

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA

جامعة سعد دحلب -البليدة-

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

كلية العلوم الهندسية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme

MASTER EN GENIE CIVIL

Option : STRUCTURES ET MATERIAUX

THÈME

*Etude d'un bâtiment en R+7+1S.sol
contreventé par des voiles*

Promoteur : M^r A.ZEHAF

Présenté par :

- *KELLAL Youcef*
- *KREBAZZA Amine*

PROMOTION : 2010 - 2011

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة لبنانية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابق تحت الأرض، طابق أرضي وسبعة طوابق. ذات طابع مشترك .
البنائية تقع في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المرتفعة رقم- ١١١- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البنائة وفقا RPA99 version 2003 للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية.
أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبنائة فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر CBA93 وBAEL91 mod99

RESUME

- ❖ Ce projet consiste principalement à l'étude d'une structure (R+7+1S/S) contreventée par voiles à usage mixte.
- ❖ La structure est implantée à alger, zone de sismicité élevée (zone III). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003.
- ❖ Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé utilisées en algérie(CBA93), en appliquant le BAEL91.

ABSTRACT

- ❖ This project consists mainly in analysis of a structure (R+7+1S/S) with shear walls for multipurpose.
- ❖ The structure is located in Algiers, which is characterized by a high seismic activity (zone III). The study is carrying out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).
- ❖ The structural elements dimension and their reinforcement were carrying out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

Remerciements

*Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le
Tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la
volonté de mener à terme ce projet.*

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à
élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur
Mr. ZAHAF AHMED pour sa disponibilité permanente, pour son
aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à
notre formation.*

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

Je dédie ce modeste travail ;

*A mes très chers parents, source d'affection, de courage et
d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir
atteindre ce jour.*

A ma très chère Grand-mère Bahja

A toutes mes frères :

Nabil, Moncef,

Ma sœur Sarah, mes

Mes cousins et cousines, Notamment Billel et Halim

A mes camarades de classes :

Amine, tarek, hamza, mahdi, karim, mouhamed, walid

Maqroui, wlad ElBey, fahim, houcine, Ismail, Omar

,Amina, Meriem, Idriss et charef

A Mon collègues :

AMINE

A toute la promotion 2011.

et à toutes mes connaissances sans exception

KELLAL Youcef

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents : source d'affection, de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A tous mes frères : MOHAMED, YUCEF ET NASSER,

A mes sœurs : MERIEM et ASSIA,

A toute la famille FAIDI,

A tous mes amis : BILAL, MAHFOUD, ADEL ET AYOUB et tous mes amis sans exception,

A mes collègues Nassim, Elyes, AMINE, SALIM ET YUCEF

A toute la promotion 2011,

Et à toutes mes connaissances sans exception.

KREBAZZA AMINE

SOMMAIRE

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION.....	1
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	1
I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES.....	1
I.2.2. OSSATURE.....	1
I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT SELON "RPA 99 version2003"	2
I.2.4. PLANCHER.....	2
I.2.5. ESCALIER.....	2
I.2.6. MURS.....	2
I.2.7.TERRACE :	2
I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX.....	2
I.3.1. BÉTON.....	2
I.3.2. ACIERS.....	5
I.4. HYPOTHESES DE CALCUL.....	7

Chapitre II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES	8
II.2.1.bloc administratif :	8
II.2.2 bloc médecine (salles de classes)	9
II.3. EVALUATION DES CHARGES :	11
II.3.1. Bloc administration	11
II.3.1.2. Planchers étages courant:	11
II.3.1.3. Plancher de S/SOL	11
II.3.2. Bloc médecine (salles de classes)	12
II. 3.3. Murs extérieurs	12
II. 3.4. Murs intérieurs	12

II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS	13
II.4.1. LES PORTIQUES.....	13
II.4.2. LES VOILES	27

Chapitre III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. ETUDE DES PLANCHERS.....	29
III.1.1. INTRODUCTION.....	29
III.1.2. PLANCHER EN CORPS CREUX.....	29
III.1.3. Plancher en dalle pleine.....	43
III.2. ESCALIER.....	48
III.2.1. INTRODUCTION.....	48
III.2.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER.....	48
III.2.3. ESCALIERS PARTIE ADMINISTRATION.....	48
III.2.4. ESCALIERS PARTIE ADMINISTRATION.....	58
III.3. ACROTÈRE.....	67

Chapitre IV: ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION	75
IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE	75
IV.3. MODELISATION	75
IV.4. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	78
IV.5. ÉTUDE SISMIQUE.....	81
IV.6. RENFORCEMENT DE L'OSSATURE DU BÂTIMENT	85
IV.7. PRISE EN COMPTE DE L'EFFET DE TORSION ADDITIONNELLE.....	88

Chapitre V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. INTRODUCTION :	93
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	93
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	119
V.3. FERRAILLAGE DES VOILES	139

Chapitre VI: ÉTUDE DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION	161
VI.2. CALCUL DES FONDATIONS	161
VI.2.1. SEMELLES ISOLÉES.....	163
VI.2.2. SEMELLES FILANTES	165
VI.2.3. RADIER GÉNÉRAL.....	166
VI.3. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE.....	181
VI.3.1. INTRODUCTION	181
VI.3.2. PRÉDIMENSIONNEMENT.....	181
VI.3.3. ÉVALUATION DES CHARGES	182
VI.3.4. EFFORT DANS LA DALLE	182
VI.3.5. CALCUL DU FERRAILLAGE.....	182
VI.3.6. CONDITION DE NON FRAGILITÉ	183
VI.3.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	183
VI.3.8. VÉRIFICATION À L'ELS.....	184

CONCLUSION

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Dégression des surcharges

Tableau II.2: Choix des sections des poteaux du circulaire.

Tableau. II.3 : DEGRESSION DES CHARGE D'EXPLOITATION
(POTEAU CENTRAL)

Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux du centre

Tableau II.5 : DEGRESSION DES CHARGE D'EXPLOITATION
(POTEAU DU RIVE)

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

Tableau II.7: DEGRESSION DES CHARGE D'EXPLOITATION
(POTEAU D'ANGLE)

Tableau II.7 Choix des sections des poteaux d'angles

Tableau récapitulatif des sections adoptées pour les poteaux :

Tableau II.8 : PARTIE ADMINISTRATION

Tableau II.9 : Poteaux du centre partie salles de classes (Médecine)

Tableau II.10 : Poteaux de rive partie salles de classes(Médecine)

Tableau II.11: Poteaux d'angle partie salles de classes(Médecine)

Tableau III.1 : Efforts Interns l'ELU et l'ELS

Tableau.III.2 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

Tableau.III.3 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

Tableau.III.4: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

Tableau.III.5 : Récapitulatif du calcul de la flèche

Tableau III.6 : Ferrailage de la dalle pleine

Tableau III.7: Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III.8 : Charge à l'ELU et l'ELS

Tableau III.9 : Ferrailage de l'escalier

Tableau III.10 : Vérification à l'E.L.S

Tableau III.11 : Vérification de la flèche de l'escalier

Tableau III.12 : Charge à l'ELU et l'ELS

Tableau III.13 : Ferrailage de l'escalier

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

Tableau III.15 : Vérification de la flèche de l'escalier

Tableau IV.1 Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1

Tableau IV.2 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 1

Tableau IV.5 Périodes et facteurs de participation massique du 2^{ème} modèle

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages modèle 1

Tableau IV.9 : Calcul des moments de torsion additionnelle

Tableau IV.10 : Déplacement inter étage sous l'action sismique "E"

Tableau IV.11: Déplacements inter étage dus aux moments de torsion M_x

Tableau IV.12: Déplacements inter étage dus aux moments de torsion M_y

Tableau IV.13: Déplacements maximum inter étage due aux moments de torsion M_x et M_y

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter étages résultants ($\Delta = \Delta_s + \Delta_M$)

Tableau IV.15: Calcul de l'effort tranchant V_{Kx} et V_{Ky}

Tableau IV.16: Calcul de θ_x et θ_y

Tableau V.1. : Ferrailage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.2. : Ferrailage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.3. : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.4. : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.7: Ferrailage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.9: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.10 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.11: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.12 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.13 : Ferrailage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.14 : Ferrailage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.15 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.16: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.17: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.18 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.19 : Ferrailage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.20 : Ferrailage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.21 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Tableau V. 22: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.23: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.24 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.25 : Choix des armatures des poteaux Circulaire.

Tableau V.26: Choix des armatures des poteaux Du Centre.

Tableau V. 27: Choix des armatures des poteaux De Rive.

Tableau V.28 : Choix des armatures des poteaux D'angle.

Tableau V.29: Vérification des contraintes pour les poteaux

Tableau V.30 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Tableau V.31: Vérification des contraintes pour les poteaux

Tableau V.32 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Tableau V.33 : Vérification des contraintes pour les poteaux
Tableau V.34 : Vérification des contraintes pour les poteaux
Tableau V.35 : Vérification des contraintes pour les poteaux
Tableau V.36 : Vérification des contraintes pour les poteaux
Tableau V.37 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux Circulaires
Tableau V.38 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux du Centre
Tableau V.39 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux de Rives
Tableau V.40 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux d'Angle
Tableau V.41: Espacements maximales selon RPA99 (Poteau circulaire)
Tableau V.42: Espacements maximales selon RPA99 (Poteau Du centre)
Tableau V.43: Espacements maximales selon RPA99 (Poteau D'Angle)
Tableau V.44: Espacements maximales selon RPA99(Poteau DU Rive)
Tableau V.45 : Choix des armatures transversales pour les poteaux (Circulaire)
Tableau V.46 : Choix des armatures transversales pour les poteaux (Centre)
Tableau V.47 : Choix des armatures transversales pour les poteaux (Angle)
Tableau V.48 : Choix des armatures transversales pour les poteaux (Rive)
Tableau V.49: Choix de ferrailage des poteaux de l'infrastructure
Tableau V.50 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure
Tableau V.51 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)
Tableau V.52 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)
Tableau V.53 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)
Tableau V.54 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)
Tableau V.55 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)
Tableau V.56 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)
Tableau V.57 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)
Tableau V.58 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)
Tableau V.59: Choix des armatures pour les poutres porteuses
Tableau V.60 : Choix des armatures pour les poutres secondaires
Tableau V.61 : Choix des armatures pour les poutres porteuses
Tableau V.62 : Choix des armatures pour les poutres secondaires
Tableau V.63: Vérification de la condition de non fragilité
Tableau V.64: Vérification des poutres principales à l'ELS
Tableau V.65 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS
Tableau V.66 : Vérification des poutres principales à l'ELS
Tableau V.67 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS
Tableau V.68 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres 35x55
Tableau V.69 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres 30x50
Tableau V.70 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres 45x85
Tableau V.71 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres 40x75
Tableau V.72 : Calcul des armatures transversales des poutres
Tableau V.73 : Vérification de la section d'armatures (poutre35x55)
Tableau V.74 : Vérification de la section d'armatures (poutre30x50)

Tableau V.75 : Vérification de la section d'armatures (poutre45x85)
Tableau V.76 : Vérification de la section d'armatures (poutre40x75)
Tableau V.77 : Vérification de la compression de l'aire d'appui (poutre35x55)
Tableau V.78 : Vérification de la compression de l'aire d'appui (poutre30x50)
TableauV.79 :Vérification de la compression de l'aire d'appui (poutre45x85)
TableauV.80 : Vérification de la compression de l'aire d'appui (poutre40x70)
Tableau V.81 : Vérification dans les appuis de rives (poutre35x55)
Tableau V.82 : Vérification dans les appuis de rives (poutre30x50)
Tableau V.83 : Vérification dans les appuis de rives (poutre45x85)
Tableau V.84 : Vérification dans les appuis de rives (poutre40x75)
Tableau V.85 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche
Tableau VI.1 : Effort normal appliqué sur les fondations
Tableau VI.2 : Sections des semelles isolées
Tableau VI.3 : Sections des semelles filantes
Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELU
Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS
Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELU
Tableau VI.7 : Calcul des moments à l'ELS
Tableau VI.8 : Ferrailage des panneaux du radier
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes
Tableau VI.10 : Redimensionnement des armatures
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes
Tableau VI.12 : Ferrailage des nervures (sens porteur)
Tableau VI.13 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes
Tableau VI.15 : Ferrailage des débords
Figure VI.9 : Ferrailage de la dalle du radier
Tableau VI.13 : Ferrailage du voile périphérique
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELU

Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELS

Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

Figure II.1:Dimensions d'une poutre

Figure II.2 : Schéma du voile

Figure II.3 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

Figure III.1 : Dimension D'un ourdi

Figure.III.2 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

Figure III.3 : Ferrailage de l'escalier de la partie administration

Figure III.4: Ferrailage de l'escalier de la partie salles de classes

Figure III.5 : Acrotère

Figure III.6 : sollicitations de l'acrotère

Figure III.7 : Diagramme des efforts (N, T, M)

Figure.III.8 : ferrailage de l'acrotère

Figure III.9 : Disposition des armatures de l'acrotère

Figure IV.1 : Modèle initiale

Figure. IV.2. : Vue en plan niv (0.00m à 4,0m)

Figure. IV.3. : Vue en 3D du modèle initial

Figure IV.4 : Modèle final

Figure. IV.5. : Vue en 3 D du modèle final

Figure V.1: Ferrailage des poteaux-administration-

Figure V.2: Ferrailage des poteaux de rive

Figure V.3: Ferrailage des poteaux d'angle

Figure V.4: Ferrailage des poteaux du centre

Figure V.5: Ferrailage des poutres secondaires –Administration-

Figure V.6: Ferrailage des poutres porteuses Administration-

Figure V.7: Ferrailage des poutres porteuses-salles de classes-

Figure V.8: Ferrailage des poutres secondaires-salles de classes-

Figure.V.9 :ferrailage de voiles VT1

Figure.V.10:ferrailage de voiles VT2

Figure VI.1 : Dimensions de la semelle isolée

Figure VI.2 : Semelle filante

Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment

Figure VI.5 : Contraintes sous le radier

Figure VI.6 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Figure VI.7 : Schémas statique

Figure VI.8 : Diagramme des moments

Figure VI.9 : Ferrailage de la dalle du radier

Figure VI.10 : Ferrailage des nervurée sens Y-Y

Figure VI.11 : Ferrailage des nervurée sens X-X

LISTE DES SYMBOLES

La signification des principales notations est la suivante :

Notations en majuscules :

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,
D	Diamètre,
E	Module d'élasticité longitudinale,
E_b	Module de déformation longitudinale du béton,
E_i	Module d'élasticité de l'acier,
E_s	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours),
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours),
F	Force ou action en général,
G	Action permanente, module d'élasticité transversale,
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
K	Coefficient,
L	Longueur ou portée,
L_f	Longueur de flambement,
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
M_G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,
M_u	Moment de calcul ultime,
M_{ser}	Moment de calcul de service,
M_t	Moment en travée,
M_a	Moment sur appuis,
N	Effort normal,
S_t	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période,
V_0	Effort tranchant a la base,
K_t	Facteur de terrain,
Z_0	Paramètre de rugosité,
Z_{min}	Hauteur Minimale,
C_r	Coefficient de rugosité,
C_t	Cohésion,
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,
R	Force résultante,
F_{fr}	Force de frottement,
	Coefficient de topographie,

C	Cohésion
C_c	Coefficient de compression,
C_s	Coefficient de sur consolidation,
D	Fiche d'ancrage,
W	Teneur en eau, Poids total de la structure,
W_{sat}	Teneur en eau saturé,
W_L	Limite de liquidité,
W_p	Limite de plasticité,
N_q, N_γ, N_c	Facteurs de portance,
S_r	Degré de saturation,
I_p	Indice de plasticité,
I_c	Indice de consistance,
S_c	Tassement oedométrique,
S_c^T	Tassement total,
S_c^{adm}	Tassement admissible,
E.L.U	Etat limite ultime,
E.L.S	Etat limite service,

Notations en minuscules :

a	une dimension,
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,
e	épaisseur, Indice des vides,
cg	grosseur des granulats,
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche,
f_e	limite d'élasticité de l'acier,
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours,
h	hauteur totale d'une section de béton armé,
i	rayon de giration d'une section,
j	nombre de jours,
k	coefficient en général,
l	longueur ou portée (on utilise aussi L),
n	coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,
s	espacement des armatures en générales,
s_t	espacement des armatures transversales,
x	coordonnée en général, abscisse en particulier,
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie, profondeur de l'axe neutre,
z	coordonnée d'altitude,
q_{dyn}	pression dynamique,
$q_{réf}$	pression dynamique de référence,
q_j	pression dû au vent.

