3,85	3,46	0,20	137,81	0,788	5	CV
VY4	2,05	1,85	0,20	62,7	0,237	5	CV
VY5	2,05	1,85	0,20	52,83	0,201	5	CV
VY6	3,85	3,46	0,20	37,81	0,076	5	CV
VY7	2,05	1,85	0,20	78,57	0,297	5	CV
VY8	3,85	3,46	0,20	203,67	0,412	5	CV
VY9	3,85	3,46	0,20	247	0,501	5	CV

V.6.5. Dispositions constructives selon RPA 99V2003

- 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).
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.



CHAPITRE VI

Etude

de

l'infrastructure

VI.I Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut-être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (casdes semelles sur pieux) .

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liéesaux caractères physiques et mécaniques du sol.

VI.I.I Fonctions assurée par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

Une force horizontale résultant : par exemple, de l'action du vent ou d'un séisme, qui peuvent être variables en grandeur et en direction.

Un moment : qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence duprojet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et de l'interaction sol structure.

VI.I.2 Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement de répartir les charges qu'ils supportent sur le sol oudans le sol suivant l'importance des charges et de la résistance du terrain.

1. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur onréalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
2. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur onréalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.II. 1 Ferrailage de longrine

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

- $\frac{N}{10}$: Pour les terrains meubles.
- $\frac{N}{15}$: Pour les terrains moyennes.

N : La force qui agisse sur le poteau

On Prend le choix architectural : $(b \cdot h) = (40 \cdot 30) \text{ cm}^2$

- Le ferrailage minimal de longrine, il ne dépasse pas **(0,8%B)**.
- l'espacement ne dépasse pas **(20cm, 15φ₁)**

1. Calcul le ferrailage à l'E.L. U :

Le calcul des armatures se fera à la traction simple :

$$N_{u \max} = 1837.27 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{N_{\max}}{15} = \frac{1837.27}{15} = 122.48 \text{ kn}$$

$$N_u \leq A_s \times \sigma_s \quad A_s \geq \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ Mpa}$$

$$A_s \geq \frac{122480}{347.8}$$

$$A_s \geq 3.52 \text{ cm}^2$$

2. Vérification selon notre section:(B = b×h)

$$A > \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{45 \times 35 \times 2,1}{400}$$

$$A = 6.3 \text{ cm}^2 > A_s = 3.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cnv}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot B = 0,6 \times \frac{40 \times 30}{100}$$

$$A_{\min} = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Alors :

Le ferrailage sera fait avec : $A_{\min} = 7.2 \text{ cm}^2$

$$D'où : A_s = 4T16 + 2T14 = 11.12 \text{ cm}^2$$

1. Vérification à l'état limite de service (E.L.S)

$$N_s = 1336.73 \text{ KN}$$

$$N_s = \frac{N_s}{10} = \frac{1336.73}{10} = 133.67 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right\}$$

$\eta = 1,6 \dots \dots$ (barre à haute adhérence)

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min\left\{\frac{2}{3} * 400 ; \max(0.5 * 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1})\right\}$$

$$A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{133.67 * 1000}{201.63}$$

$$A_s = 6.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{elu}} = 12.6 \text{ cm}^2 > A_{\text{els}} = 6.62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Alors : Les armatures calculées à l'état limite ultime sont convenables.

1. Armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_{\max}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 14\right)$$

$$\varphi_t \leq 11.42 \text{ mm}$$

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

2. Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\varphi_t) \quad S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 22 \text{ cm}) \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

3. Schéma de ferrailage :

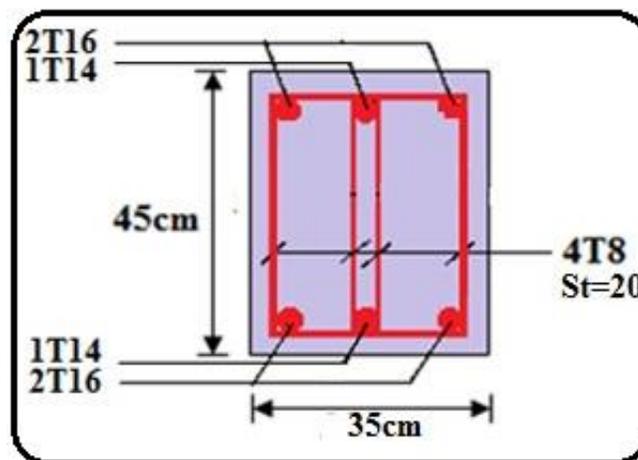


Fig VI.1: Ferrailage des longrines.

VI.2 Calcul des fondations

Afin de satisfaire à la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage :

- La charge que comporte l'ouvrage.
- La capacité portante du sol.
- L'ancrage et les différentes données du rapport du sol.
- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- La facilité de l'exécution (coffrage).
- Le tassement du sol

Il ya lieu de commencer le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape faisant l'objet de vérifications.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \rightarrow \quad S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué sur la fondation. S : Surface de la fondation.

$N = N_1$ (de la superstructure) calculé par la combinaison ELS

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations pour chaque poteau sont récapitulés dans le tableau suivant :

Avec :

N_S = effort normal à (l'ELS).

N_G = effort normal dû au poids propre.

N_Q = effort normal dû aux surcharges d'exploitation.

Tab VI.1 : Effort normal appliqué sur les fondations

Poteau	N [kN]						
P ₁	-493.44	P ₁₁	-948.43	P ₂₁	-769.26	P ₃₁	-804.1
P ₂	-478	P ₁₂	-1242.81	P ₂₂	-596.42	P ₃₂	-496.92
P ₃	-719.74	P ₁₃	-1333.91	P ₂₃	-744.99	P ₃₃	-1094.49
P ₄	-503.65	P ₁₄	-1248.53	P ₂₄	-544.36	P ₃₄	-520.99
P ₅	-431.75	P ₁₅	-1008.72	P ₂₅	-477.52	P ₃₅	-900.75
P ₆	-804.04	P ₁₆	-769.27	P ₂₆	-948.31	P ₃₆	-493.48
P ₇	-47.21	P ₁₇	-596.17	P ₂₇	-1242.84	P ₃₇	-478.17
P ₈	-1094.44	P ₁₈	-738.49	P ₂₈	-1336.73	P ₃₈	-719.76
P ₉	-521.28	P ₁₉	-544.31	P ₂₉	-1248.67	P ₃₉	-503.78
P ₁₀	-900.75	P ₂₀	-477.49	P ₃₀	-1008.71	P ₄₀	-431.84

VI.1.2 Semelles isolées sous poteau

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

- Pour les poteaux rectangulaires : $a < b$ donc : $A < B \Rightarrow S = A \times B$

D'où :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$$

- On donne une valeur à A on trouve B

$$B = \frac{A \times b}{a} \Rightarrow S = \frac{A^2 \times b}{a} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{S \times a}{b}}$$

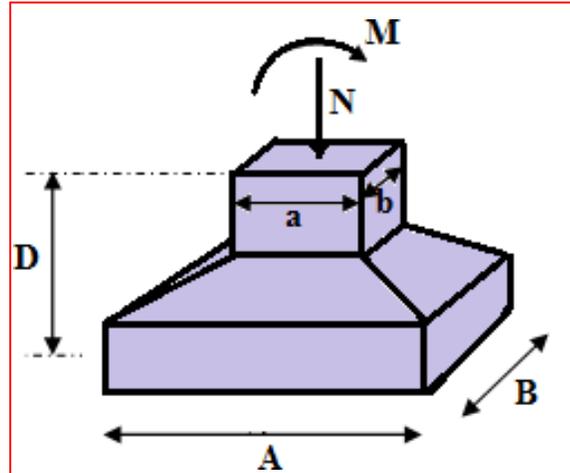


Fig VI.2 : Dimensions de la semelle isolée

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum ELS suivant :

$$N^{RDC} = 1336.73 \text{ ser}$$

$$D'où S \geq \frac{1336.73}{200}$$

$$S = 6.68 \text{ m}^2 \rightarrow A = B = \sqrt{S} = \sqrt{6.68} = 2.58 \text{ m} ;$$

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que :

L_{\min} : est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $1,5 \times B = 3,87 \text{ m} > L_{\min} = 1.5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$

• **Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes sous poteau

❖ **Hypothèse de calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale .

Si $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \text{ et } q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

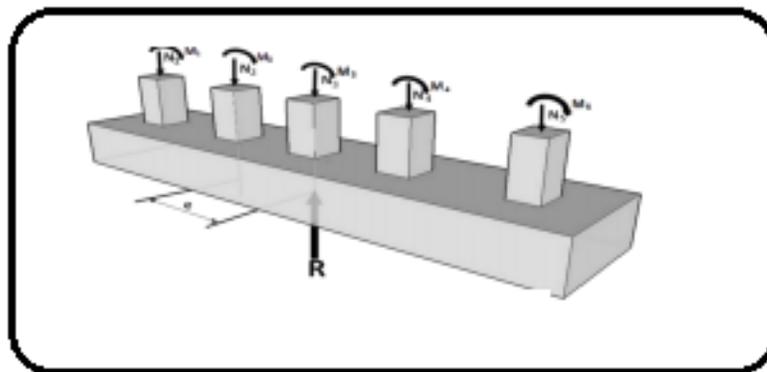


Fig VI.3 : semelle filante sous poteaux

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité). Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab VI.2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	Ns (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Ns x ei (KN.m)
C26	948.34	-7.936	-8.6	-7526.026
C27	1242.84	-0.4	-4.3	-5344.212
C28	1336.73	-0.461	0	0
C29	1248.67	-0.221	4.3	5369.281
C30	1008.71	5.582	8.6	8674.906
Somme	Σ=5785.29	Σ= -3.436		Σ=-1173.95

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1173.95 + (-3.436)}{5785.29} = -0.02 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

$$e = -0.02 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{17.2}{6} = 2.87 \text{ m} \quad \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale .}$$

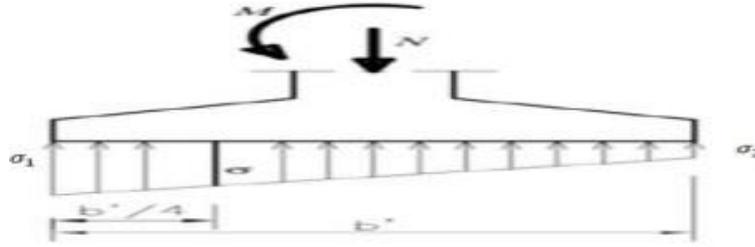


Fig VI.4 : Réparation trapézoïdale

- $q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{5785.29}{17.20} \left(1 + \frac{6 \times (-0.02)}{17.20} \right) = 334.007 \text{ KN.m}$
- $q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{5785.29}{17.20} \left(1 - \frac{6 \times (-0.02)}{17.20} \right) = 338.7 \text{ KN.m}$
- $q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{5785.29}{17.20} \left(1 + \frac{3 \times (-0.02)}{17.20} \right) = 335.18 \text{ KN.m}$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{335.18}{200} = 1.67.59 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 2.00 \text{ m}$.

On aura : $S = B \times L = 2.0 \times 17.20 = 34.4 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 8 \times 34.4 = 288.96 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v =$$

$$288.96 + 58.52 = 347.48 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 17.20 \times 27.8 = 478.16 \text{ m}^2$

- **Vérification**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

Donc : $S_{semelles} = 72 \% > 50 \% S_{bâtiment}$

$$\diamond S_{semelles} = 347.48 \text{ m}^2$$

- ♦ $S_{\text{bâtiment}} = 478.16 \text{ m}^2$
- ♦ $\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{347.48}{478.16} \times 100 = 72\%$
- ♦ *donc* : $S_{\text{semelle}} = 72\% > 50\% S_{\text{bâtiment}}$

- **Remarque :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI.3.3. Radier général :

VI.3.3.1. Introduction :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

- Le radier est :
 - ♦ Rigide en son plan horizontal.
 - ♦ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
 - ♦ Facilité de coffrage.
 - ♦ Rapidité d'exécution.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles (**Figure V.4**).

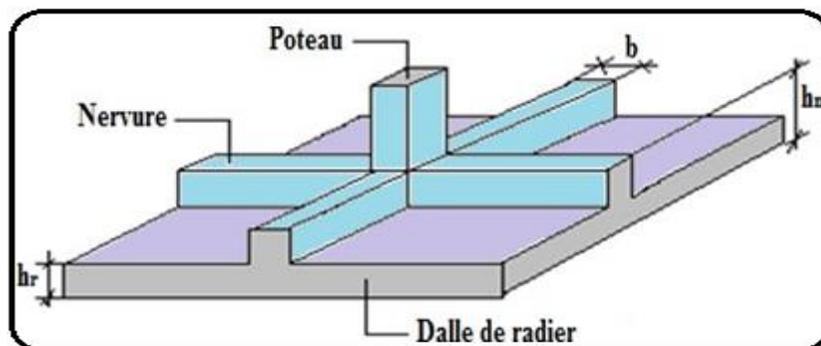


Fig VI.5 : Dimensions du radier

VI.3.3.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \quad \rightarrow \rightarrow \quad S_{nec} = \frac{N}{\sigma_{max}}$$

$$\left\{ \text{Pour: } \begin{cases} N_s = 56209.7 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases} \right.$$

On trouve : $S_{nec} \geq 281.05 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 478.16 \text{ m}^2$

Le sol est ainsi capable de supporter les charges de l'ouvrage. Nous disposons d'un débord constructif de $L=45 \text{ cm}$.

$$S_{deb} = L_{deb}(L_x + L_y) \times 2 = 0.45(27.8 + 17.2) \times 2 = 40.5 \text{ m}^2$$

$$S_{deb} = 40.5 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_b + S_{deb} = 418.66 \text{ m}^2$$

$$S_t = 418.66 \text{ m}^2$$

VI.3.3.2 Redimensionnement de radier

1. **Dalle** : L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

b) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} < h_1 < \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 4.3 \text{ m} \Rightarrow 17.2 \leq h_1 \leq 21.5$$

\Rightarrow On prend $h_1 = 20 \text{ cm}$

c) Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement [CBA93 (art. A.5.1)]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times f_{cj} / \gamma_b$$

Avec :

$$V_U = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 4.3m.

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9 \times h} \leq 0.07 \times f_{cj} / \gamma_b$$

$$h \geq \frac{N_U \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 \times S \times 0.07 \times f_{cj}}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} - N_u = 77240 \text{ KN} \\ - S_{\text{rad}} = 518.16 \text{ m}^2 \\ - L_{\max} = 5.3 \text{ m} \\ - f_{cj} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$h \geq \frac{N_U \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 \times S \times 0.07 \times f_{cj}} \quad h \geq 55.01$$

1. En prend l'épaisseur de la dalle du radier **h = 55 cm.**

2. Nervure :**a) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{l}{9} \leq h \leq \frac{l}{6} \quad \rightarrow \rightarrow \quad 47.77 \text{ cm} \leq h \leq 71.66 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$; $d = 63 \text{ cm}$.

b) 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 :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{b \times K}}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3600 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3600 \times \sqrt[3]{25}$. ($E = 10818.865 \text{ MPa}$).

I : Inertie de la section transversale du radier $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b = 1 \text{ m}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

❖ On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → 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

$$\text{On aura : } h_2 \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times k}{E}}$$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.3\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}}$$

$$= 0.85 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 90 \text{ cm}$$

C) Condition de la flèche

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_D \leq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{avec un minimum de 25 cm}$$

$$h_D \leq \frac{430}{20} = 21.50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{soit : } \mathbf{h_D = 30 \text{ cm}}$$

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$h_N \leq \frac{L_{max}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{soit : } \mathbf{h_N = 55 \text{ cm}}$$

c) Conclusion :

$$h \geq \max (h_1; h_2 ; h_3) = 90 \text{ cm} \text{ où : } 0.4h_r \leq b_N \leq 0.7h_r$$

$$0.4 \cdot 90 \leq b_N \leq 0.7 \cdot 90$$

$$36 \text{ cm} \leq b_N \leq 63 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{On prend : } \mathbf{b_N = 55 \text{ cm}}$$

d) Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h = 30 \text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure:

$$h_N = 90 \text{ cm} \quad b = 55 \text{ cm}$$

VI.4 Les vérifications nécessaires

VI.4.1 Vérification au poinçonnement : [BAEL91(Art :5.2.4.2)]

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement (**FigureV.5**).

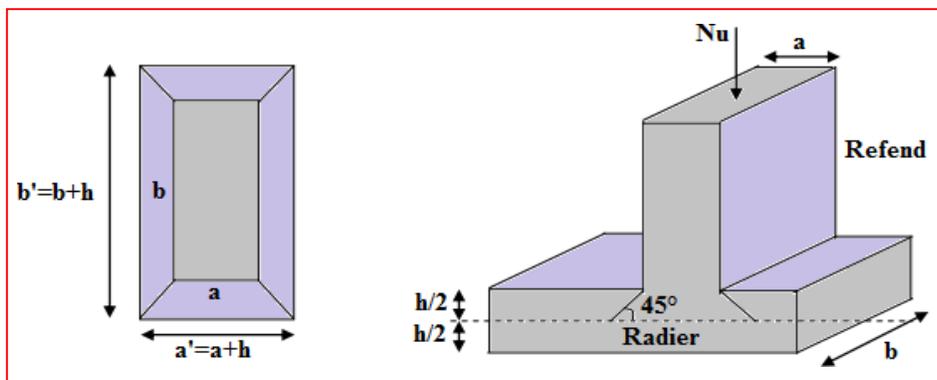


Fig VI.6 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq N_U = \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité.

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier. a, b : Dimensions du poteau du sous-sol (45x45)cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité. h : hauteur de radier.

1. Vérification pour les poteaux : ($N_u^{\text{poteau}}=1837.27$ kN)

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(0.45+ 0.45) + 2 \times 1] = 5.8 \text{ cm}$$

$$N_U = \frac{0.045 \times 5.8 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4350 \text{ kn}$$

$$N_u = 1836.27 \text{ kN} < N_U = 4350 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

2. Vérification pour les voiles : ($N_{u,voile} = 7001.83 \text{ kN}$)

On considère une bonde de 01 ml du voile :

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h] \quad U_c = 2 [(0.2 + 4) + 2 \times 1] = 12.4 \text{ cm}$$

$$N_U = \frac{0.045 \times 1 \times 25000}{1.5} = 9300 \text{ kN}$$

$N_u = 7001.83 \text{ kN} < N_U = 9300 \text{ kN}$ la condition est vérifiée.

VI.4.2 Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement : $0.8G \pm E$

Le radier est sollicité par un effort normal venant des charges et surcharges de la structure et par un moment de renversement qui résulte de l'action sismique, donc on doit vérifier les contraintes à la surface

du radier. Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_S}{M_{ren}} > 1,5$$

M_S : Moment stabilisateur

M_{ren} : Moment de renversement due aux forces sismiques.

- **Moment stabilisateur M_s :**

La seule action qui stabilise le bâtiment contre le renversement est celle qui est due au poids de l'ouvrage.

- **Moment de renversement M_{rev} :**

Le moment de renversement résulte de l'action sismique :

$$M_{ren} = M_0 + V_0 \cdot h$$

AVEC :

M_0 : moment à la base de la structure.

V_0 : effort tranchant à la base de la structure. h : profondeur de l'ancrage de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

1. Sens longitudinal

$$M_S = P_T \cdot Y_g$$

Avec :

Y_g : la position du centre de gravité.