Notations en minuscules :

\emptyset	diamètre des armatures, mode propre,
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier,
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton,
ε	déformation relative,
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé,
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu,
ε_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé,
η	coefficient de fissuration relatif à une armature,
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
ρ	rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
σ	contrainte normale en général,
λ	élancement,
τ	contrainte tangente (de cisaillement),
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s ,
φ	angle de frottement,
σ_c	contrainte de consolidation,
$\bar{\sigma}_s$	contrainte de traction admissible de l'acier,
$\bar{\sigma}_{bc}$	contrainte de compression admissible du béton,
β	coefficient de pondération,
σ_{sol}	contrainte du sol,
σ_m	contrainte moyenne.

INTRODUCTION GENERALE

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Le développement rapide des techniques de constructions conjugué aux impératifs d'ordre architectural incite souvent les maîtres d'œuvres à fixer leur choix sur la construction de structures élancées présentant des irrégularités en plan et/ou en élévation. De telles structures sont constituées en général d'ossatures présentant des distributions de rigidités et de masses hétérogènes excédant de loin les normes parasismiques, ce qui est le cas pour notre structure qui est en forme « L ».

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de R+7 avec sous-sol. Nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de Master, le travail est subdivisé en huit chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre nous avons présenté le calcul des éléments secondaires. après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique. En ce qui concerne le sixième chapitre nous avons exposé le ferrailage des éléments résistants. Dans les deux derniers chapitres nous avons une étude du sol et des fondations. Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.

I.1. INTRODUCTION

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les conditions économiques.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.

Ce projet porte sur l'étude d'une structure a usage mixte administratif et salles de classes, l'ouvrage sera implanté à Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (*Zone III*) selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien "*RPA 99 version 2003*"

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

Le bâtiment se compose de :

- un sous sol a usage parking et dépôt.
- Rez-de-chaussée et six étages à usage administratif et pédagogique.

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment.....32,35 m
- Hauteur du sous sol.....4,00 m
- Hauteur de l'étage courant400 m
- Un décalage de niveau au sein de RDC..... 4,00et 5,00 m

Dimensions en plan

- Longueur totale en plan33,3m
- Largeur totale en plan24,22 m

I.2.2. OSSATURE

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et les portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques). Donc d'après "*RPA 99 version2003*" [2], le système de contreventement du bâtiment est un système de "contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques" (type 4a).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT SELON "RPA 99 version2003" [2]

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage de grande importance c'est le "**groupe d'usage 1B**".

I.2.4. PLANCHER

Le type du plancher est en fonction de :

- La portée de différentes travées
- Les charges à supporter
- La forme du plancher

Selon ces critères nous avons opté pour deux types de planchers :

- Plancher dalle pleine
- Plancher corps creux

I.2.5. ESCALIER

La structure comporte deux cages d'escalier la première démarre du sous-sol au la Terrasse il est constitué de (3volées/2paliers), la deuxième cage D'escalier démarre de R.D.C jusq'au 6^{ème} étage il est constitué de (2volées/1palier)

I.2.6. MURS

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse, et un mur rideaux:

- Les Murs extérieurs sont réalisés par un mur rideau type technical MC en double vitrage. Et un revêtement en aluminium lisse (allucomat) fixé mécaniquement.
- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de briques de 10 cm d'épaisseur.
- Façades en panneaux de verre.

I.2.7.TERRACE :

- On un seul type de Terrace (Terrasse inaccessible)

I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé "**BAELL91 mod99**" [1] et tous les règlements applicables en Algérie "**RPA 99 version2003**" [2] et "**CBA93**" [3]

I.3.1. BÉTON

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment(**CPJ45**), de granulats (graviers, sable) et de l'eau. Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à s'avoir :

- 1- Une résistance mécanique élevée.
- 2- Un retrait minimum.
- 3- Une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton :**b.1. Résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression «*J*» jour, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais des éprouvettes cylindriques de $200,96 \text{ cm}^2$ de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais; parmi ces essais on peut citer :

- 1- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- 2- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les poteaux d'une presse (essai Brésilien).
- 3- Traction-flexion :

À l'aide d'une éprouvette prismatique de côté "a" et longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par " f_{ij} ", elle est définie par la relation :

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

Pour notre étude on a : $f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$.

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module déformation longitudinale", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané " E_{ij} " :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel ^[3]

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

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

c.2. Module d'élasticité différé " E_{vj} " :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un teste de longue durée, il représenté le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire ^[3]

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (Mpa)}$$

D'ou : $E_{v28} = 10818,87 \text{ Mpa}$.

d. coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

E.L.U : $\nu = 0,0$ (béton fissuré)

E.L.S : $\nu = 0,2$ (béton non fissuré)

e. Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1 : Contraintes limites à l'état ultime (E.L.U) :

L'état limite ultime est défini généralement par limite de résistance mécanique au-delà de la quelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

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

Avec :

- γ_b : coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durable ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situation accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

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

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

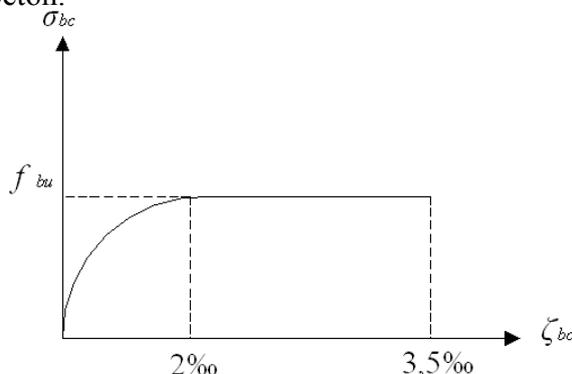


Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue; on distingue :

L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.

L'état limite de service d'ouverture des fissures.

L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

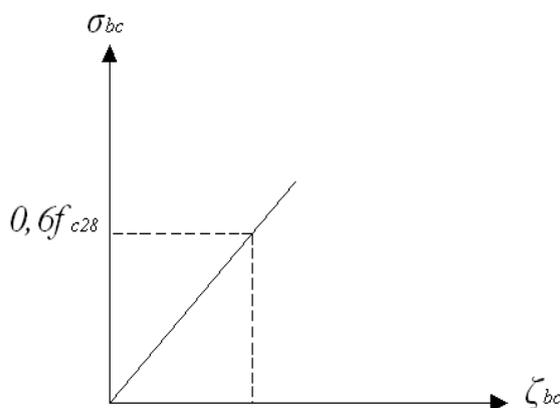


Figure.I.2: Diagramme contrainte-déformations à l'ELS

I.3.2. ACIERS

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les 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. Les limites élastiques :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e), cette valeur est donnée selon le "BAELL91 mod99" ^[1] dans le tableau suivant :

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

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers

Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module longitudinal sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limite de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

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

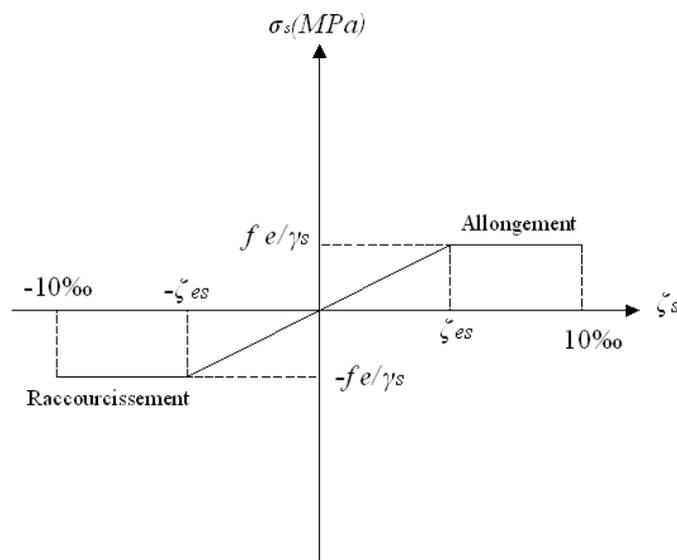


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

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 :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situation accidentelles} \end{cases}$$

- f_e : Contrainte limite élastique

ζ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\zeta_s = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74\%$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{1}{2} f_e; 110\eta \right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

n : Coefficient d'équivalence

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de son faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\diamond \text{ Acier rond lisse } \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\diamond \text{ Acier à haute adhérence } \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le «**BAELL91 modifié 99**»^[1] et le «**RPA99 version 2003**»^[2], mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES

Le Dalle est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

II.2.1.bloc administratif :

Le sous sol et les cages d'escalier sont en dalle pleine , les étages courant sont en corps creux

II.2.1.1. PLANCHER DALLE PLEINE :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$), c'est le cas pour notre structure qui est à usage administratif;

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale; les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

1 -Résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe feu.

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe feu.

On admet : $e = 11 \text{ cm}$.

2 -Isolation phonique :

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : $e = 15 \text{ cm}$.

3 - Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$.

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$.

Avec :

l_x : La petite portée du panneau le plus sollicité ($l_x = 5,70m$)

On aura donc : $11.4 \leq e \leq 14.25$ (cm)

On limite donc notre épaisseur à : 14 cm.

Finalement on doit satisfaire la condition suivante :

$e \geq (11cm ; 10cm ; 14cm)$

Alors on adopte : $e=15cm$

4- Conditions de flèche :

- On doit vérifier que :
- $f_{max} < \frac{l_{max}(cm)}{500}$; Si la portée $L \leq 5m$.
- $f_{max} < 0,5 (cm) + \frac{l_{max}(cm)}{1000}$; Si la portée $L \geq m$.
- Dans notre cas : $L_{max} = l_x = 5.70 cm$

Remarque : on vérifie la flèche à l'aide de logiciel de calculs *socotec* après avoir introduit les armatures.

II.2.1.2. Plancher à corps creux.

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- ✓ Facilité de réalisation
- ✓ Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique
- ✓ Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- ✓ Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment

La dalle est fonction de l'épaisseur des poutrelles et pour cela on utilise une formule empirique pour la détermination de la hauteur du plancher:

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

Avec :

h_t : épaisseur de la dalle de compression+corps creux.

L : la portée maximale de la poutre ,dans notre cas : $L_{max} = 600 cm$.

D'où : $24 \leq h \leq 30 cm \rightarrow$ on prend $h=25cm$ soit $h=20+5cm$.

II.2.2 bloc médecine (salles de class) :

Dans cette partie on a que des dalles pleines. , on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

1 -Résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe feu.
 $e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe feu.

On admet : $e = 11 \text{ cm}$.

2 -Isolation phonique :

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : $e = 15 \text{ cm}$.

3 - Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$.

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$.