P_T : poids de la structure y compris le poids du radier. $P_T = P_S + P_R + P_{v, pérf}$

$$P_{super} = 77240.01 \text{ KN} \quad P_{radier} = (s \cdot h \cdot \rho)$$

$$P_{v, pérf} = (L \cdot h \times e \times \rho_{béton})$$

S : surface du radier

h : hauteur du sous-sol

e : épaisseur du voile périphérique

ρ : la masse volumique de la remblais

$$\text{Avec : } \rho_{rad} = \frac{(\rho_{béton} + \rho_{terre})}{2} = \frac{(25 + 18)}{2} = 22 \text{ KN/m}^3$$

$$P_{radier} = (518.16 \times 4.08 \times 22) = 46510.04 \text{ KN}$$

$$P_{v, pérf} = (223.16 - 248.94) \times 0.9 - 0.3 \times 27 = 3203.71 \text{ KN}$$

$$P_{totale} = 126953.76 \text{ KN}$$

a) Position du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum S_I \times X_I}{\sum S_I} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_I \times Y_I}{\sum S_I}$$

$$X_G = 13.9 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = 8.6 \text{ m}$$

b) Moments d'inertie :

$$I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{27.8 \times 17.2^3}{12} = 11788.23 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{17.2 \times 27.8^3}{12} = 30795.09 \text{ m}^4$$

AN:

$$Y_G = 8.6 \text{ m}$$

$$M_s = 126953.76 \times 8.6 = 1091802.34$$

$$\text{kN.m} \quad M_0 = 66786.907 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 3233.11 \text{ kN}$$

$$h = 4.08 \text{ m}$$

$$M_{ren} = M_0 + V_0 \times h_N$$

$$\Rightarrow M_{rex} = 357766.807 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{rev}} = 3.05 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

2. Sens transversal :

$$X_G = 13.9 \text{ m}$$

$$M_s = 126953.76 \times 13.9 = 1764657.26$$

$$\text{kN.m} \quad M_0 = 70188.745 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 3094.18 \text{ kN}$$

$$h = 4.08 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{rex} = 348664.945 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{rev}} = 5.06 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

• Conclusion :

Le rapport du moment stabilisant et du moment de renversement est supérieur à 1,5,
Notre structure est donc stable dans les deux sens.

VI.4.1 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer d'un soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière.

Elle se fait en vérifiant que : $W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$ Avec :

- W : poids total du bâtiment à la base du radier : $W = P_{totale} = 126953.76 \text{ KN}$
- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement : $F_s = 1,5$
- γ : poids volumique de l'eau : $\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$.
- Z : profondeur de l'infrastructure : $h = 4.08 \text{ m}$.
- S : surface du radier : $S = 518.16 \text{ m}^2$.

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1.5 \times 10 \times 4.08 \times 518.16 = 31711.39 \text{ KN}$$

Donc: $W = 126953.76 > 31711.39$ Condition vérifiée

VI.4.2. Vérification des contraintes dans le sol

- On doit vérifier la contrainte du sol :

A l'ELS
$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{56209.7}{518.16} = 117.572 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 117.572 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

- On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$) :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \times V$$

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$$

Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$

Les résultats sont groupés dans le tableau.

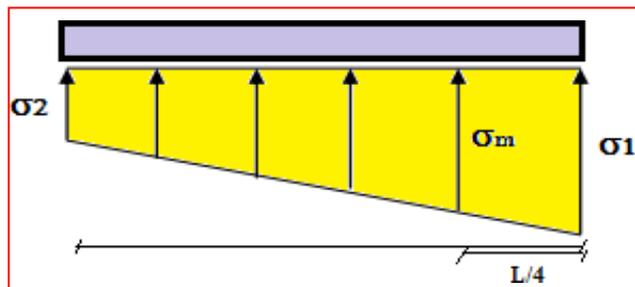


Fig VI.7 : Contrainte sous le radier

Tab VI.3. Vérification des contraintes

Désignation	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N [KN]	56209.7	56209.7	77240.0	77240.0
M [KN.m]	72841.51	69696.8	72841.51	69696.8
V [m]	13.9	8.6	13.9	8.6
I [m ⁴]	30795.091	11788.24	30795.091	11788.24
σ_1 [KN/m ²]	141.36	159.33	181.944	199.92
σ_2 [KN/m ²]	75.60	57.63	116.19	96.45
σ_{moy} [KN/m ²]	124.92	133.9	165.51	174.05
σ_{adm} [KN/m ²]	266	266	266	266
$\sigma_{\text{moy}} < \sigma_{\text{adm}}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI.4.5. Vérification la stabilité au renversement selon RPA99V2003 :

Le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L_{\text{max}}}{4}$$

[RPA99V2003(Art:10.1.5)]

Avec :

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales

- Sens longitudinal :

$$e = 1.29 \text{ m} \leq \frac{L_{x \text{ max}}}{4} = \frac{27.8}{4} = 6.95 \text{ m} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Sens transversal :

$$e = 0.94 \text{ m} \leq \frac{L_{y \text{ max}}}{4} = \frac{17.2}{4} = 4.3 \text{ m} \dots\dots\dots \text{cv}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VI.5 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures sont 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**.

VI.5.1 Méthode de calcul :

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL91.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de 1m de largeur et ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
 - Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$ Avec :

$$q = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$$

Les valeurs des μ_x, μ_y ont fonction de : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

On distingue deux cas :

$0 < \alpha < 0,4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un sens.

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis.

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

♦ Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis, panneau intermédiaire :

• Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75. M_x$; $M_{ty} = 0,75. M_y$)

• Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5. M_x$; $M_{ay} = 0,5. M_y$)

♦ Si le panneau considéré est un panneau de rive

• Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85. M_x$; $M_{ty} = 0,85. M_y$)

• Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0,3. M_x$; $M_{ty} = 0,3. M_y$)

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans le schéma ci-joint, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur

à : 0,40

♦ **Le ferrailage se calcul comme suite :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

♦ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad , \quad \text{Avec : } A_t > A_{min}$$

VI.5.2 Evaluation des charges et surcharges :

1. Les sollicitations :

➤ **ELU** : $N_U = 77240 \text{ KN}$ / **ELS** : $N_S = 56209.7 \text{ KN}$

2. Les valeurs des charges ultimes :

➤ **ELU** : $Q_{ELU} = \frac{N_{Elu}}{S_{rad}} = \frac{77240}{518.16} = 149.07 \text{ KN/m}^2$

➤ **ELS** : $Q_{ELS} = \frac{N_{ELS}}{S_{rad}} = \frac{56209.7}{518.16} = 108.48 \text{ KN/m}^2$

VI.5.3 Calcul du ferrailage longitudinale

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.3} = 0.93$$

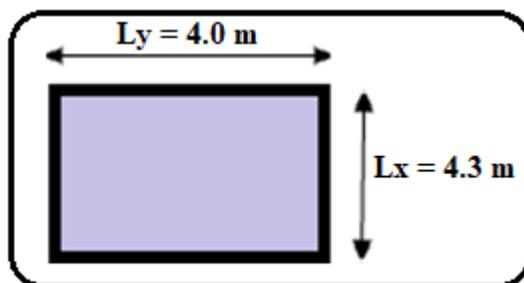


Fig VI.8 :le panneau le plus sollicité

$1 > \alpha > 0,4$ la dalle travaille dans les deux sens

Tab VI.4 : Calcul des sollicitations et le ferrailage de radier.

Désignation	ELU		ELS		
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y	
q [KN]	201.17	201.17	147.53	147.53	
μ	0.0428	0.841	0.0500	0.881	
M [KN.m]	137.75	115.85	118.02	103.98	
M _t [KN.m]	103.31	86.89	88.51	77.99	
M _a [KN.m]	-68.88	-57.93	-59.01	-51.99	
En Traves	A_t^{cal} [cm ² /ml]	11.085	9.25	9.42	8.3
	A_{min} [cm ² /ml]	2.4	2.4	2.4	2.4
	Choix	8T14 = 12.32	7T14 = 10.77	7T14=10.77	8T12 = 9.05
	S _t [cm]	13	15	15	13
Aux Appuis	A_a^{cal} [cm ² /ml]	8.78	6.07	6.183	5.48
	A_{min} [cm ² /ml]	2.4	2.4	2.4	2.4
	Choix	8T12 = 9.05	7T12 = 7.92	7T12=7.92	5T12 =5.65
	S _t [cm]	13	15	15	20

VI.6 Débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur

$L = 45$ cm, soumise à une charge uniformément répartie (**Figure V.7**)

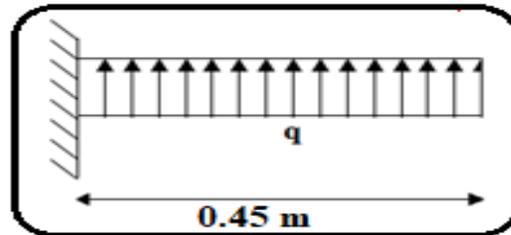


Fig VI.9 : Schéma statique du débord

1. Ferrailage du débord :

$b = 1$ m ; $h = 40$ cm ; $d = 37$ cm

$L = 0,45$ m

$q_u = 201.17$ KN/ml

$q_{ser} = 147.53$ KN/ml

$f_{bc} = 14,17$ MPa

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2}$$

♦ Ferrailage longitudinale :

Tab VI.5 : Calcul le ferrailage du débord

Désignation	ELU	ELS
M [KN.m]	20.37	14.94
A_t^{cal} [cm ² /ml]	2.091	1.45
A_{min} [cm ² /ml]	3.381	3.381
Choix	5T12 = 5.66 [cm ² /ml]	
S_t	$S_t = 20$ cm	

♦ **Ferraillage transversal :**

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.15f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] = 2.5 \text{ MPA}$$

V_u : effort tranchant maximum à l'ELU

$$V_u = q_u \times L = 201.17 \times 0,45 = 90.53 \text{ KN}$$

$$\tau_b = 0,11 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- La vérification au cisaillement est vérifiée donc les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.
- Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

NB : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI.6 Ferraillage des poutres de libages (nervure)

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales. Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Pour le calcul du ferraillage on prend le casle plus défavorable.