*Dalles reposantes sur 4 cotées :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité ($L_x = 7,85m$)

On aura donc : $15.7 \leq e \leq 19.6 \text{ (cm)}$

On adopte $e = 18cm$

*Dalle reposante sur 2 cotées :

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité ($L_x = 3.35m$)

On aura donc : $9.6 \leq e \leq 11 \text{ (cm)}$ on admet $e = 10cm$

$e \geq (11cm ; 15cm ; 10)$

On adopte $e = 15cm$

II.3. EVALUATION DES CHARGES :**II.3.1. Bloc administration :****II.3.1.1. plancher terrasse inaccessible :**➤ **Charges permanentes :**

1- Dalle à corps creux (20+5)	3,60 kN/m ²
2- Protection gravillons (7cm)	1,19 kN/m ²
3- Isolation thermique	0,2 kN/m ²
4-membrane bicouche bitumineuse (2cm)	0,12 kN/m ²
5- Forme de pente (e _{moy}) = 5cm)	1,25 kN/m ²
6-enduit de propreté (2cm)	0,2 kN/m ²
7-Faux plafond en Placoplatre	0,18 kN/m ²
8-tissu Géotextile	0,08 kN/m ²

$$G = 6,82 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Charges d'exploitation :**Terrasse inacceivable $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ **II.3.1.2. Planchers étages courant:**➤ **Charges permanentes :**

1- plancher à corps creux (20 + 5)	3,6 kN/m ²
2- Mortier de pose (3cm)	0,60 kN/m ²
3- Lit de sable (5cm)	0,9 kN/m ²
4- carrelage	0,4 kN/m ²
5-Faux plafond en Placoplatre	0,18 kN/m ²
6- cloison de distribution	1 kN/m ²
7-enduit (2cm)	0,2 kN/m ²

$$G = 6,88 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Charges d'exploitation :**Etages à usage de bureaux $Q = 2,5 \text{ k/m}^2$ **II.3.1.3. Plancher de S/SOL :**➤ **Charges permanentes :**

1- Dalle pleine(15cm)	3,75 kN/m ²
2-Granite flamme (2cm)	0,54 kN/m ²
3- Mortier de pose (3cm)	0,60 kN/m ²
4- Lit de sable (10cm)	1,8 kN/m ²
5-Cloisons de distribution	1 kN/m ²
6-Enduit+peinture a base epoxyde	0,2 kN/m ²

$$G = 7,89 \text{ kN/m}^2$$

- **Charges d'exploitation :**
 À usage Bureaux. **Q= 2.5 k/m²**

II.3.2. Bloc médecine (salles de cours) :

II.3.2.1. planchers étages courant :

- **Charges permanentes :**
- | | |
|------------------------------------|------------------------|
| 1- La dalle pleine(e=18cm)..... | 4,5 kN/m ² |
| 2- Mortier de pose (3cm) | 0,6 kN/m ² |
| 3- Lit de sable (5cm) | 0.9 kN/m ² |
| 4-carrelage mozaique(2cm) | 0,4 kN/m ² |
| 5- Enduit de propreté | 0.20 kN/m ² |
| 6-Faux plafond en Placoplatre..... | 0,18kN/m ² |
| 7-cloisons de distribution | 1 kN/m ² |

$$G = 7,78 \text{ kN/m}^2$$

- **Charges d'exploitation :**
 Classes. **Q= 2,5 kN/m²**

II.3.2.2. plancher terrasse inaccessible :

- **charges permanentes :**
- | | |
|--|------------------------|
| 1- La dalle pleine(e=18cm)..... | 4,5 kN/m ² |
| 2- gravier (5cm)..... | 1,19 kN/m ² |
| 3- Forme de pente (e _{moy}) = 5cm) | 1.25 kN/m ² |
| 4- Isolation thermique (liège)..... | 0.2 kN/m ² |
| 5-enduit de propreté (2cm)..... | 0,2 kN/m ² |
| 6-Faux plafond en Placoplatre..... | 0,18 kN/m ² |
| 7-membrane bicouche bitumineuse..... | 0,12 kN/m ² |
| 8-tissu géotextile..... | 0,08 kN/m ² |

$$G = 7,72 \text{ kN/m}^2$$

- **Charges d'exploitation :**
 Terrasse inaccessible **Q=1 k/m²**

II. 3.3. Murs extérieurs :

Mur rideau type technical MC en double vitrage **G=1,8kN/m²**

II. 3.4. Murs intérieurs :

Mur en Béton armé. **G= 2.5 kN/m²**

II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

II.4.1. LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1.1. LES POUTRES

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le "BAEL 91 modifié 99" [1] et vérifier selon "RPA 99 version 2003" [2].
- 2- Vérification de la flèche pour la section choisie.

- D'après le "BAEL91 modifié 99" :

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

- Vérification selon le "RPA 99 version 2003" : (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

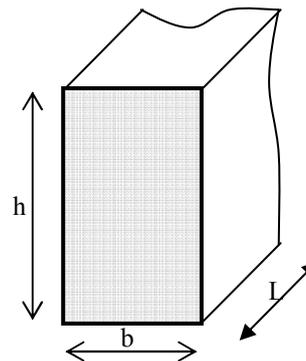


FIGURE II.1:Dimensions d'une poutre

II.4.1.1.1. Bloc administration :

A. poutres principales : $L_{\max} = 6,00$ m

- selon BAEL91 :

$$40 \leq h \leq 60 \quad \text{cm} \quad \Rightarrow \quad h = 55 \text{ cm}$$

$$16,5 \leq b \leq 38,5 \quad \text{cm} \quad \Rightarrow \quad b = 35 \text{ cm}$$

On choisie alors une poutre de : **b x h = (35 x 55) cm**

• **Vérification selon le RPA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b=35\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \\ h= 55\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \\ h/b=1,57 \leq 4, \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \end{array} \right.$$

B. poutres secondaires : $L_{\max} = 5,7 \text{ m}$

• **selon BAEL91 :**

$$38 \leq b \leq 57 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 50 \text{ cm}$$

$$15 \leq h \leq 35 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

On choisie alors une poutre de : **b x h = (30 x 50) cm**

• **Vérification selon le RPA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \\ h= 50\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \\ h/b=1,67 \leq 4, \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \end{array} \right.$$

II.4.1.1.2. Bloc médecine (pédagogie) :

Dans le cas de plancher a dalle pleine les poutres sont porteuses dans les deux sens car il n'ya pas une participation des poutrelles dans le sens des poutres secondaire.

A. poutres principales : $L_{\max} = 9,00 \text{ m}$

• **selon BAEL91 :**

$$60 \leq h \leq 90 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 85 \text{ cm}$$

$$25,5 \leq b \leq 59,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 45 \text{ cm}$$

On choisie alors une poutre de : **b x h = (45 x 85) cm**

• **Vérification selon le RPA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b=45\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \\ h= 85\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \\ h/b=1,89 \leq 4, \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \end{array} \right.$$

A. poutres secondaires : $L_{\max} = 7,85$ m

- selon BAEL91 :

$$52 \leq h \leq 78,5 \quad \text{cm} \quad \Rightarrow \quad h = 75 \text{ cm}$$

$$22,5 \leq b \leq 52,5 \quad \text{cm} \quad \Rightarrow \quad b = 40 \text{ cm}$$

On choisie alors une poutre de : **b x h = (40 x 75) cm**

- Vérification selon le RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=40\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \\ h= 75\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \\ h/b=1,875 \leq 4, \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \end{array} \right.$$

Remarque : la flèche sera vérifiée à l'aide de logiciel de calcul *socotec* après avoir introduit les armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} b=40\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \\ h= 75\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \\ h/b=1,875 \leq 4, \dots\dots\dots \text{Condition-vérifiée} \end{array} \right.$$

II.4.1.2.les poteaux :**a /Principe :**

Les poteaux sont pré dimensionnés compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire, un poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

b /Procédure de pré dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section des poteaux est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- la section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **règlement RPA 99 version 2003**.
- Vérification des sections à l'ELS selon le **BAEL 91 modifié 99**.

c / Loi de dégression (DTR.BC 2.2) : [3]

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

Ce qui donne :

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

Avec : n : nombre d'étage.

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les charges d'exploitation des planchers respectifs

d/Dimensionnement des poteaux :

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

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

Avec :

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

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

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

l_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

- * B : Surface de la section du béton
 - circulaire ($B = \pi D^2/4$) m^2
 - Rectangulaire ($B = a \times b$) m^2
- * γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- * γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.
- * f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400MPa$).
- * f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25MPa$).
- * A_s : Section d'acier comprimée.
- * Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle I_{cm} d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$\text{Section rectangulaire : } Br = (a - 0,02)(b - 0,02) [m^2]$$

$$\text{Section circulaires : } Br = \pi \cdot \frac{(D - 0,02)^2}{4} m^2$$

- * Selon le "BAEL 91 modifié 99" [1] :

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

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

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

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

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

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

- e. Le minimum requis par "RPA99 version 2003" [2] :

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

- Poteau circulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a; b) \geq 30cm \\ * \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

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

➤ **Poteau circulaire :**

$$D \geq 35\text{cm}$$

$$D \geq \frac{h_e}{15}$$

Avec : b, h dimensions de la section

h_e : la hauteur de l'étage

D : diamètre de la section circulaire

f. Vérification à l'ELS :

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

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

Avec :

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

B : Section de béton du poteau.

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

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

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

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

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

*Dans ce présent projet on a 2 types de poteaux :

- a) Circulaire : dans la partie administration ;
- b) Rectangulaire : dans la partie pédagogique (médecine)

1) Partie administration :

Le poteau le plus sollicité est le poteau central, sa surface est de $20,21\text{m}^2$

Détermination des charges

➤ **Charge permanente**

1. Poids revenant à la terrasse :

- poids plancher terrasse..... $G_{PT} = 6,82 \times 20,21 = 137,83 \text{ kN}$
- Poids des poutres principale..... $G_{PP} = 0,35 \times 0,55 \times 25 \times 4,675 = 22,5 \text{ kN}$
- Poids des poutres secondaire..... $G_{PS} = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 4,34 = 16,275 \text{ kN}$

$$G_T = 176,605 \text{ kN}$$

2. Poids revenant sur le plancher courant:

- poids planché courant..... $G_{PT} = 6,88 \times 20,21 = 139,04 \text{ kN}$
 - Poids des poutres principale..... $G_{PP} = 0,35 \times 0,55 \times 25 \times 4,675 = 22,5 \text{ kN}$
 - Poids des poutres secondaire..... $G_{PS} = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 4,34 = 16,275 \text{ kN}$
-
- $G_T = 177,815 \text{ kN}$**

3. Poids revenant au S/SOL :

- poids plancher S/SOL..... $G_{PT} = 7,89 \times 20,21 = 159,45 \text{ kN}$
 - Poids des poutres principale..... $G_{PP} = 0,35 \times 0,55 \times 25 \times 4,675 = 22,5 \text{ kN}$
 - Poids des poutres secondaire..... $G_{PS} = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 4,34 = 16,275 \text{ kN}$
-
- $G_T = 198,225 \text{ kN}$**

Poids revenant au 6^{ème} étage : $G_6 = G_{Terrasse} + g = 354,42 \text{ kN}$

Poids revenant au 5^{ème} étage : $G_5 = G_6 + g = 532,235 \text{ kN}$

Poids revenant au 4^{ème} étage : $G_4 = G_5 + g = 710,05 \text{ kN}$

Poids revenant au 3^{ème} étage : $G_3 = G_4 + g = 887,865 \text{ kN}$

Poids revenant au 2^{ème} étage : $G_2 = G_3 + g = 1065,68 \text{ kN}$

Poids revenant au 1^{er} étage : $G_1 = G_2 + g = 1243,49 \text{ kN}$

Poids revenant au RDC : $G_{RDC} = G_1 + g = 1421,31 \text{ kN}$

Poids revenant au S/SOL : $G_{S/SOL} = G_{RDC} + g = 1619,535 \text{ kN}$

◆ Exemple de calcul :**Etude de 6^{ème} étage :**

Pour le 6^{ème} étage on a :
$$\begin{cases} N_{GT} = 177,815 \text{ kN} \\ N_G = 198,225 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{G6} = N_{GT} + N_G = 354,42 \text{ kN}$$

$$N_{Q6} = Q_6 \times S = 20,21 \text{ kN}$$

$$N_{u5} = 1,35 N_{G5} + 1,5 N_{Q5} = 584,56 \text{ kN}$$

$$Br \geq 0,066 N_{u5} \Rightarrow Br \geq 385,8 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc: } B_r = \pi \cdot \frac{(D-0,02)^2}{4} \text{ m}^2$$

$$D = 22,1 \text{ cm}$$

Le choix: $D = 35 \text{ cm}$.

• **Vérification de la section à l'E.L.S :**

$$N_{ser9} = N_{G9} + N_{Q9} + G_{pot} = 434,77 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = \pi D^2 / 4)$$

$$\sigma_{ser} = 3,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$B = \pi D^2 / 4 = 961,62 \text{ cm}^2$$

→ **Surcharge d'exploitation :**

Niveau des plancher	surcharge	Σ surcharge	Σ surcharges [KN]
Terrasse	Q ₀	Q ₀ x S	20,21
P ₆	Q ₁	[Q ₀ + Q]	70,735
P ₅	Q ₂	[Q ₀ +0,95(Q ₁ + Q ₂)] x S	116,2
P ₄	Q ₃	[Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)] x S	156,63
P ₃	Q ₄	[Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)] x S	192 ,00
P ₂	Q ₅	[Q ₀ +0,80(Q ₁ +.....+Q ₅)] x S	222,31
P ₁	Q ₆	[Q ₀ +0,75(Q ₁ +.....+Q ₆)] x S	247,57
RDC	Q ₇	[Q ₀ +0,714(Q ₁ +.....+Q ₇)] x S	272,73
S/SOL	Q ₈	[Q ₀ +0,69(Q ₁ +.....+Q ₈)] x S	299,11

Tableau II.1 : Dégression des surcharges

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	D (cm)	RPA (cm)	Le choix(cm)	N _{ser} (kN)	σ _{ser} (MPa)	Vérif.
P6	354,42	70,73	584,56	385,8	22,1	35	45	434,77	3,93	OK
P5	532,23	116,2	892,81	589,25	27,42	35	45	658,05	5,95	OK
P4	710,05	156,63	1193,51	787,7	31,70	35	50	879,24	6,08	OK
P3	887,86	192	1486,61	981,16	35,37	35	50	1092,42	7,56	OK
P2	1065,68	222,31	1772,13	1169,6	38,20	35	55	1303,9	7,13	OK
P1	1243,49	247,57	2050,06	1230,00	39,6	35	55	1507,00	8,24	OK
P.RDC	1421,31	272,73	2327,86	1536,38	44,26	35	60	1713,66	7,59	OK
S.SOL	1619,53	299,11	2635,03	1739,10	47,1	35	60	1943,17	8,61	OK

Tableau II.2: Choix des sections des poteaux du circulaire.

Remarque :

D'après l'article 7.4.1 dans l'RPA99 version 2003 :

Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

2) Partie pédagogie (médecine)**a)Poteau central :**

Le poteau central le plus sollicité, il supporte un plancher d'une surface $S=60,69m^2$

Détermination des charges**→ Charge permanente****1. Poids revenant à la terrasse :**

– poids plancher terrasse.....	$G_{PT} = +7,72 \times 60,69 = 468,53 \text{ kN}$
– Poids des poutres principale.....	$G_{PP} = 0,45 \times 0,85 \times 25 \times 8,925 = 85,34 \text{ kN}$
– Poids des poutres secondaire.....	$G_{PS} = 0,40 \times 0,70 \times 25 \times 6,80 = 47,6 \text{ kN}$
	$G_T = 601,47 \text{ kN}$

2. Poids revenant sur le plancher courant:

– poids plancher courant.....	$G_{PT} = 7,78 \times 60,69 = 472,17 \text{ kN}$
– Poids des poutres principale.....	$G_{PP} = 0,45 \times 0,85 \times 25 \times 8,925 = 85,34 \text{ kN}$
– Poids des poutres secondaire.....	$G_{PS} = 0,40 \times 0,70 \times 25 \times 6,80 = 47,6 \text{ kN}$
	$G_T = 605,11 \text{ kN}$

Poids revenant au 6^{ème} étage : $G_6 = G_{Terrasse} + g = 1206,58 \text{ kN}$

Poids revenant au 5^{ème} étage : $G_5 = G_6 + g = 1811,69 \text{ kN}$

Poids revenant au 4^{ème} étage : $G_4 = G_5 + g = 2416,8 \text{ kN}$

Poids revenant au 3^{ème} étage : $G_3 = G_4 + g = 3021,91,8 \text{ kN}$

Poids revenant au 2^{ème} étage : $G_2 = G_3 + g = 3627,02 \text{ kN}$

Poids revenant au 1^{er} étage : $G_1 = G_2 + g = 4232,13 \text{ kN}$

Poids revenant au RDC : $G_{RDC} = G_1 + g = 4837,24 \text{ kN}$

Poids revenant au S/SOL : $G_{S/SOL} = G_{RDC} + g = 5442,35 \text{ kN}$

→ Surcharge d'exploitation :

Niveau des plancher	surcharge	Σ surcharge	Σ surcharges [kN]
Terrasse	Q_0	$Q_0 \times S$	60,69
P ₆	Q_1	$[Q_0 + Q_1]$	212,415
P ₅	Q_2	$[Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)] \times S$	348,69
P ₄	Q_3	$[Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)] \times S$	470,34
P ₃	Q_4	$[Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)] \times S$	576,55
P ₂	Q_5	$[Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)] \times S$	667,59
P ₁	Q_6	$[Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)] \times S$	743,45
RDC	Q_7	$[Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)] \times S$	819,01
S/SOL	Q_8	$[Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)] \times S$	895,18

Tableau. II.3 : DEGRESSION DES CHARGE D'EXPLOITATION (POTEAU CENTRAL)

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	axb(cm ₂)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérif.
P6	1206,58	212,41	1947,5	1285,35	37	30x30	65	1443	5,23	OK
P5	1811,69	348,96	2969,22	1959,68	46	30x30	65	2184,65	7,91	OK
P4	2416,8	470,34	3968,19	2619,00	53	30x30	70	2927,14	6,36	OK
P3	3021,91	576,55	4944,4	3263,30	59	30x30	70	3637,57	7,90	OK
P2	3627,02	667,6	5897,86	3892,58	64	30x30	75	4344,61	7,55	OK
P1	4232,13	743,45	6828,55	4506,84	67	30x30	75	5025,58	8,74	OK
P.RDC	4837,24	819,01	7758,79	5120,8	73,5	30x30	80	5718,75	7,96	OK
S.SOL	5442,35	895,18	8689,94	5735,36	78	30x30	80	6415,65	8,93	OK

Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux du centre

b) poteau de rive :

Le poteau de rive le plus sollicité, il supporte un plancher d'une surface $S=34,44\text{m}^2$

Détermination des charges :

→ Charge permanente :

1. Poids revenant à la terrasse :

- poids plancher terrasse..... $G_{PT} = 7,72 \times 34,44 = 265,9 \text{ kN}$
 - Poids des poutres principale..... $G_{PP} = 0,45 \times 0,85 \times 25 \times 8,775 = 83,91 \text{ kN}$
 - Poids des poutres secondaire..... $G_{PS} = 0,40 \times 0,70 \times 25 \times 3,925 = 27,475 \text{ kN}$
-
- $G_T = 368,28 \text{ kN}$**

2. Poids revenant sur le plancher courant:

- poids plancher courant..... $G_{PT} = 7,78 \times 34,44 = 267,94 \text{ kN}$
 - Poids des poutres principale..... $G_{PP} = 0,45 \times 0,85 \times 25 \times 8,775 = 83,91 \text{ kN}$
 - Poids des poutres secondaire..... $G_{PS} = 0,40 \times 0,70 \times 25 \times 3,925 = 27,475 \text{ kN}$
-
- $G_T = 379,32 \text{ kN}$**

D'où :

- Poids revenant au 6^{ème} étage : $G_6 = G_{Terrasse} + g = 747,6 \text{ kN}$
- Poids revenant au 5^{ème} étage : $G_5 = G_6 + g = 1126,92 \text{ kN}$
- Poids revenant au 4^{ème} étage : $G_4 = G_5 + g = 1506,24 \text{ kN}$
- Poids revenant au 3^{ème} étage : $G_3 = G_4 + g = 1885,56 \text{ kN}$
- Poids revenant au 2^{ème} étage : $G_2 = G_3 + g = 2264,88 \text{ kN}$
- Poids revenant au 1^{er} étage : $G_1 = G_2 + g = 2644,2 \text{ kN}$
- Poids revenant au RDC : $G_{RDC} = G_1 + g = 3023,52 \text{ kN}$
- Poids revenant au S/SOL : $G_{S/SOL} = G_{RDC} + g = 3402,84 \text{ kN}$

→ charge d'exploitation :

<i>Niveau des plancher</i>	<i>surcharge</i>	Σ <i>surcharge</i>	Σ <i>surcharges</i> [KN]
Terrasse	Q_0	$Q_0 \times S$	34,44
P₆	Q_1	$[Q_0 + Q]$	120,54
P₅	Q_2	$[Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)] \times S$	198,03
P₄	Q_3	$[Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)] \times S$	266,91
P₃	Q_4	$[Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)] \times S$	327,18
P₂	Q_5	$[Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)] \times S$	378,84
P₁	Q_6	$[Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)] \times S$	421,89
RDC	Q_7	$[Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)] \times S$	464,76
S/SOL	Q_8	$[Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)] \times S$	509,72

Tableau II.5 : DEGRESSION DES CHARGE D'EXPLOITATION

(POTEAU DU RIVE)

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a(cm')	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérif.
P6	747,6	120,54	1190,1	785,46	30	30x30	50	888,14	3,86	OK
P5	1126,92	198,03	1818,4	1200,14	36,5	30x30	50	1344,95	5,84	OK
P4	1506,24	266,91	2433,8	1606,3	42,1	30x30	55	1797,15	6,51	OK
P3	1885,56	327,18	3036,27	2004	47	30x30	55	2236,74	8,1	OK
P2	2264,88	378,84	3625,84	2393,05	51	30x30	60	2675,72	7,2	OK
P1	2644,2	421,89	4202,5	2773,65	55	30x30	60	3098,09	8,42	OK
P.RDC	3023,52	464,76	4778,9	3154,1	58,2	30x30	65	3528,28	7,67	OK
S.SOL	3402,84	509,71	5358,4	3536,54	61,5	30x30	65	3962,55	8,61	OK

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

b) poteau de D'angle :

Le poteau le plus sollicité supporte un plancher ayant une surface de $S=17,66m^2$

Détermination des charges :

→ Charge permanente :

1. Poids revenant à la terrasse :

- poids plancher terrasse..... $G_{PT} = 7,72 \times 17,66 = 136,33$ kN
 - Poids des poutres principale..... $G_{PP} = 0,45 \times 0,85 \times 25 \times 4,5 = 43,03$ kN
 - Poids des poutres secondaire..... $G_{PS} = 0,40 \times 0,70 \times 25 \times 3,925 = 27,475$ kN
-
- $G_T = 206,83$ kN**

2. Poids revenant sur le plancher courant:

- poids planché courant..... $G_{PT} = 7,78 \times 17,66 = 137,40$ kN
 - Poids des poutres principale..... $G_{PP} = 0,45 \times 0,85 \times 25 \times 4,5 = 43,03$ kN
 - Poids des poutres secondaire..... $G_{PS} = 0,40 \times 0,70 \times 25 \times 3,925 = 27,475$ kN
-
- $G_T = 207,9$ kN**

D'où :

- Poids revenant au 6^{ème} étage : $G_6 = G_{Terrasse} + g = 414,73$ kN
- Poids revenant au 5^{ème} étage : $G_5 = G_6 + g = 622,63$ kN
- Poids revenant au 4^{ème} étage : $G_4 = G_5 + g = 830,53$ kN
- Poids revenant au 3^{ème} étage : $G_3 = G_4 + g = 1038,43$ kN
- Poids revenant au 2^{ème} étage : $G_2 = G_3 + g = 1246,33$ kN
- Poids revenant au 1^{er} étage : $G_1 = G_2 + g = 1454,23$ kN
- Poids revenant au RDC : $G_{RDC} = G_1 + g = 1662,13$ kN
- Poids revenant au S/SOL : $G_{S/SOL} = G_{RDC} + g = 1870,03$ kN

→ Charge d'exploitation :

En appliquant la loi de dégression; on trouve :

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (KN)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0 \times S$	17,66
P6	Q_1	$\Sigma_1=(Q_0+Q_1) \times S$	61,81
P5	Q_2	$\Sigma_2=(Q_0+0,95(Q_1+Q_2)) \times S$	101,54
P4	Q_3	$\Sigma_3=(Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)) \times S$	136,86
P3	Q_4	$\Sigma_4=(Q_0+0,85(Q_1+\dots+Q_4)) \times S$	167,8
P2	Q_5	$\Sigma_5=(Q_0+0,8(Q_1+\dots+Q_5)) \times S$	194,26
P1	Q_6	$\Sigma_6=(Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_6)) \times S$	216,33
P.RDC	Q_7	$\Sigma_7=(Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)) \times S$	238,32
P.S/SOL	Q_8	$\Sigma_8=(Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)) \times S$	261,37

Tableau II.7: DEGRESSION DES CHARGE D'EXPLOITATION (POTEAU D'ANGLE)

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a(cm)	RPA (cm ²)	Le choix(cm ²)	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérif.
P6	414,73	61,81	652,6	430,72	22,7	30x30	40	500,54	1.71	OK
P5	622,63	101,54	992,86	655,29	27,6	30x30	40	749,17	2.56	OK
P4	830,53	136,86	1326,5	875,50	31,6	30x30	45	991,39	2.60	OK
P3	1038,43	167,8	1653,6	1091,37	35,03	30x30	45	1230,23	3.23	OK
P2	1246,33	194,26	1973,93	1302,8	38	30x30	50	1464,6	2.42	OK
P1	1454,23	216,33	2287,7	1509,9	42,8	30x30	50	1694,56	2.82	OK
P.RDC	1662,13	238,32	2601,35	1716,9	43,4	30x30	55	1924,45	2.65	OK
S.SOL	1870,03	261,37	2916,6	1924,94	45,9	30x30	55	2161,4	2.98	OK

Tableau II.7 Choix des sections des poteaux d'angles

Tableau récapitulatif des sections adoptées pour les poteaux :

<i>Niveau</i>	<i>Section circulaire adoptée</i>
<i>6^{ème} étage</i>	40
<i>5^{ème} étage</i>	40
<i>4^{ème} étage</i>	45
<i>3^{ème} étage</i>	45
<i>2^{ème} étage</i>	50
<i>1^{er} étage</i>	50
<i>RDC</i>	55
<i>Sous sol</i>	55

Tableau II.8 : PARTIE ADMINISTRATION

<i>Niveau</i>	<i>Section carrée adoptée</i>
<i>6^{ème} étage</i>	65
<i>5^{ème} étage</i>	65
<i>4^{ème} étage</i>	70
<i>3^{ème} étage</i>	70
<i>2^{ème} étage</i>	75
<i>1^{er} étage</i>	75
<i>RDC</i>	80
<i>Sous sol</i>	80

Tableau II.9 : Poteaux du centre partie salles de calasses (Médecine)

<i>Niveau</i>	<i>Section carrée adoptée</i>
<i>6^{ème} étage</i>	50
<i>5^{ème} étage</i>	50
<i>4^{ème} étage</i>	55
<i>3^{ème} étage</i>	55
<i>2^{ème} étage</i>	60
<i>1^{er} étage</i>	60
<i>RDC</i>	65
<i>Sous sol</i>	65

Tableau II.10 : Poteaux de rive partie salles de classes(Médecine)

<i>Niveau</i>	<i>Section carrée adoptée</i>
<i>6^{ème} étage</i>	40
<i>5^{ème} étage</i>	40
<i>4^{ème} étage</i>	45
<i>3^{ème} étage</i>	45
<i>2^{ème} étage</i>	50
<i>1^{er} étage</i>	50
<i>RDC</i>	55
<i>Sous sol</i>	55

Tableau II.11: Poteaux d'angle partie salles de classes(Médecine)

II.4.2. LES VOILES

Les voiles sont des éléments résistants généralement verticaux de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vue la grande inertie de leurs sections horizontales.

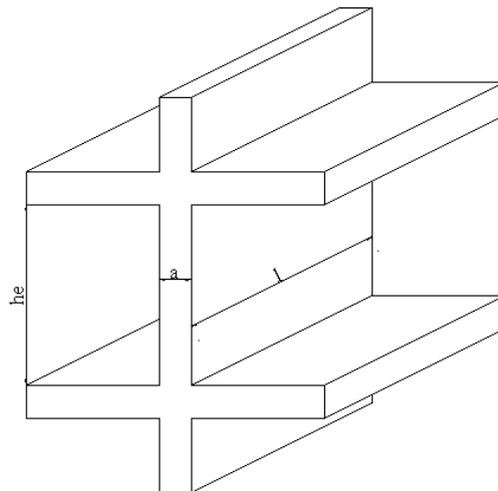


Figure II.2 : Schéma du voile

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent).

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

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités a à partir de la hauteur libre d'étage $he = 4,00m$ et des conditions de rigidité aux extrémités, on a :

$$e \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$h_e/25 = 400/25 = 16 \text{ cm}$$

$$h_e/22 = 400/22 = 18,18 \text{ cm}$$

$$h_e/20 = 400/20 = 20 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (16 ; 18,18 ; 20)$$

On adopte: $a = 25 \text{ cm}$.