1. Sens longitudinal :

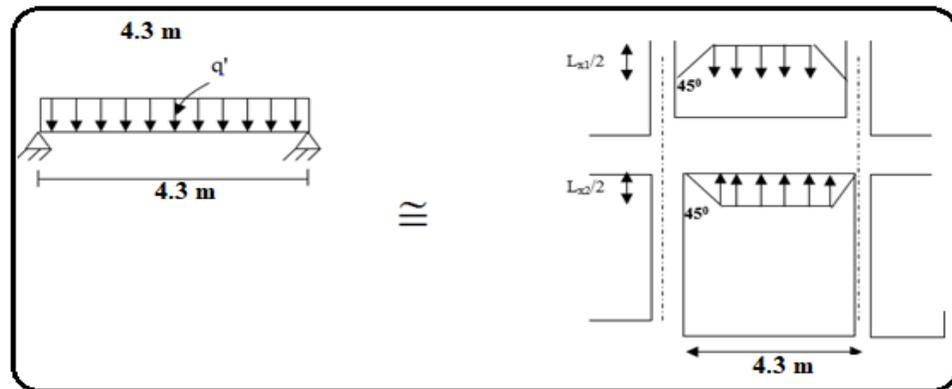


Fig VI.10 : Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nec}}{S_{nec}} = 143.53$$

$$\beta = 50$$

$$Lx_1 = 4.3 \text{ m}; \quad Lx_2 = 4.3 \text{ m}$$

$$q' = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3 \times Ly_1^2} \right) \times Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3 \times Ly_2^2} \right) \times Lx_2 \right]$$

$$q' = \frac{143.53}{2} \left[\left(1 - \frac{4^2}{3 \times 4.3^2} \right) \times 4 + \left(1 - \frac{4.3^2}{3 \times 4.3^2} \right) \times 4.3 \right] = 409.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_0 = \frac{q' \times L^2}{8} = 945.46 \text{ KN}$$

Sens transversale :

Calcul de q': C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q' = q'_{\text{triangle}} + q'_{\text{trapersz}}$$

$$q' = \frac{2}{3} \times q \times Lx$$

$$q'_{\text{triangle}} = \frac{2}{3} \times 147.53 \times 4.3 = 422.91 \text{ KN.m}$$

$$q'_{\text{taperz}} = \frac{q}{2} \left(1 - \frac{Lx^2}{3 \times Ly^2} \right) Lx = \frac{147.53}{2} \left(1 - \frac{4.3^2}{3 \times 4^2} \right) 4.3 = 195.005 \text{ kn.m}$$

$$M_{0x} = \frac{q' \times L^2}{8} = \frac{617.92 \times 4.3^2}{8} = 1428.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1235.84 \text{ kn.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

$$M_t = 0,80M_o, \quad b = 55 \text{ cm,}$$

$$h = 90\text{cm, } d = 0,9.h = 81\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right)$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tab V.6 : Calcul le ferrailage du nervure

panneau p2	Sens longitudinal		Sens transversal	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_t [KN .m]	1142.54	428.49	988.67	370.75
A_s' [cm²]	0	0	0	0
A_s [cm²]	46.49	15.89	39.44	13.66
A_s min [cm²]	5.37	5.37	5.37	5.37
Choix	10T25	10T25	10T25	10T25
A_{adopter} [cm²]	49.11	49.11	49.11	49.11

2. Armature de peau :

Puisque $h > 60\text{cm}$.il est obligatoire d'ajouter les armatures de panneaux :

$$A = 3\text{cm}^2 \times h = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2\mathbf{T14} \text{ fils} \quad A = 3.08 \text{ cm}^2$$

3. Vérification Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{P_u \times L}{2}$$

$$T = \frac{143.53 \times 4.3}{2} = 308.59 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} ; \quad \tau_u = \frac{308.59 \times 10^3}{550 \times 810} = 0.693 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.693 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$ condition verifier

5. Armatures transversales :**BAEL 91 modifié 99 :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e} \quad (K=1 \text{ pas reprise de bétonnage})$$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right) = 0.4 \text{ Mpa}$$

• RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b_0$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right) = 22.5 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right) = 2.57 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

$f_e = 400 \text{ MPa} ; \tau_u = 1.03 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; b = 55 \text{ cm} ; d = 81 \text{ cm}$ On trouve :

$S_t = 22.5 \text{ cm}$ Zone nodale.

$S_t = 45 \text{ cm}$ Zone courante.

$A_t \geq 4.5 \text{ cm}^2$

On prend : $6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$

6. Schéma de ferrailage :

Fig VI.11: Ferrailage des poutres de libages dans les deux sens.

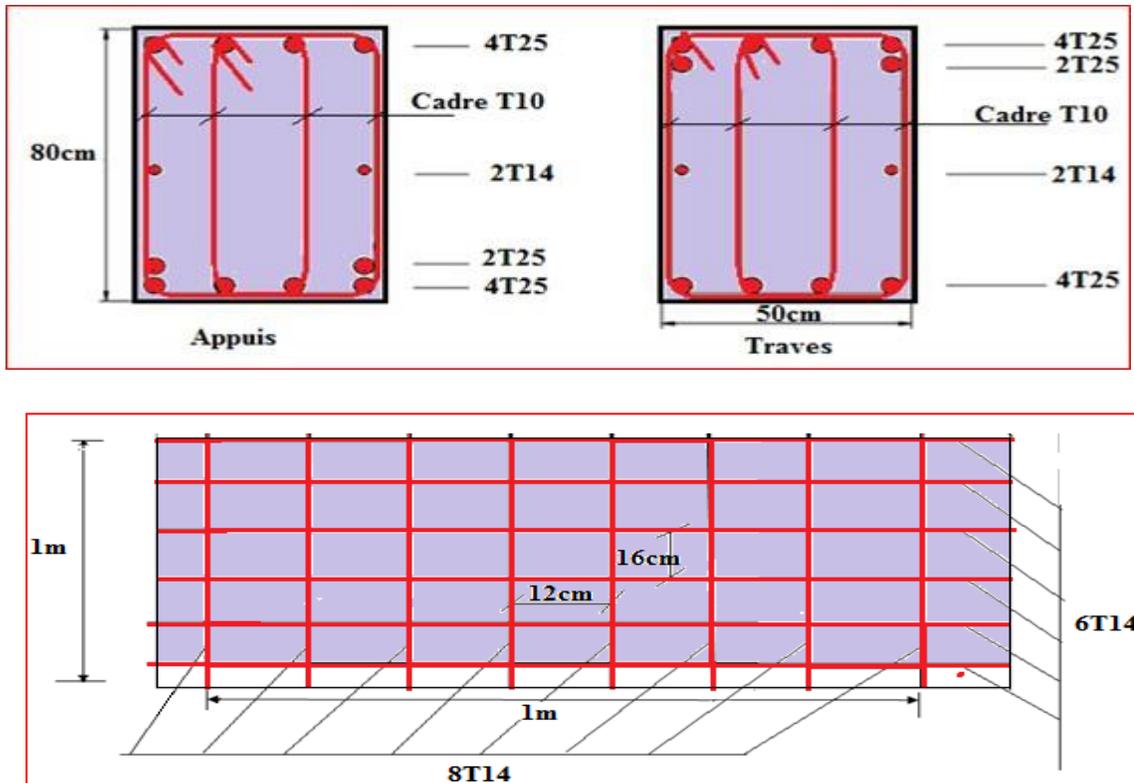


Fig VI.12 : Schéma de ferrailage du radier aux appuis et en traves dans les deux sens

VI.7 Etude du voile périphérique

VI.7.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.7.2 Pré dimensionnement : [RPA99v2003(art :10.1.2)]

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifié en 2003** :

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15$ cm
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.7.3 Évaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 4.30 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4.00 \text{ m} \quad ; \quad e = 20 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1 m se situent à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon le **BAEL91 modifié 99**, la charge de poussées des terres est donnée par : $Q =$

$A \cdot \gamma \cdot H$ Avec : Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne. γ : Poids spécifique des terres : $\gamma_h = 22 \text{ kN/m}^3$.

H : Hauteur du voile : $H = 4.08 \text{ m}$.

$$\varphi = 21.23^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.47$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 42.18 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1.35 \cdot Q = 56.94 \text{ KN/ml}$$

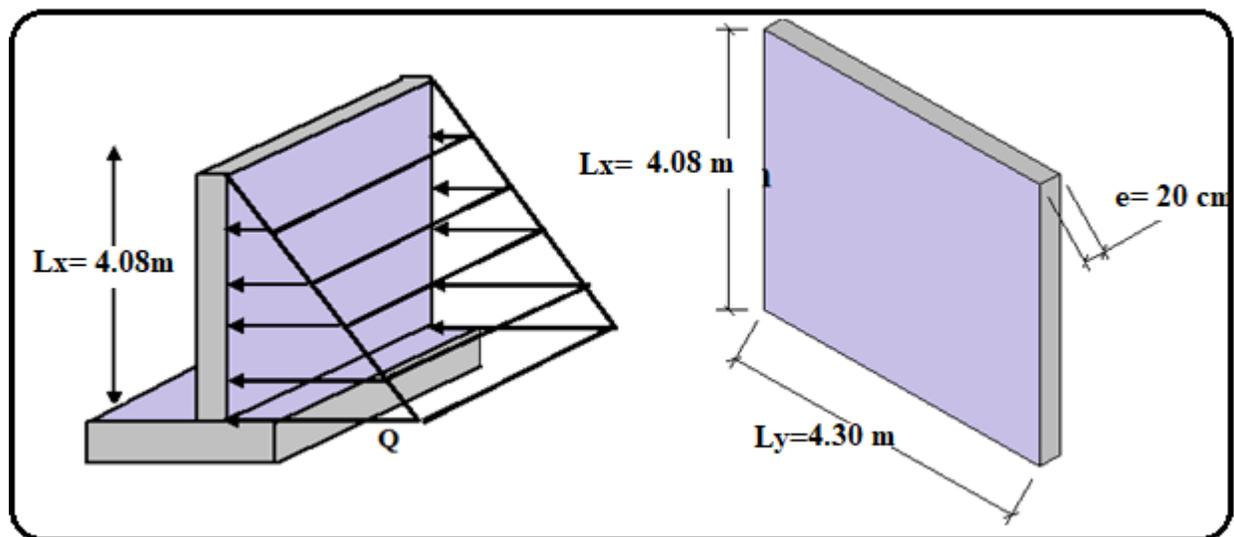


Fig VI.13 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.7.4 Effort dans la dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{4.30} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{56.94 \times 4.3^2}{8} = 131.60 \text{ KN.m}$$

Tab VI.7 : Calcul des moments

μ_x	M_y	q_u [KN/m]	M_x [KN/m]	M_y [KN/m]	M_{tx} [KN/m]	M_{ty} [KN/m]	M_{ax} [KN/m]	M_{ay} [KN/m]
			$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$	$M_y = \mu_y \cdot M_x$	$M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$	$M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$	$M_{tx} = 0,3 \cdot M_x$	$M_{ty} = 0,3 \cdot M_y$
0.041	0.8875	56.94	9.531	8.463	7.15	6.342	2.86	2.547

VI.7.5 Calcul du ferrailage

$$b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 348 \text{ MPA}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} < \mu_{BC} = 0.392 \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A'_s = \frac{M}{Z\sigma_{bc}}$$

Tab VI.8 : Ferrailage du voile périphérique

Désignation	Sens	M _u [KN/m]	A _c ^{cal} [cm ²]	Choix	A _c ^{adp} [cm ²]	Esp [cm]
Travée	x-x	7.15	1.19	5T12	5,65	20
	y-y	6.342	1.05	5T12	5,65	20
Appuis	x-x	2.86	0.48	5T12	5,65	20
	y-y	2.547	0.41	5T12	5,65	20

VI.7.6 Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm(12cm ≤ e ≤ 30cm).

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq A_x^{min} \quad ; \quad A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{b \times h}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} \quad ; \quad A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h \end{array} \right.$$

Avec : $\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq A_x^{min} \quad ; \quad A_x^{min} = 0.0008 \left[3 - \frac{4.08}{4.30} \right] \frac{100 \times 20}{2} = 1.64 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq A_y^{min} \quad ; \quad A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 3.93 \geq A_x^{min} = 1.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifié.} \\ A_y = 3.93 \geq A_y^{min} = 1.60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifié.} \end{array} \right.$$

2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y} = \frac{56.94 \times 4.08 \times 4.3}{2 \times 4.08 + 4.3} = 80.17 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{56.94 \times 4.08}{3} = 77.43 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = \text{Max}(80.17; 77.43) = 80.17$$

$$\tau_u = \frac{80.17 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.445 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mp}$$

3. Vérification à L'ELS :

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tab VI.9 : Calcul des moments

μ_x	M_y	q_{ser} [KN/m]	M_x [KN/m]	M_y [KN/m]	M_{tx} [KN/m]	M_{ty} [KN/m]	M_{ax} [KN/m]	M_{ay} [KN/m]
0.0483	0.923 6	42.18	33.92	31.32	25.44	23.49	10.18	9.410

Tab VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} [KN/m]	A_s [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	Vérification
En travée	x-x	25.44	5.66	4.74	18477.64	5.56	15	Vérifiée
	y-y	23.49	3,93	4.05	13686.14	1.96	15	Vérifiée
Sur appuis	x-x	10.18	3,93	4.05	13686.14	2.56	15	Vérifiée
	y-y	9.41	3,93	4.05	13686.14	0.78	15	Vérifiée

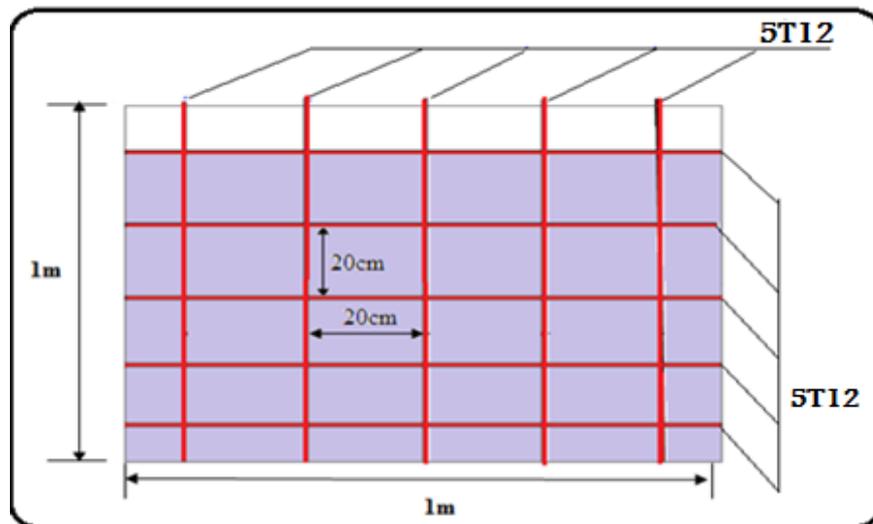


Fig VI.14 : Ferrailage du voile périphérique en travée

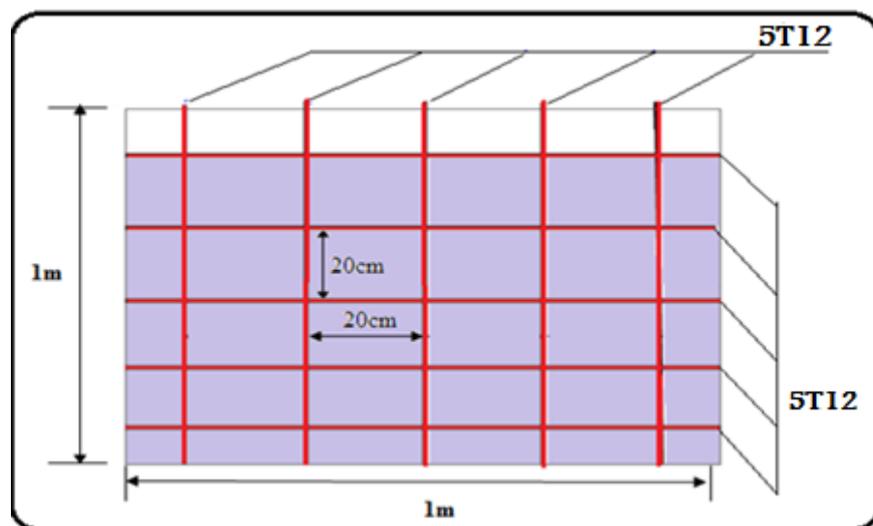
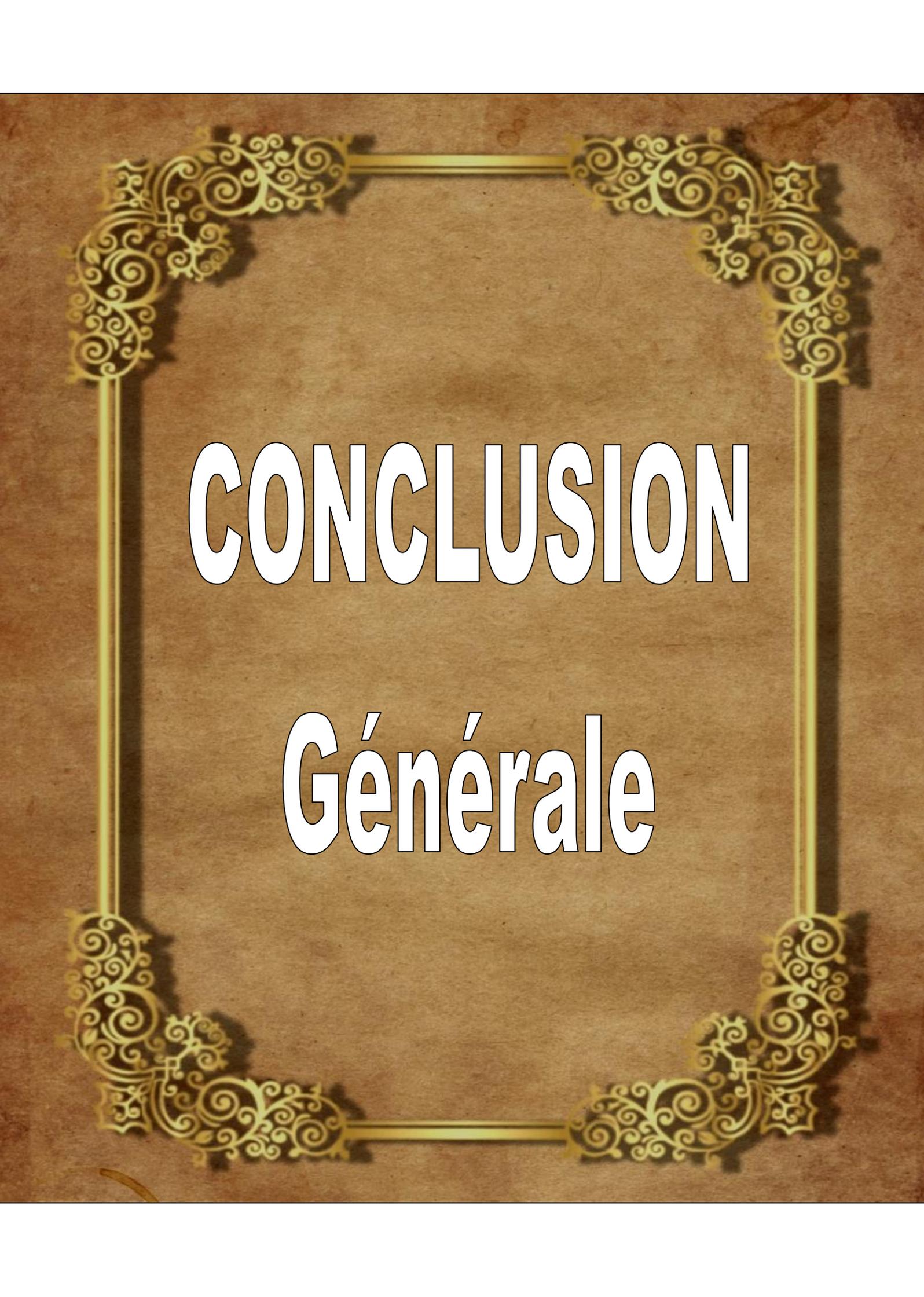


Fig VI.15 : Ferrailage du voile périphérique aux appuis



CONCLUSION

Générale

Conclusion

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme **ETABS** ; **SAP2000** ; **SOCOTEC** ; **AUTOCAD** ...etc.