Ø $h_e =$ hauteur d'étage. (Rez-de-chaussée)

$h_e = 5,00 \text{ cm}$ d'où

$$h_e/25 = 500/25 = 20 \text{ cm}$$

$$h_e/22 = 500/22 = 22,72 \text{ cm}$$

$$h_e/20 = 500/20 = 25 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (20 ; 22,72 ; 25)$$

On adopte des voiles de 25 cm pour le Rez – de- chaussée

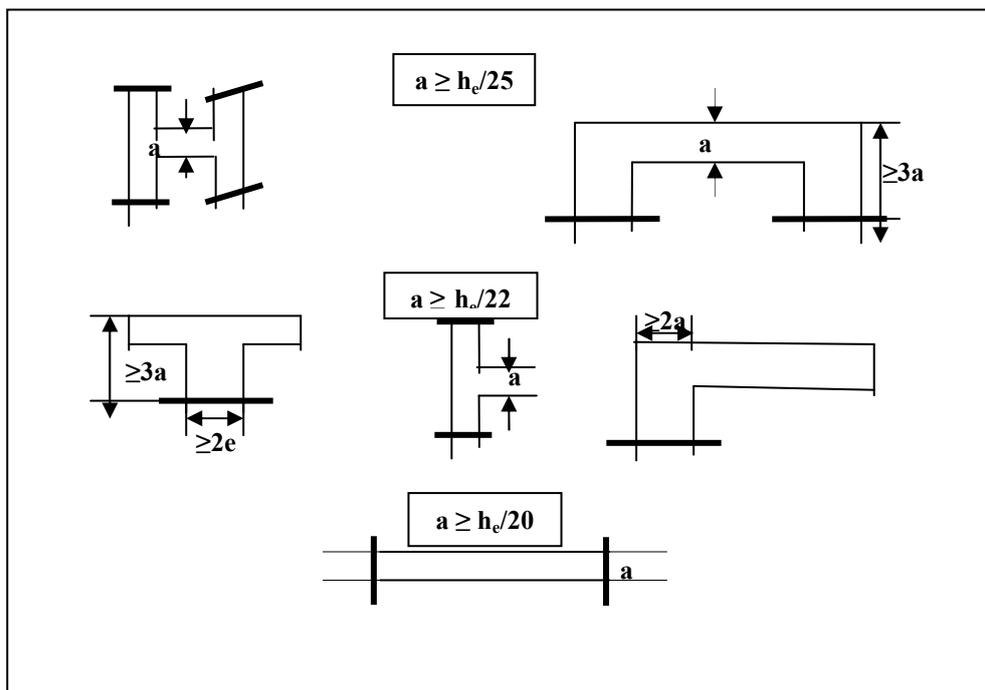


Figure II.3 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

Table des matières

III.1. ETUDE DES PLANCHERS

III.1.1. INTRODUCTION

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

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

III.1.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

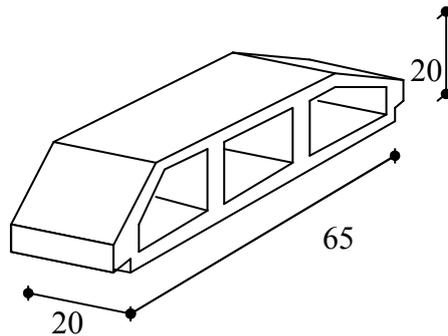


Figure III.1 : Dimension D'un ourdi

a. Etude des poutrelles :

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

a.1. Dimensions des poutrelles :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{568}{25} \leq h \leq \frac{568}{20}$$

$$\Rightarrow 22,72 \leq h \leq 28,4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 25 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

a.2. Calcul des moments :

Etant donnée que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a.2.1. Méthode forfaitaire [1] :**a.2.1.1. Domaine d'application :**

$$H_1 : Q \leq \text{Max} \{2G ; 5kN/m^2\}$$

H_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité.

H_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H_4 : Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode :

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\bullet M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

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

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

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

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0$appuis de rive
- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

a.2.2. Méthode de CAQUOT [1] :

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode :*** Moment sur appuis :**

$$* M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

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

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

• **Moment en travée :**

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

Avec :

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

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

q_w : Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

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

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l'_w = l$ pour une travée de rive

$l'_e = 0,8l$ pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

***Effort tranchant :**

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

Avec :

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

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

a.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

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

* **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression

✚ Poutrelle de travée $L=5,68m$

✚ On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

Evaluation des charges et surcharges :➤ **Charges permanentes :**Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$ Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

$$\underline{G = 1,97 \text{ kN/ml}}$$

➤ **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

$$E.L.U : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64 \text{ kN/ml}$$

$$E.L.S : q_{ser} = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}$$

Calcul des moments :On a : $L_{\max} = 5,68 \text{ m}$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (5,68)^2}{8} = 14,68 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (5,68)^2}{8} = 10,56 \text{ kNm}$$

Ferraillage :

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

 $M_u = 14,68 \text{ kNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 4,24 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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

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

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

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

Evaluation des charges et surcharges :❖ **Plancher terrasse :**

➤ *Charge permanentes :*

$$G=6,82 \times 0,65=4,43 \text{ kN/ml}$$

➤ *Surcharges d'exploitation :*

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ *Plancher courant :*➤ *Charge permanente :*

$$G=6,88 \times 0,65=4,47 \text{ kN/ml}$$

➤ *Surcharge d'exploitation :*

$$Q=2,5 \times 0,65=1,625 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :➤ *Plancher terrasse :*

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,95 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q=5,08 \text{ kN/ml}$$

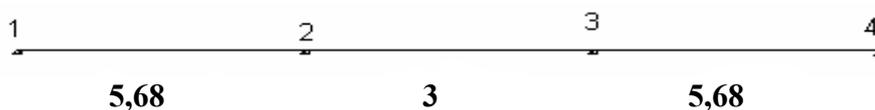
➤ *Plancher courant :*

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=8,47 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q=6,1 \text{ kN/ml}$$

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Calcul des efforts internes :**3- Poutrelles à trois travées :**

$$\begin{cases} q_u = 8,47 \text{ kN / ml} \\ q_{ser} = 6,1 \text{ kN / ml} \end{cases}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c'est-à-dire:

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{5,68}{3} = 1,8 > 1,25 \dots \dots \dots \text{Non vérifier}$$

Alors, on utilise la méthode de **CAQUOT**

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Tableau III.1 : Efforts Internes l'ELU et l'ELS

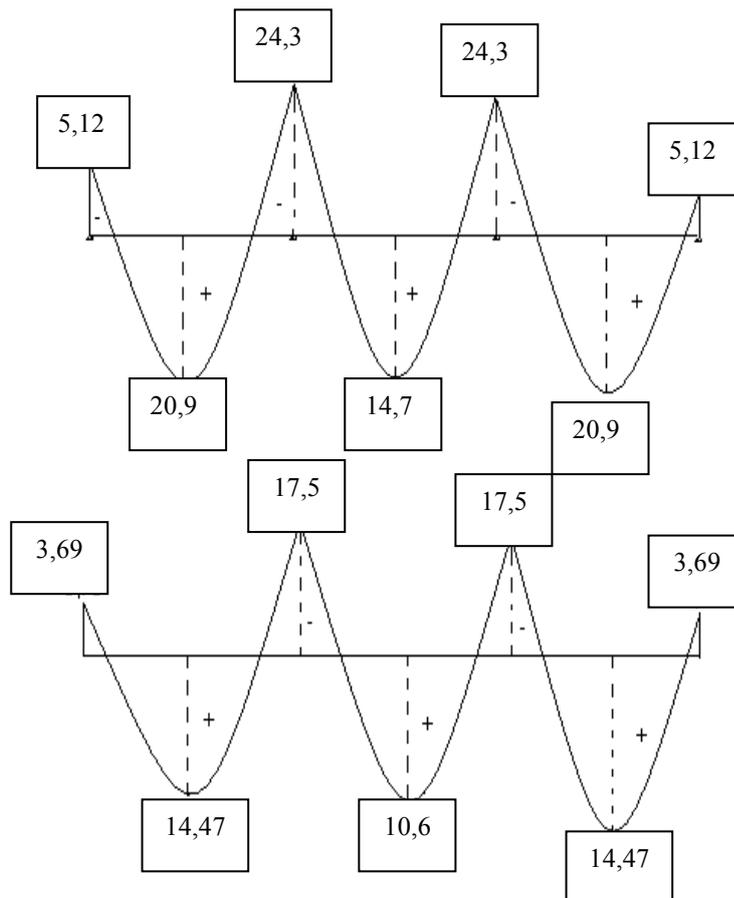
Appui	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	X_i (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS					ELU	ELS	ELU		ELS	
									T_w	T_e	T_w	T_e
1	-5,12	-3,69	1-2	5,68	5,68	2,36	20,9	14,47	20,67	-27,43	14,89	-20,7
2	-24,3	-17,5	2-3	3	3	1,5	-14,7	-10,6	12,7	-12,7	9,15	-9,15
3	-24,3	-17,5	3-4	5,68	5,68	3,31	20,9	14,47	27,43	-20,62	19,7	-13,94
4	-5,12	-3,69										

Diagramme des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

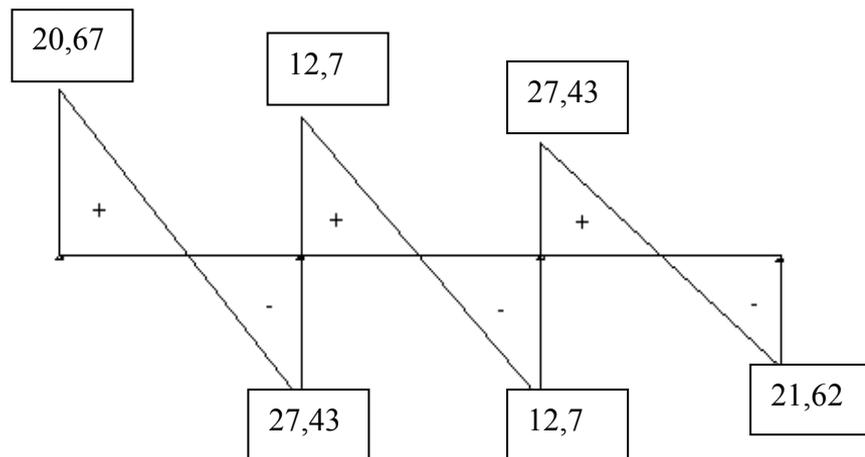
- **ELU**

- **ELS**

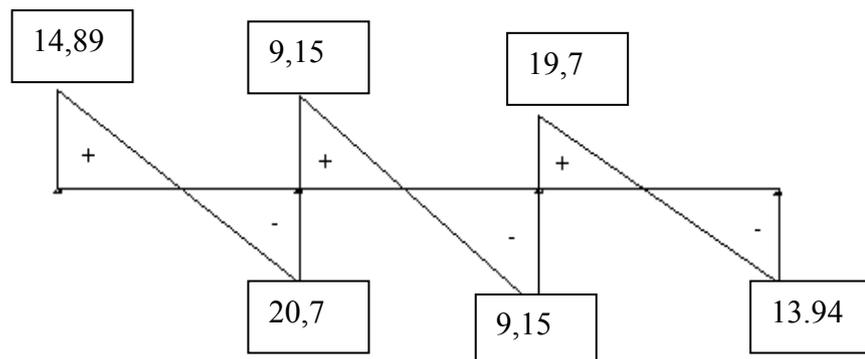


Effort tranchant

• ELU



• ELS



b. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$E.L.U : M_{tu}^{max} = 20,21 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{max} = 24,3 \text{ kNm}$$

$$T_u^{max} = 27,43 \text{ kN}$$

$$E.L.S : M_{tser}^{max} = 14,47 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{max} = 17,5 \text{ kNm}$$

b.1. Ferrailage en travée :

$h=25\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=22,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$;
 $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 92,3\text{kNm}$$

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

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

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

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

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

Tableau.III.2 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
20,1	0,043	Oui	0	0,0554	22	Oui	348	2,62

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,77\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,77\text{cm}^2 ; 2,62\text{cm}^2\} = 2,62\text{cm}^2$$

Choix : 2T12+1T10 ($A_s=3,05\text{cm}^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a: } M_{au}^{\max} = 24,3\text{kNm} < M_{tab} = 92,3\text{kNm}$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau.III.2 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{au}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
24,3	0,052	Oui	0	0,067	21,9	Non	348	3,01

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,33\text{cm}^2$$

$$A_s = 3,05\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,33\text{cm}^2$$

Choix : 2T14 ($A_s = 3,07\text{cm}^2$)

c. Vérifications :**c.1. Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 27,43\text{kN}$.

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

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

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 1,01\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [1] :**

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

Avec : $T_u = 21,62\text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{21,62 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,889\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 2,7\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,62\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{27,43 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 1,12\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 3,08\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -2,62 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c.2. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

c.2.1. Vérification des contraintes du béton [1] :

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b = 65cm(travée)$; $b_0 = 12cm(appuis)$; $c = c' = 2cm$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau.III.3 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$A'_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	14,47	3,05	1,54	4,97	16718,89	4,31	Vérifiée
Appuis	17,5	3,08	2,36	4,98	16857,04	5,14	Vérifiée

c.2.2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :
Les conditions à vérifier : [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h=25cm$; $b_0=12cm$; $d=22,5cm$; $L=5,68m$; $M_{tser}=14,47kNm$; $M_0=34,15kNm$; $A_s=3,05cm^2$; $f_e=400MPa$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,044 < 0,0625$non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,01 < 0,0105$vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,044 < 0,051$non vérifiée

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

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

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{500} = 1,068cm$ ($L > 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre " y_1 " [1] :

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

- Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " [1] :

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.4 : Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
14,47	3,05	8,91	0,0113	210,86	3,64	1,46	0,6840	39240,28	12368,85	19633,49

- Calcul des modules de déformation :

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

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

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 1,31cm \quad (L = 5,68m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 2,13cm$$

$$0,5 + \frac{l}{1000} \Rightarrow \bar{f} = 0,5 + 0,56 = 1,068cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,82cm < \bar{f} = 1,068cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

“BAEL 91 modifié 99” [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

🚦 “RPA 99 version 2003” [2] :

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

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

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

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

Donc :

- Selon le “BAEL 91 modifié 99” [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 8,94.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,2.10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le “RPA 99 version 2003” [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

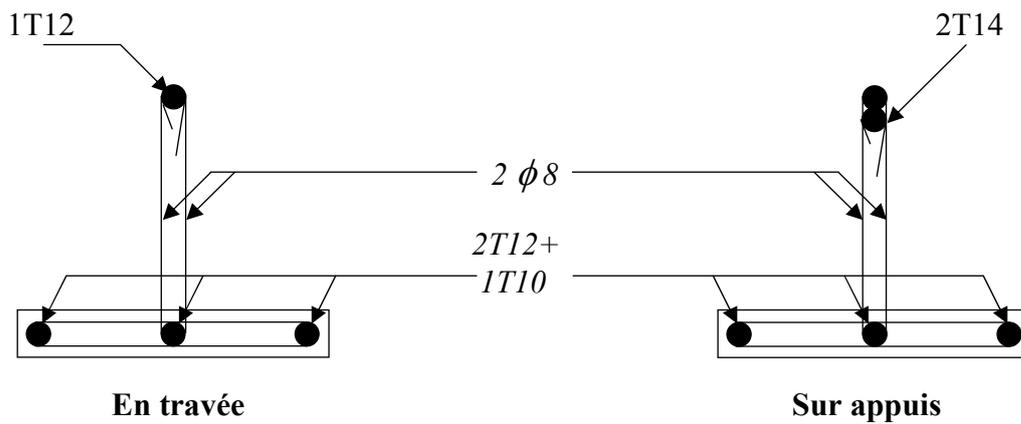
Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\phi 8 = 1,01\text{cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 28,05cm$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$



e. Ferrailage de la dalle de compression

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

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

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

avec

- L_1 : distance entre axes des poutrelles ($L_1=65cm$),
- A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP),
- A_2 : armatures parallèles aux poutrelles (AR).

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

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

On a : $L = 65 \text{ cm}$

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

On prend : $6T5 = 1,18 \text{ cm}^2$

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

Armatures de répartitions

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

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

Conclusion

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

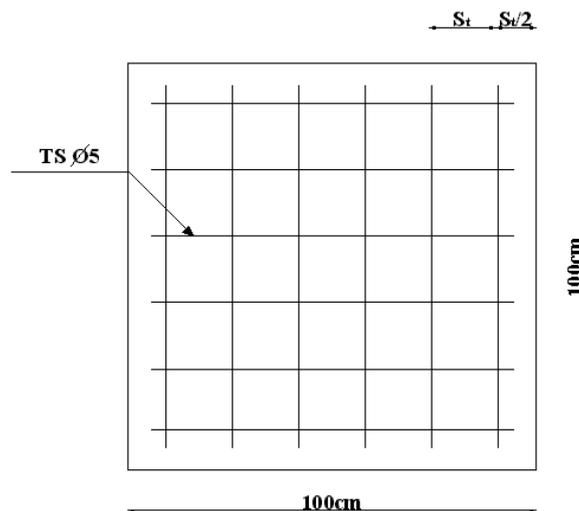
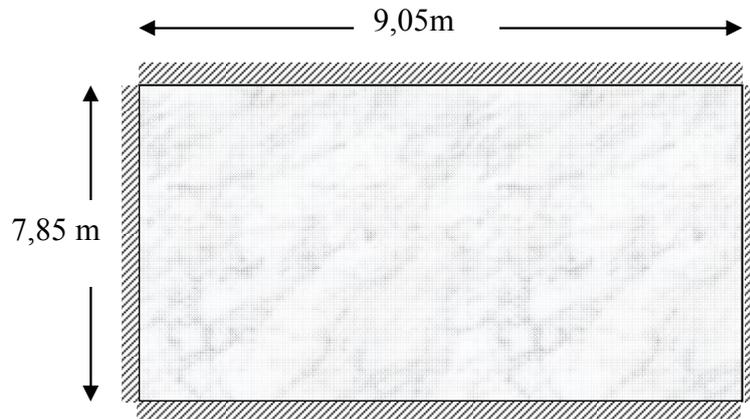


Figure.III.2..Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.1.3. Plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.



III.1.3.1 EVALUATION DES CHARGES

$$G=7,78kN/m^2, Q=2,5kN/m^2.$$

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5Q=14,25kN/m^2$$

ELS :

$$q_{ser}=G+Q=10,28kN/m^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{7,85}{9,05} = 0,87 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.1.3.2 CALCUL DES MOMENTS

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [1].

$$\rho = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 42,68kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 30,92kNm$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 32,01 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 23,19 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 21,34 \text{ kNm}$$

III.1.3.3 FERRAILLAGE DE LA DALLE

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	32,01	0,0859	0	0,113	15,47	5,94	6T12	6,79	16
	y-y	23,19	0,0622	0	0,0804	15,67	4,25	4T12	4,53	25
Appuis	x-x y-y	21,34	0,0573	0	0,0737	15,72	3,90	5T10	3,93	20

Espacement :

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

III.1.3.4 CONDITION DE NON FRAGILITÉ

On a: $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$$h = e = 18 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1,53 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_{00} \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 \end{cases}$$

Travée :

- Sens x-x : $A_x = 6,79\text{cm}^2 \succ A_s^{\min} = 1,53\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée
- Sens y-y : $A_y = 4,53\text{cm}^2 \succ A_s^{\min} = 1,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Appuis :

- Sens x-x : $A_x = 3,93\text{cm}^2 \succ A_s^{\min} = 1,53\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée
- Sens y-y : $A_y = 3,93\text{cm}^2 \succ A_s^{\min} = 1,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

III.1.3.5 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{14,25 \times 9,05 \times 7,85}{2 \times 7,85 + 9,05} = 40,9\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 37,29\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 40,9\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{40,9 \cdot 10^3}{1000 \times 162} = 0,252\text{MPa} \prec \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots$$
Vérifier

III.1.3.6 VÉRIFICATION À L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 30,79\text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 22,3\text{kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 26,17\text{kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 18,95\text{kNm} \\ M_a = 0,3 M_x = 9,24\text{kNm} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	26,17	6,79	4,81	16922,68	7,45	15	OK
	y-y	18,95	4,53	4,061	12245,22	6,29		
Appuis	x-x	9,24	3,93	3,82	10893,04	3,24	15	OK
	y-y							

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 : [3]

$$\left. \begin{array}{l}
 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases}
 0,023 < 0,042 \dots\dots\dots Non.vérifier \\
 0,023 < 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots Non.vérifier \\
 4,19 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots vérifier
 \end{cases}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Il faut vérifiée que : $f^{adm} = L/500 < f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{vj} \times I_b}$

$f^{adm} = 7850/500 = 15,7mm$

$f_{max} = \frac{5 \times 10,28 \times 7850^4}{384 \times 10818,86 \times 4,86 \times 10^8} \cong 96,67mm$

On augment la section d'acier, on prend 6T20, et on augement l'épaisseur de la dalle ,on prend h=20cm.

$\Rightarrow \Delta f_T = 1,29cm < \bar{f} = 1,57cm \dots\dots\dots vérifiée.$

III.2. ESCALIER

III.2.1. INTRODUCTION

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.2.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

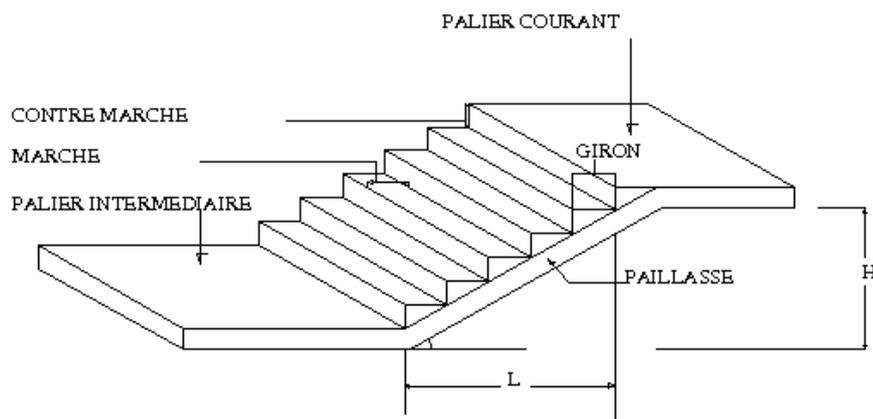
h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.2.3. ESCALIERS PARTIE ADMINISTRATION



Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$
On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

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

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

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

Avec :

n : Le nombre des contre marches

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

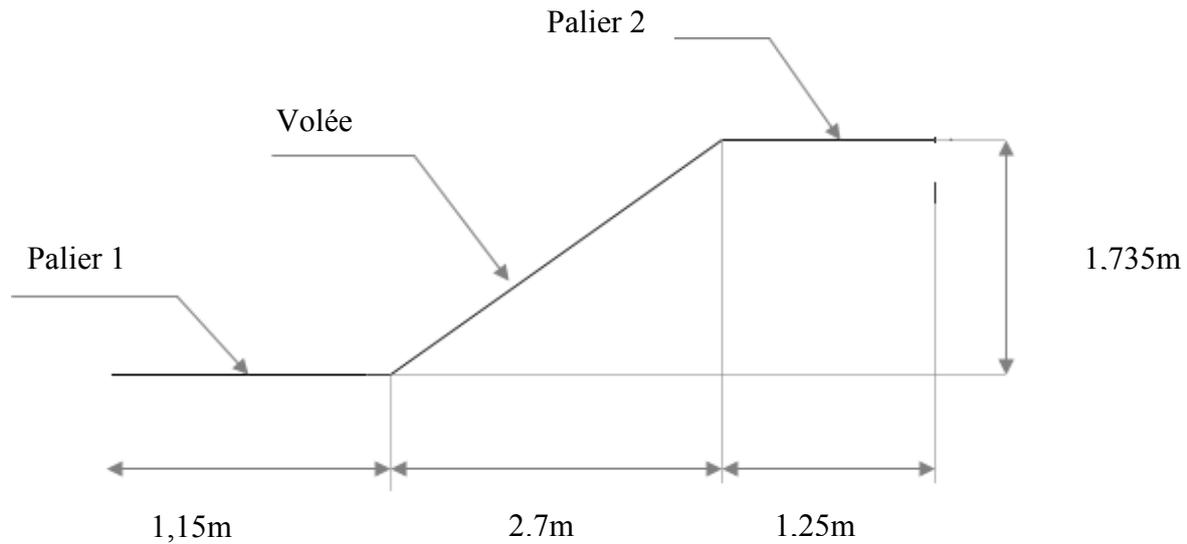
En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Avec :

n : La racine de l'équation

Schéma statique de l'escalier :



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

$$64n^2 - n \cdot 681 + 347 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,536 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 10,1$$

Donc on prend :

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

Alors :

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

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

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

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

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 18.53 \leq e \leq 27.8 \text{cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.15 + 1.20 = \sqrt{(2.7)^2 + (1.735)^2} + 1.15 + 1.20 = 5.56 \text{m}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$ **N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

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

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.735}{2.70} = 0.64 \Rightarrow \alpha = 32.72^\circ$$

III.2.3.1. EVALUATION DES CHARGES**a. Palier :****a. 1. Charges permanentes :**

- Carrelage Mosaique ($e = 2 \text{cm}$) $0,40 \text{KN/m}^2$
- Mortier de pose ($e = 3 \text{cm}$) $0,75 \text{KN/m}^2$
- Lit de sable ($e = 5 \text{cm}$) $0,9 \text{KN/m}^2$
- Dalle pleine ($e = 20 \text{cm}$) $5,00 \text{m}^2$

$$G_1 = 7,07 \text{KN/m}^2$$

a. 2. Charge d'exploitation :

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

b. Paillasse :

b. 1. Charges permanentes:

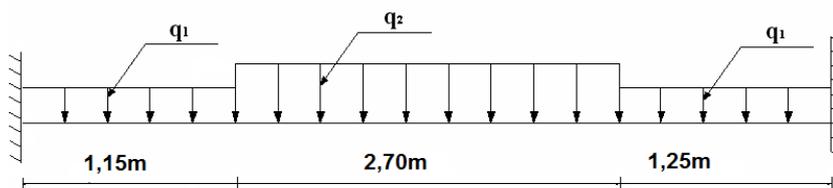
- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,2}{\cos 32,72} \right) = \dots\dots\dots 5,94KN/m^2$
- Carrelage ($e=3cm$) $\dots\dots\dots 0,4KN/m^2$
- Mortier de pose ($e=3cm$) $\dots\dots\dots 0,75KN/m^2$
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} = \dots\dots\dots 2,125KN/m^2$
- Garde corps $\dots\dots\dots 1,00KN/m^2$
- Enduit en ciment ($e=2cm$) $\dots\dots\dots 0,36KN/m^2$
- Lit de sable ($e=5cm$) $\dots\dots\dots 0,9KN/m^2$

$G_2=11,48KN/m$

b. 2. Charge d'exploitation :

$Q_2=2,50KN/m^2$

III.2.3.2 SCHÉMA STATIQUE



III.2.3.3 COMBINAISON DES CHARGES

E.L.U :

$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$

$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$

E.L.S :

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

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

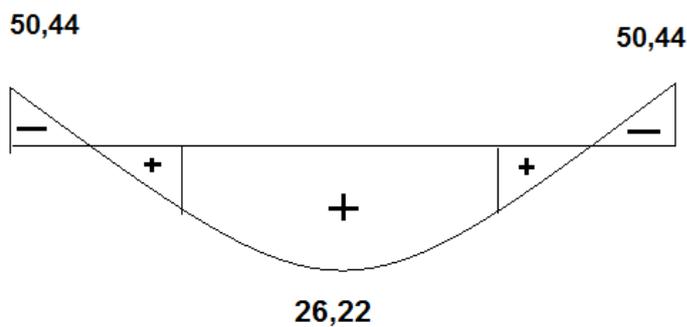
Tableau III.11 : Charge à l'ELU et l'ELS

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	19,25	13,26
ELS	13,98	9,55

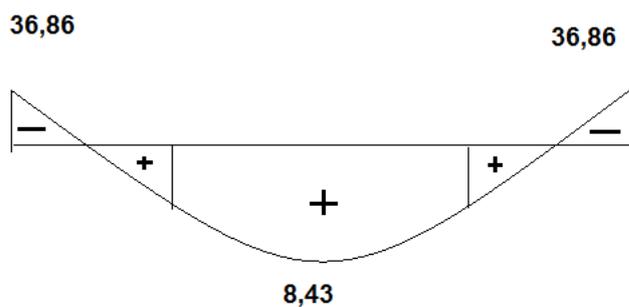
III.2.3.4 DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U :

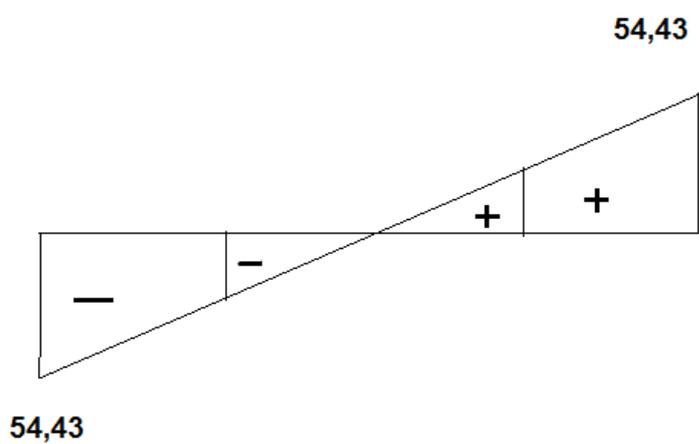


E.L.S :

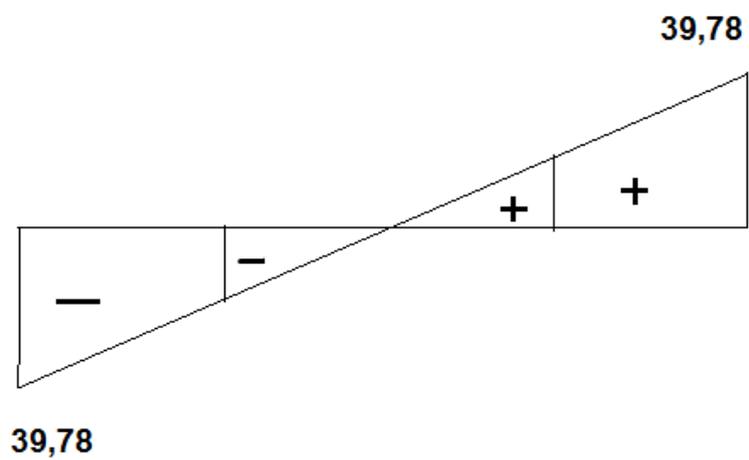


- Effort tranchant :