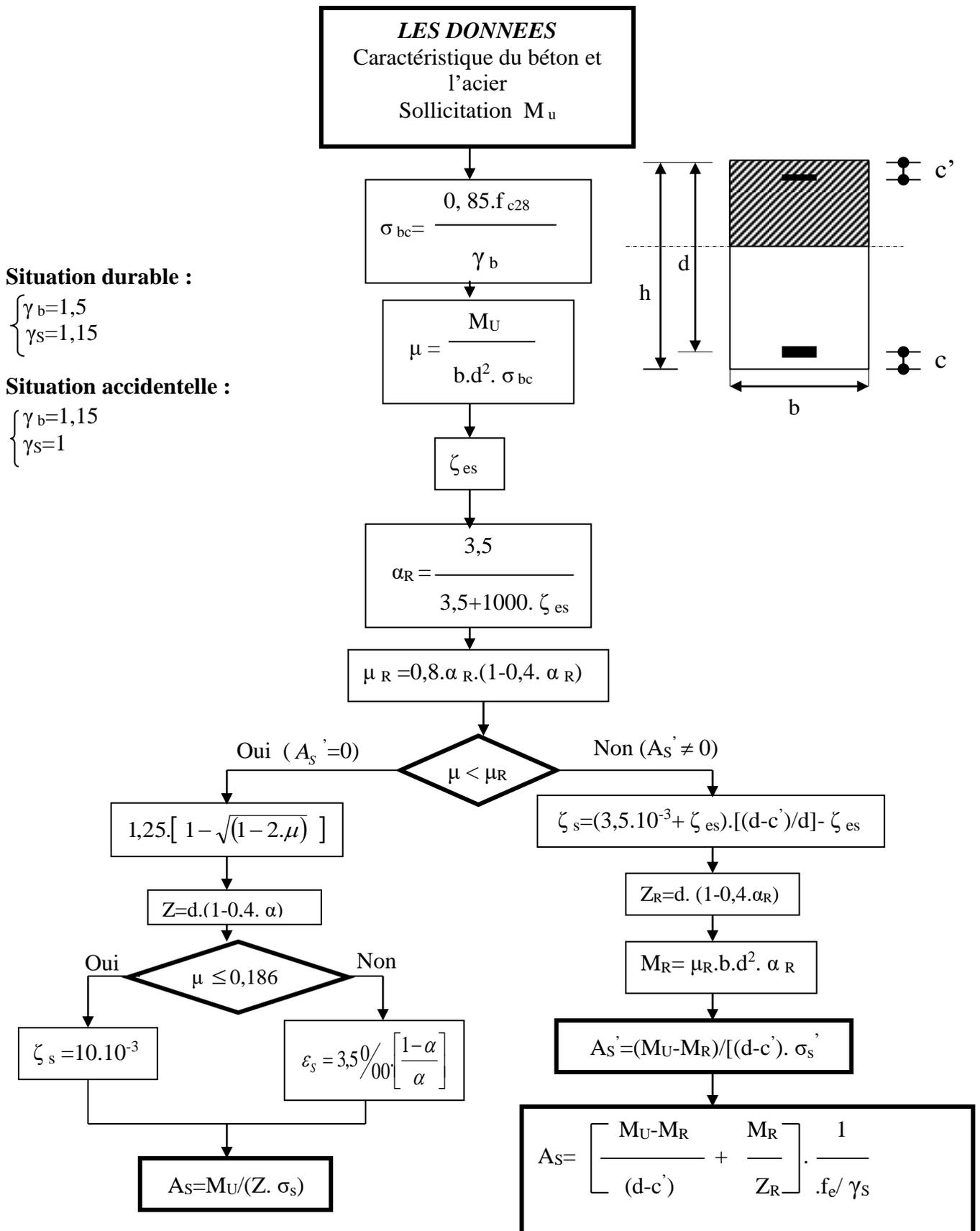
En outre, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de minimiser le risque sismique et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception adéquate qui devrait satisfaire l'aspect architecturale et les exigences sécuritaires et le domaine de génie civil on s'intéresse à trois critères importants :

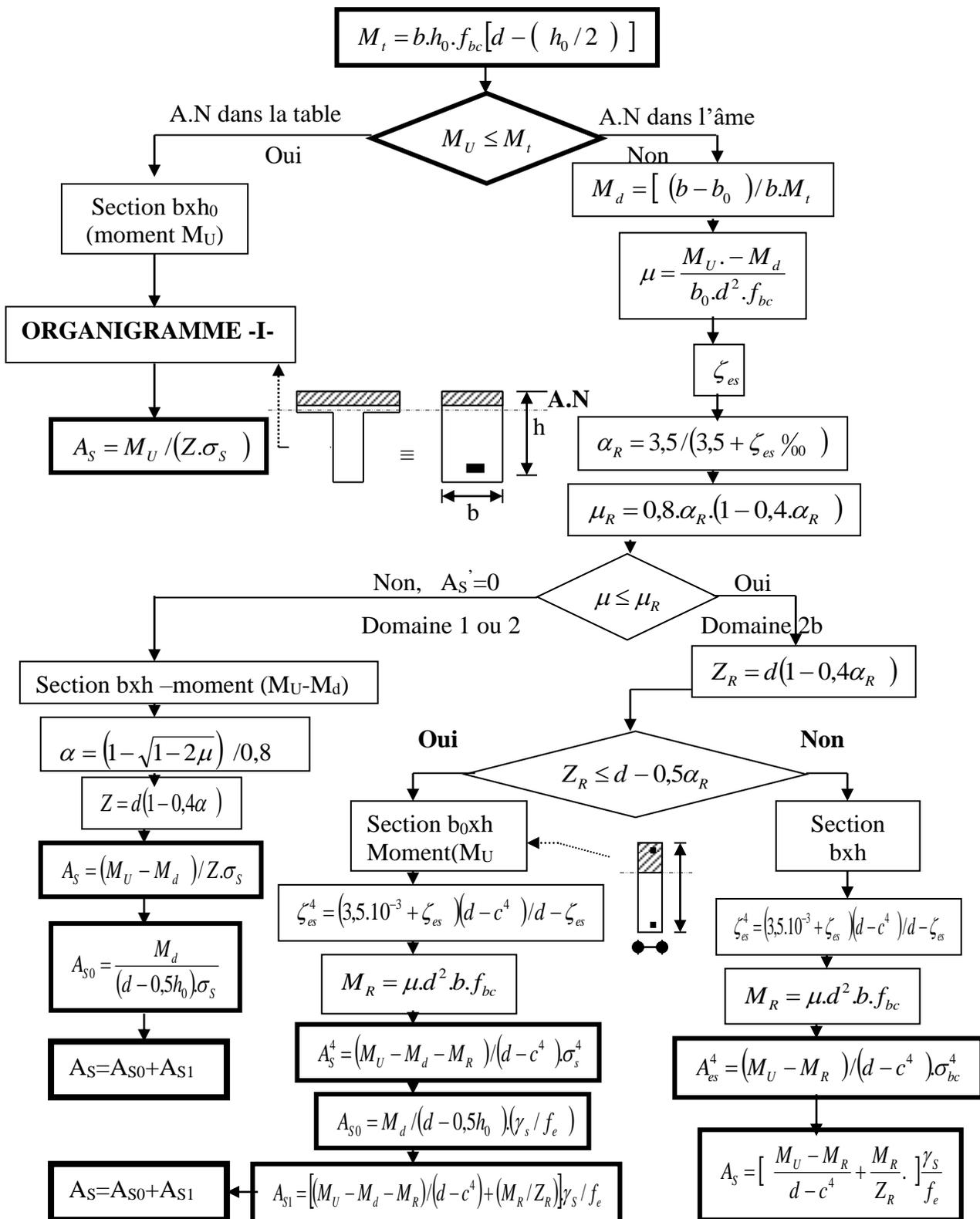
- Durabilité.
- Résistance.
- L'économie.