E.L.U :



E.L.S :



III.2.3.5 CALCUL DES ARMATURES

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)
Tel que : $b=100cm$; $h=20cm$
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14,17MPa$; $f_{t28} = 2,10MPa$; $\gamma_b = 1,5$; $d=0,9h=18cm$

$\sigma_s = 348MPa$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e=400MPa$

Tableau III.12 : Ferrailage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	26,22	0,0458	Oui	0	0,0586	17,57	3,64	6T10	4,71
Appuis	50,44	0,104	Oui	0	0,137	17,01	8,52	8T12	9,05

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67cm$

On prend : $esp=15cm$

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{10} = 10cm$

On prend : $esp=10cm$

Armature de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,82cm^2 / ml \leq A_r \leq 5,65cm^2 / ml$

Le choix est de 5T8=2,51cm² avec $S_t=20cm$

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,26cm^2 / ml \leq A_r \leq 4,52cm^2 / ml$

Le choix est de 8T8=4,02cm² avec $S_t=15cm$

III.2.3.6 VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité [2] :

$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,58cm^2$

En travée : $A_s = 4,71cm^2 > A_s^{min} = 2,58cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 9,05cm^2 > A_s^{min} = 2,58cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant ^[2] :

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{54,43 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,302\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification des armatures transversales ^[2] :

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0,302\text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Vérification à l'E.L.S :

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

d.1. Vérification des contraintes du béton :

- *Position de l'axe neutre :*

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

- *Moment d'inertie :*

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

Avec :

$$n=15 ; c=c'=3\text{cm} ; d=18\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que :

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	26,22	4,71	4,385	15906,8	7,23	Vérifiée
Appui	50,44	9,05	5,76	26707,83	10,88	Vérifiée

Tableau III. : Vérification à l'E.L.S

d.2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites ^[3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{556} = 0,036 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{9,05}{100 \times 18} = 0,00503 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,036 < \frac{1}{10} = 0,1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

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

Avec :

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

$E_i = 32164,20 \text{MPa} ; E_v = 10721,40 \text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	$I_{\bar{f}}$ (cm ⁴)	I_{f_v} (cm ⁴)
26,22	4,71	0,0026	183,87	8,025	3,21	0,415	15906,8	4037,24	7498,03

Tableau III.4 : Vérification de la flèche de l’escalier

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 3,06cm \\ f_v = 0,436cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,26cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = + \frac{556}{500} = 1,112cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,26cm < \bar{f} = 1,112cm \dots\dots\dots vérifiée.$$

III.2.4. ESCALIERS PARTIE ADMINISTRATION

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$
 On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

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

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

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

Avec :

n : Le nombre des contre marches

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

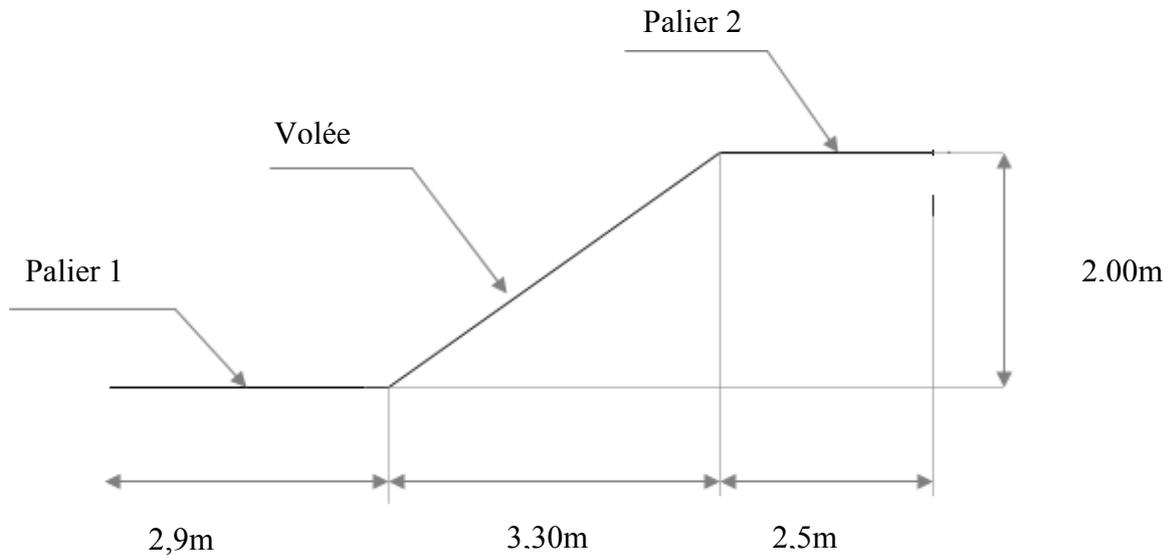
En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Avec :

n : La racine de l’équation

Schéma statique de l'escalier :



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

$$64n^2 - n - 681 + 347 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,526 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 11,88$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marches $n = 12$
- le nombre des marches $n - 1 = 11$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,167m = 17cm$$

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

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

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

e. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 30 \leq e \leq 46,29 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 2,9 + 2,5 = \sqrt{(2,00)^2 + (3,30)^2} + 2,9 + 2,5 = 9,25 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 30 \text{ cm}$

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

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

f. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2,00}{3,30} = 0,606 \Rightarrow \alpha = 31,22^\circ$$

III.2.4.1 EVALUATION DES CHARGES**b. Palier :****b. 1. Charges permanentes :**

- MCarreau de Ciment ($e=2\text{cm}$)	0,50KN/m ²
- Mortier de pose ($e=3\text{cm}$)	0,75KN/m ²
- Lit de sable ($e=5\text{cm}$)	0,9KN/m ²
- Dalle pleine ($e=30\text{cm}$)	7,50/m ²

$$G_1 = 9,65 \text{ KN/m}^2$$

c. 2. Charge d'exploitation :

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

d. Paillasse :**c. 1. Charges permanentes:**

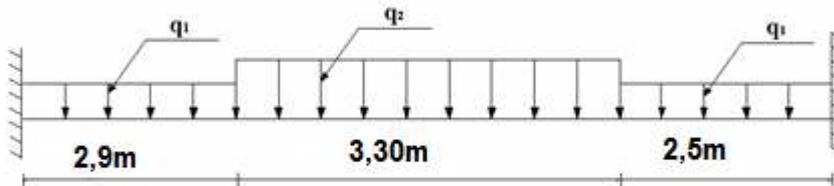
- Marches en Béton lisse $\left(\frac{25 \times 0,17}{2}\right) =$	2,125KN/m ²
- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,3}{\cos 31,22}\right) =$	8,77 KN/m ²
- Garde corps	1,00KN/m ²
- Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$)	0,36KN/m ²

$$G_2 = 12,255 \text{ KN/m}^2$$

c. 2. Charge d'exploitation :

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

III.2.4. SCHÉMA STATIQUE



III.2.4.2 COMBINAISON DES CHARGES

E.L.U :

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

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

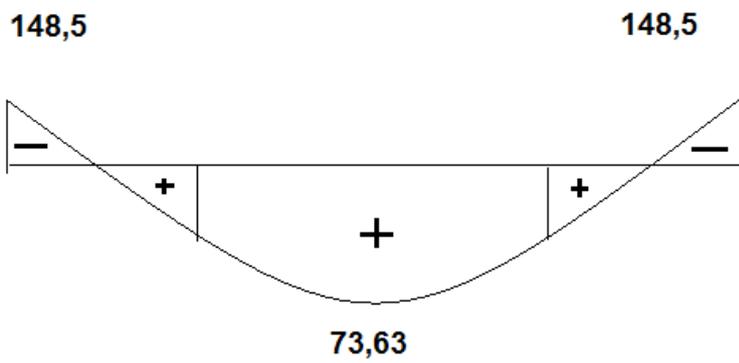
Tableau III.11 : Charge à l'ELU et l'ELS

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	20,463	16,78
ELS	14,88	12,15

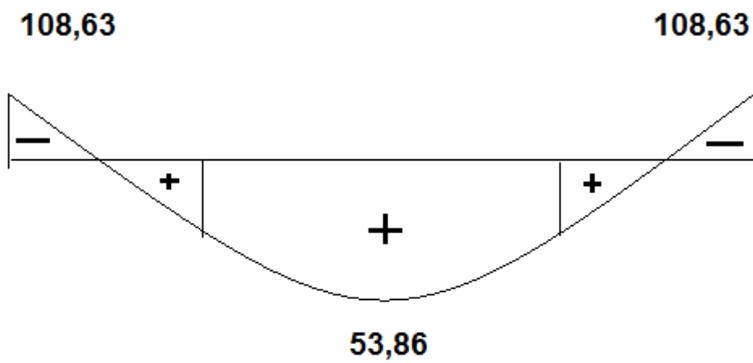
III.2.4.3 DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES :

- *Moment fléchissant :*

E.L.U :

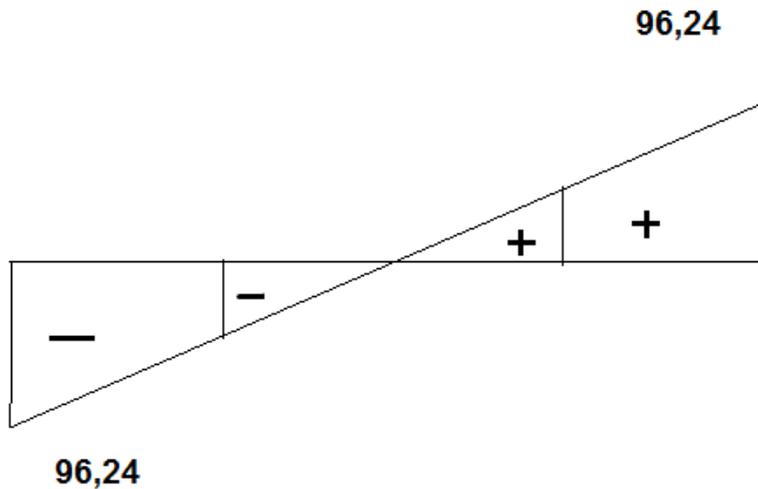


E.L.S :

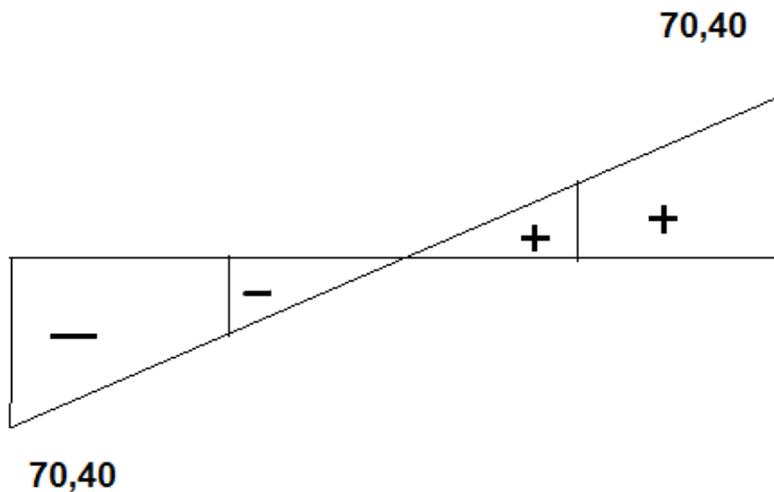


- Effort tranchant :

E.L.U :



E.L.S :



III.2.4.4 CALCUL DES ARMATURES

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)
Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=18cm$
 $\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400MPa$

Tableau III.12 : Ferrailage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	73,63	0,0673	Oui	0	0,0872	26,06	8,12	8T12	9,05
Appuis	148,5	0,136	Oui	0	0,183	25,02	17,06	6T20	18,86

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{8} = 12,5cm$

On prend : $esp=10cm$

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67cm$

On prend : $esp=15cm$

Armature de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,82cm^2 / ml \leq A_r \leq 5,65cm^2 / ml$

Le choix est de 6T10=4,71cm² avec $S_i=20cm$

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,18cm^2 / ml \leq A_r \leq 2,35cm^2 / ml$

Le choix est de 6T12=6,79cm² avec $S_i=15cm$

III.2.4.5 VÉRIFICATIONS

c. Condition de non fragilité ^[2] :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,88cm^2$$

En travée : $A_s = 9,05cm^2 > A_s^{min} = 3,88cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 18,86cm^2 > A_s^{min} = 3,88cm^2$ vérifiée

d. Effort tranchant ^[2] :

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{96,24 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,356 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,356 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Vérification à l'E.L.S :

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

d.1. Vérification des contraintes du béton :

- *Position de l'axe neutre :*

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

- *Moment d'inertie :*

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

Avec :

$$n = 15 ; c = c' = 3 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A'_s = 0$$

On doit vérifier que :

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	73,63	9,05	7,31	65650,31	8,19	Vérifiée
Appui	148,5	18,86	9,85	114063	12,71	Vérifiée

Tableau III.3 : Vérification à l'E.L.S

d.2. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{30}{925} = 0,032 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ \frac{9,02}{100 \times 27} = 0,00334 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,032 > \frac{1}{10} = 0,1 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

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

Avec :

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

$$E_i = 32164,20 \text{MPa} ; E_v = 10721,40 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
73,63	9,05	0,0033	183,87	6,24	2,5	0,507	65650,34	17276,35	31784,86

Tableau III.4 : Vérification de la flèche de l'escalier

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 11,9cm \\ f_v = 19,56cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,764cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = + \frac{8,25}{500} = 1,85cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,764cm < \bar{f} = 1,01cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

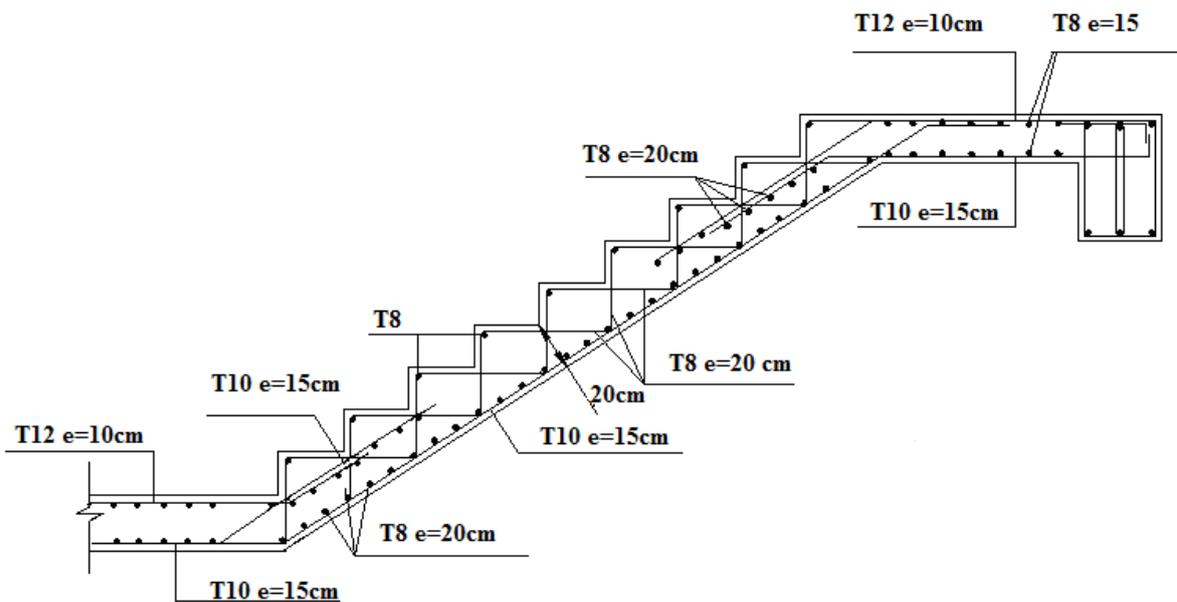


Figure III.3 : Ferrailage de l'escalier de la parte administration

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

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

III.3.2. EVALUATION DES CHARGES

➤ Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 cm^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 kN / ml$$

- Revêtement en ciment ($e=2cm$; $\rho=18kN/m^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,504 kN / ml$$

$$G = 2,229 kN/ml$$

➤ Charge d'exploitation :

- $Q = 1.00 kN/ml$

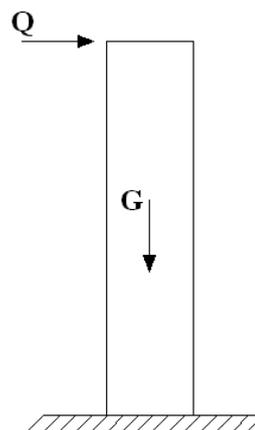


Figure III.2 : sollicitations de l'acrotère

▪ L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_pW_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$]groupe 2.