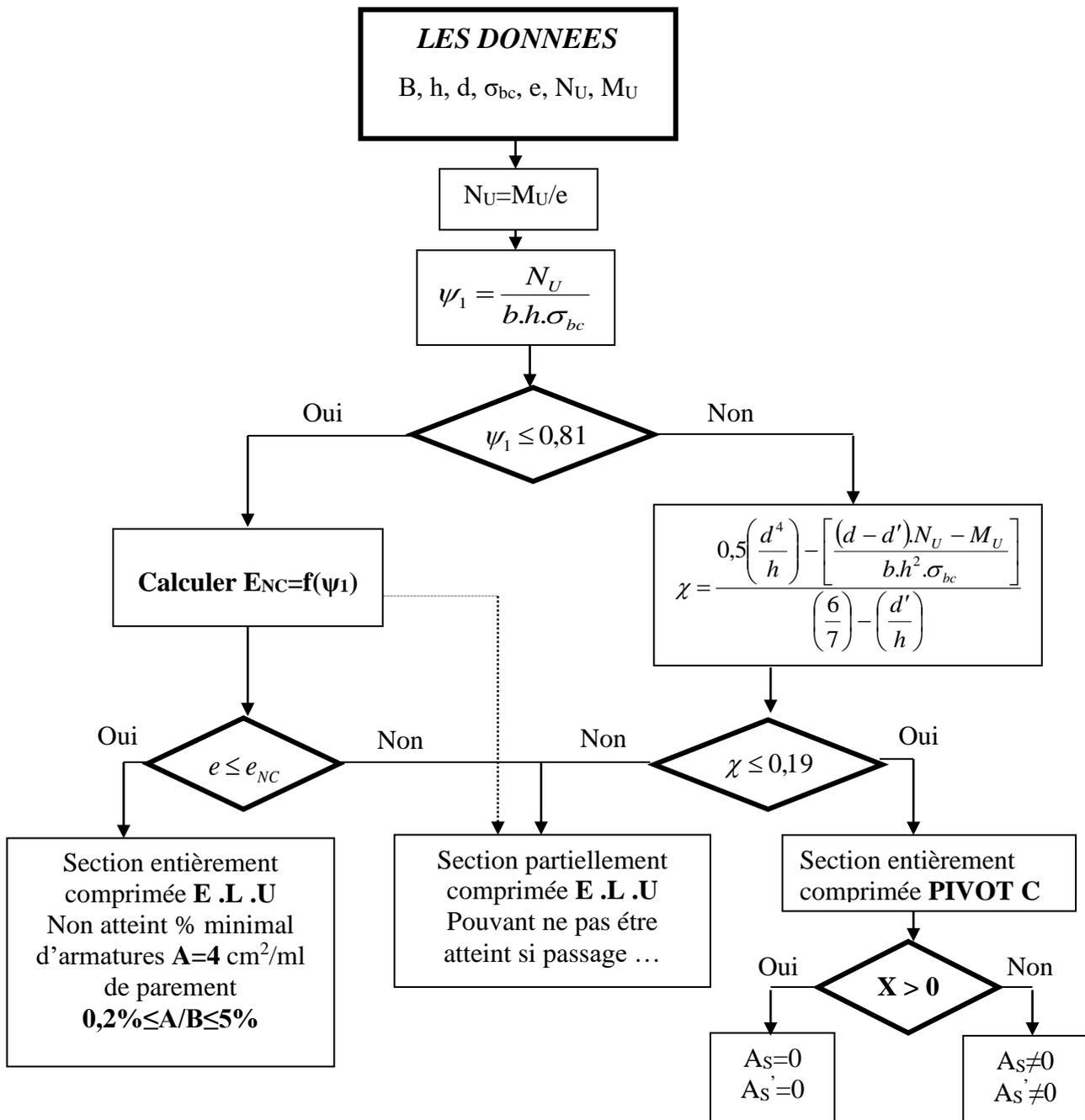
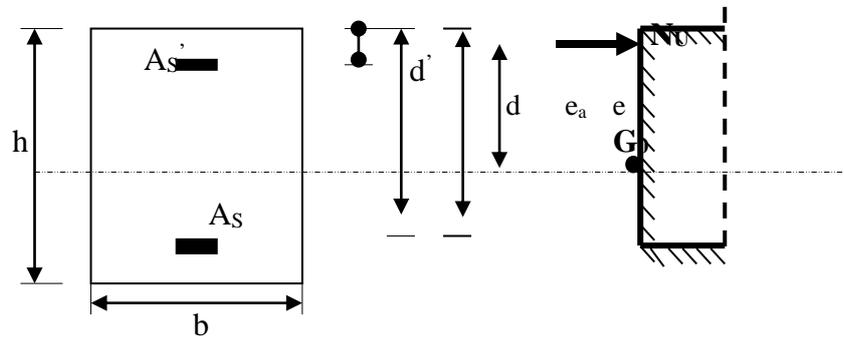
Pour le contreventement et la disposition des voiles ; on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

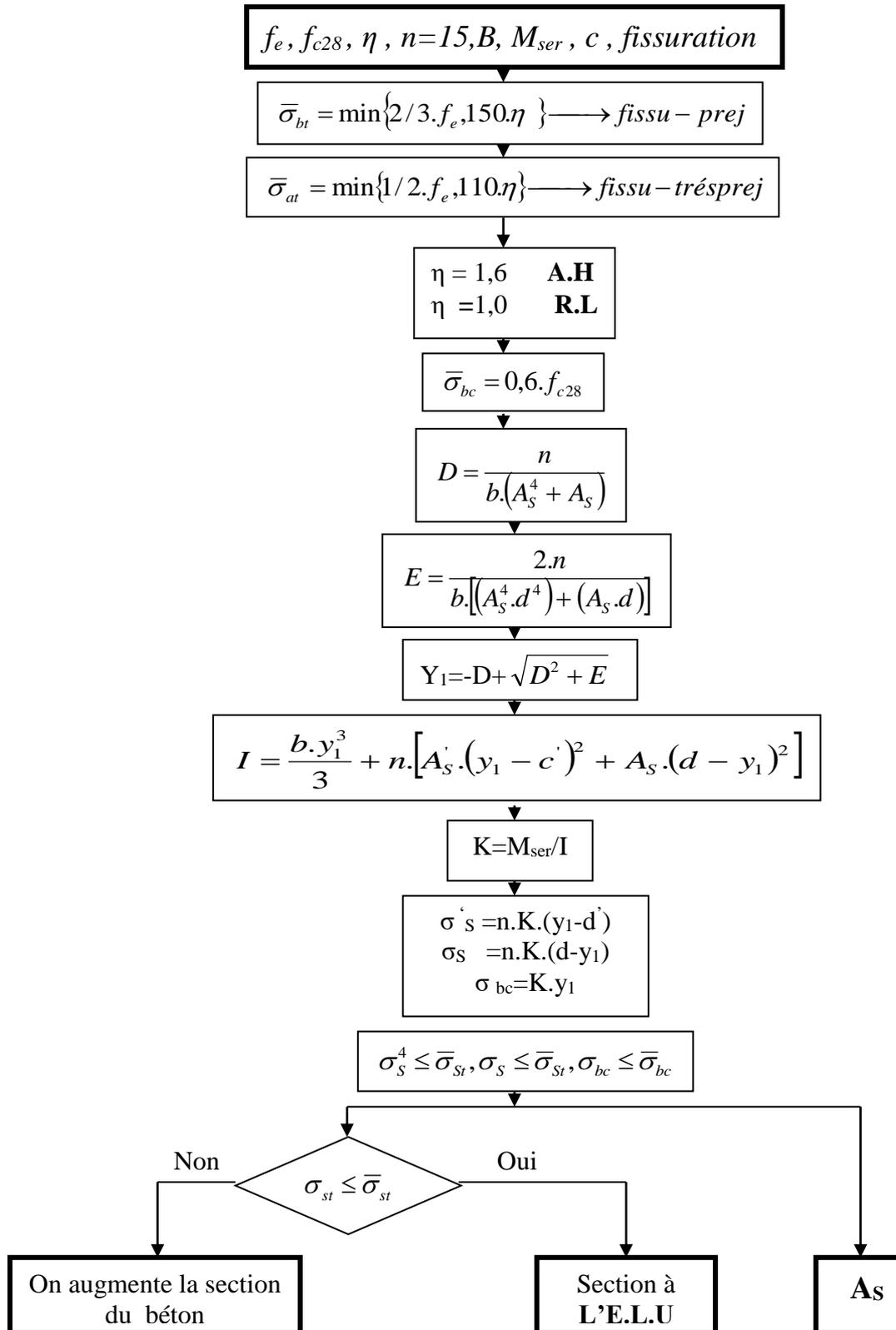
De ce fait cette étude constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter, ainsi que le contact avec les entreprises qui nous permis d'avoir des solutions économiques et rationnelles pour les problèmes rencontrés.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et de l'avance de l'expérience que l'on avance dans notre vie professionnelle.

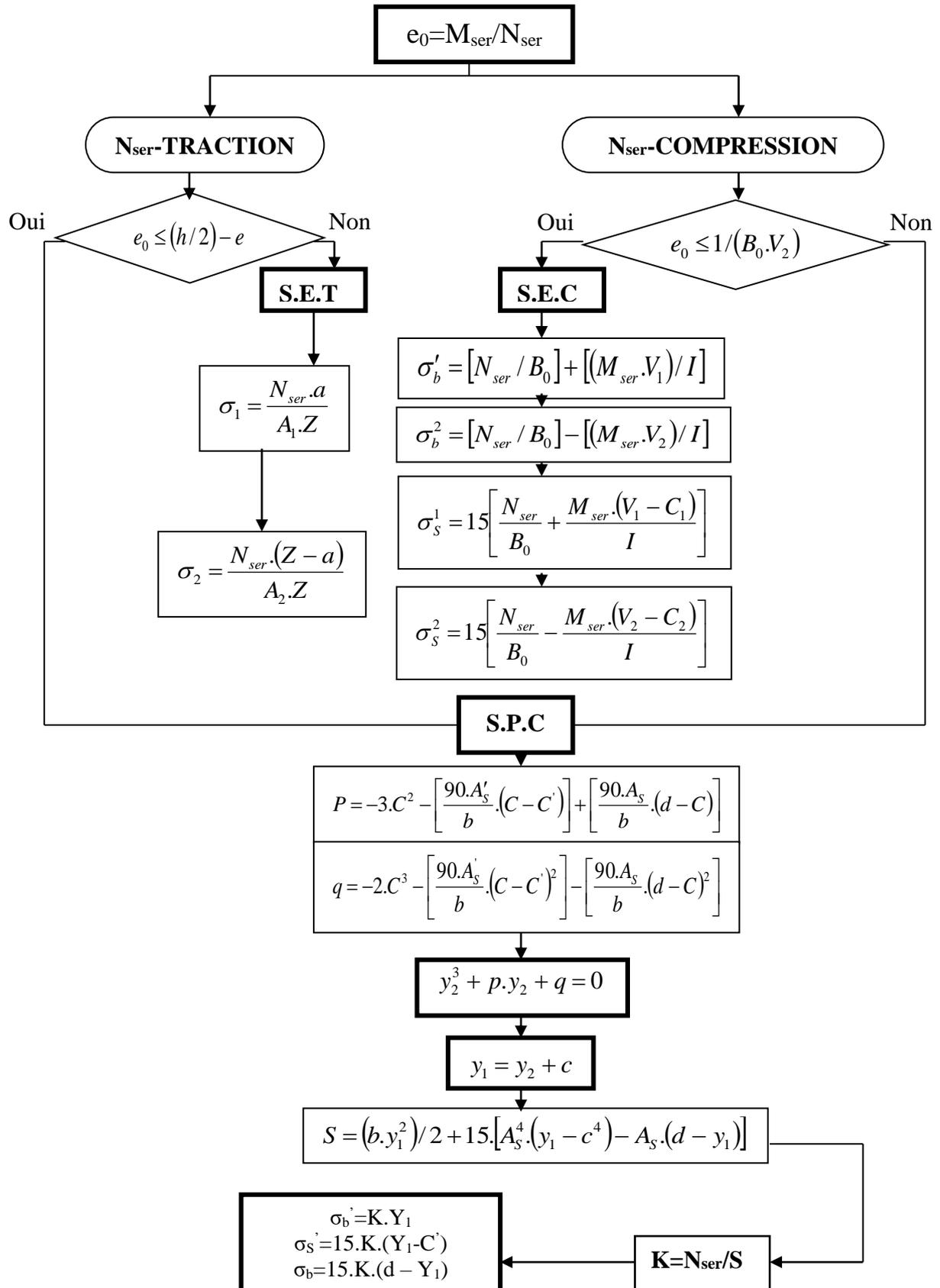
ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

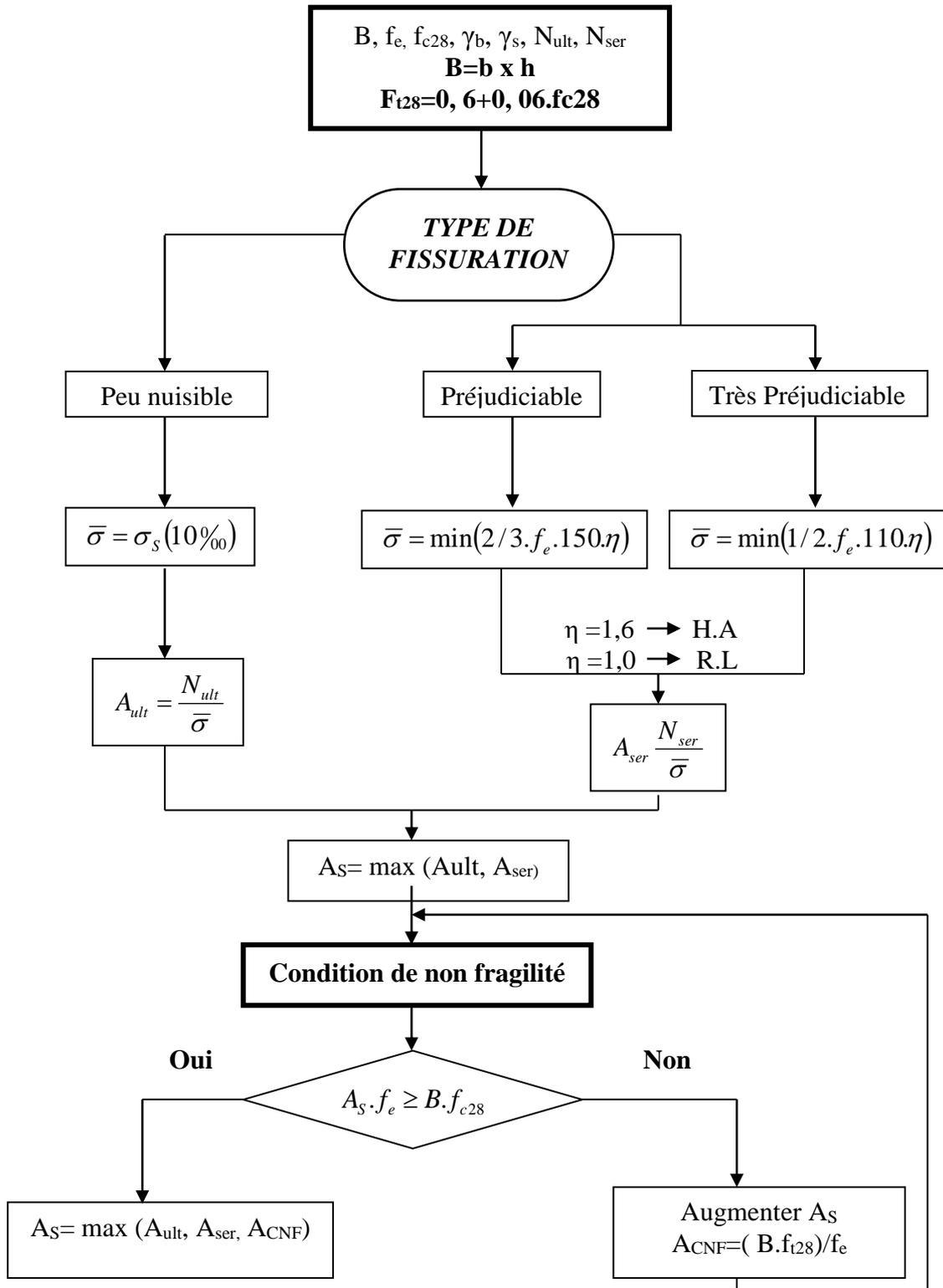
ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION EN T-É-A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

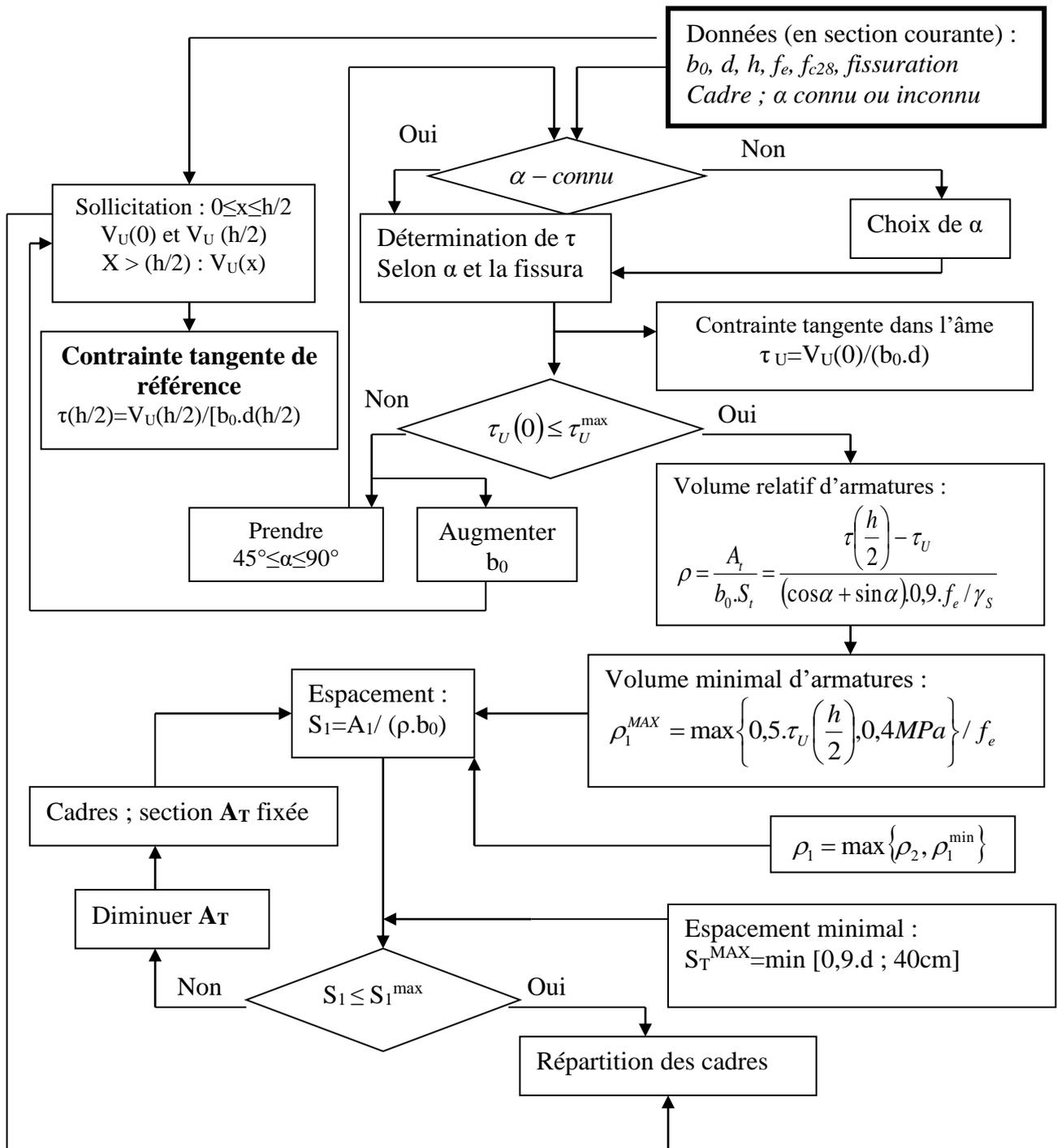
ORGANIGRAMME -III-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -IV-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -VII-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**

Référence

- **(BAEL, 1991)** : Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91 Modifier99.
- **(RPA, 1999)** : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- **(BAEL, 1991)** : DTU associés, par Jean pierre Mougins, deuxième Edition Eyrolles.
- **(CBA, 1993)** : Règles de conception et de calcul en béton armé.
- **(DTR BC 2.2)** : Document technique réglementaire.
- **(ETABS)** : Logiciel de la modélisation de la structure.
- **(SOCOTEC)** : Logiciel de calcul de ferrailage.
- **(AUTO CAD)** : Logiciel de réalisation des plans
- Mémoire publiques.
- Mémoires de fin d'études des universitaires Alegria.