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

W_p : Poids de l'acrotère = $2,229kN$.

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,229 = 1,783kN$.

$Q_u = \text{Max}(1,5Q ; F_p)$

$F_p = 1,783kN$
 $1,5Q = 1,5kN$ } $\Rightarrow Q_u = Q_h = 1,783kN$

Donc pour une bande de $1m$ de largeur : $G=2,229kN/ml$ et $Q=1,783kN/ml$

III.3.3. CALCUL DES EFFORTS

Pour une bande de $1m$ de largeur :

E.L.U :

$N_u = 1,35G = 3,009kN$

$M_u = Q_h h = 1,604kNm$

$T_u = Q_h = 2,674kN$

E.L.S :

$N_{ser} = G = 2,229kN$

$M_{ser} = Q_h h = 1,069kNm$

$T_{ser} = Q_h = 1,783kN$

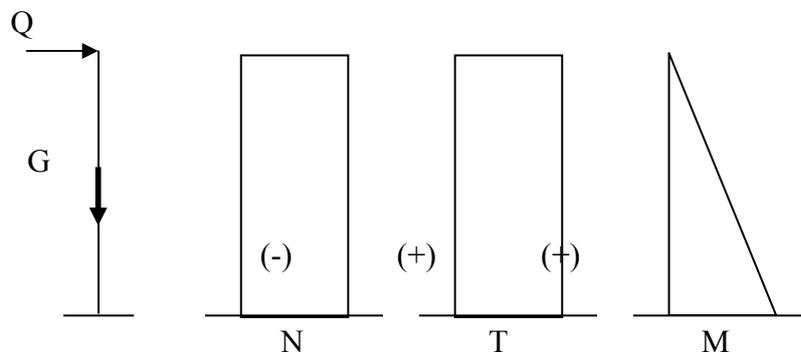


Figure III.3 : Diagramme des efforts (N, T, M)

III.3.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

$$e=10\text{cm} ; b=100\text{cm} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; c=c'=2\text{cm} ; f_e=400\text{Mpa}$$

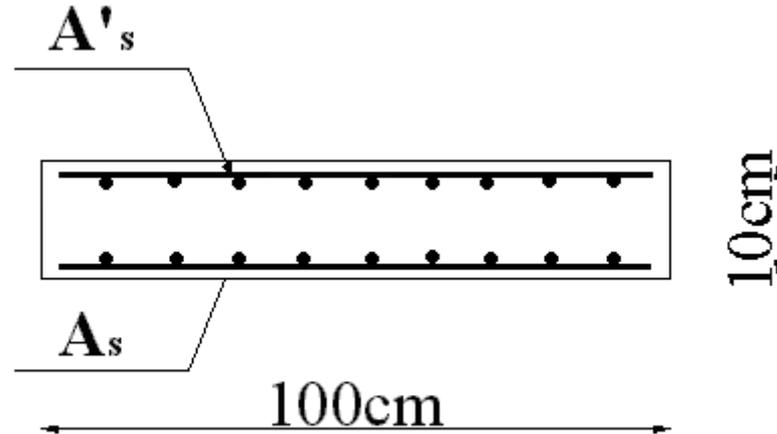


Figure.III.4 : ferrailage de l'acrotère

- Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,604}{3,009} = 53,31\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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

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

- Calcul du moment fictif " M_f " :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,69\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,015$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0189$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,932\text{cm}$$

$$\mu = 0,015 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 54,37 \text{ mm}^2$$

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

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 45,74 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,46 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.3.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON "BAEL 91 MODIFIÉ 99" [2]

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

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,087 \text{ cm}^2 \} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $6T6 = 1,70 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} .$$

III.3.6 : ARMATURES DE RÉPARTITIONS

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

On choisi $4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18 \text{ cm}$

III.3.7. VÉRIFICATION À L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

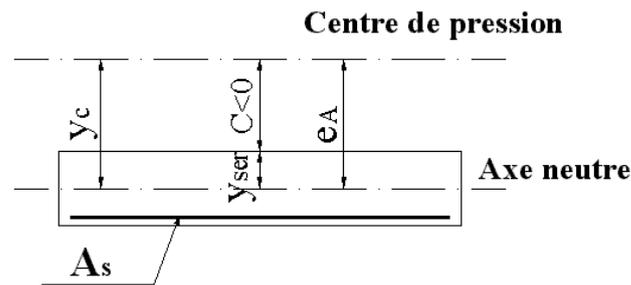
$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,96 \text{ cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 50,96 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$



D'après le "**BAEL 91 modifié 99**" [1], on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

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

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5467,44 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 154876,88 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -2,261.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,28 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 46,13 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 39,16 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,13 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,13 \text{ cm} \\ y_c = 46,13 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] = 1900,79 cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

III.3.8 : VERIFICATION DES CONTRAINTES

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,229 \cdot 10^3 \times 46,13 \cdot 10}{1900,79 \cdot 10^4} \right) \times 31,3 = 1,69 MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

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

$$\sigma_s = 47,545 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 9,153 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.3.9. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,541 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,028 MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

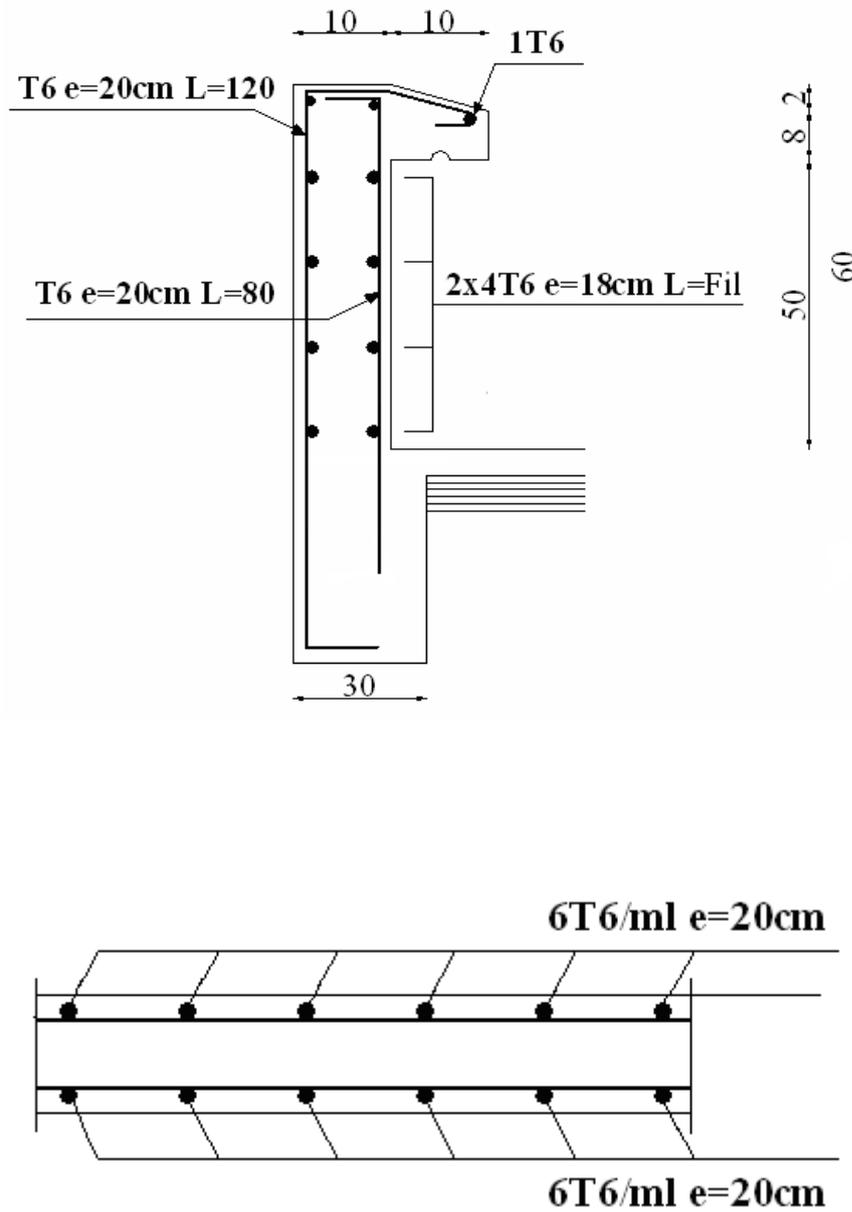


Figure III. : Disposition des armatures de l'acrotère

Table des matières

IV.1. INTRODUCTION

Les tremblements de terre sont une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans les directions et atteignent la surface du sol.

Malheureusement ce phénomène a plusieurs inconvénients comme l'énormité des pertes humaines et matérielles. Et cela peut engendrer une grave crise économique, dans les régions touchées.

Les séismes continueront à surprendre l'homme, et la seule chose que nous pouvons prédire avec certitude c'est que plus nous sommes éloignés du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Il est donc nécessaire de construire des structures parasismiques en zone sismique.

IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE

➤ Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties. 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 propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.3. MODELISATION

IV.3.1. Modélisation Mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.3.2. Caractéristiques dynamiques propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "**Equation caractéristique**".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2).

Les (n) solutions ($\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$, où forme modale (modale Shape).

IV.3.3. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul appelé **SAP2000** (*Version 12*).

IV.3.4. MODELISATION DE LA RIGIDITE :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
 - Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
 - Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (shell) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable pour les planchers à corps creux ou les dalles pleines).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.3.5. MODÉLISATION DE LA MASSE

- Pour la masse des planchers ; La masse est calculée automatiquement par le logiciel **SAP2000 v12** (masse source) à partir de l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003**^[2].

Avec :

$$\beta=0,4 \text{ (salles de classes).}$$

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, poutres et les voiles est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.4. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

IV.4.1. LES RESULTATS A PARTIR DU FICHER DE SORTIE DU *SAP2000* :

Le modèle initial retenu dans cette étude est donné sur la figure IV.1.
Les résultats de l'étude dynamique sont donnés dans le tableau IV.1.

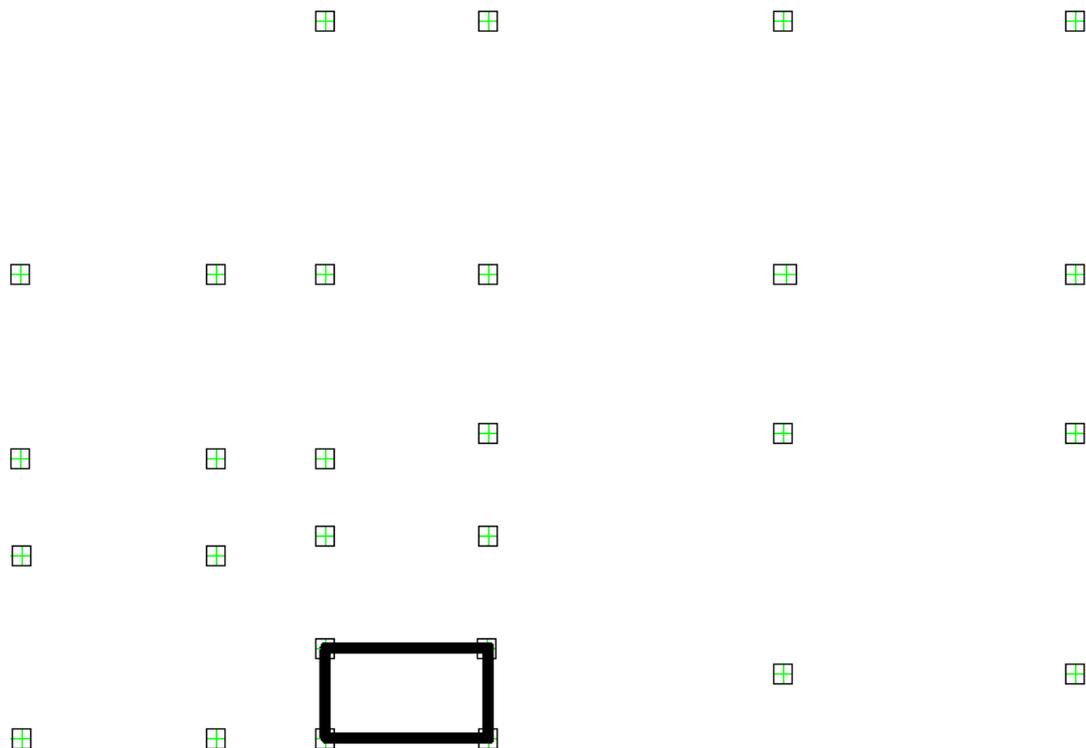


Figure IV.1 : Modèle initiale

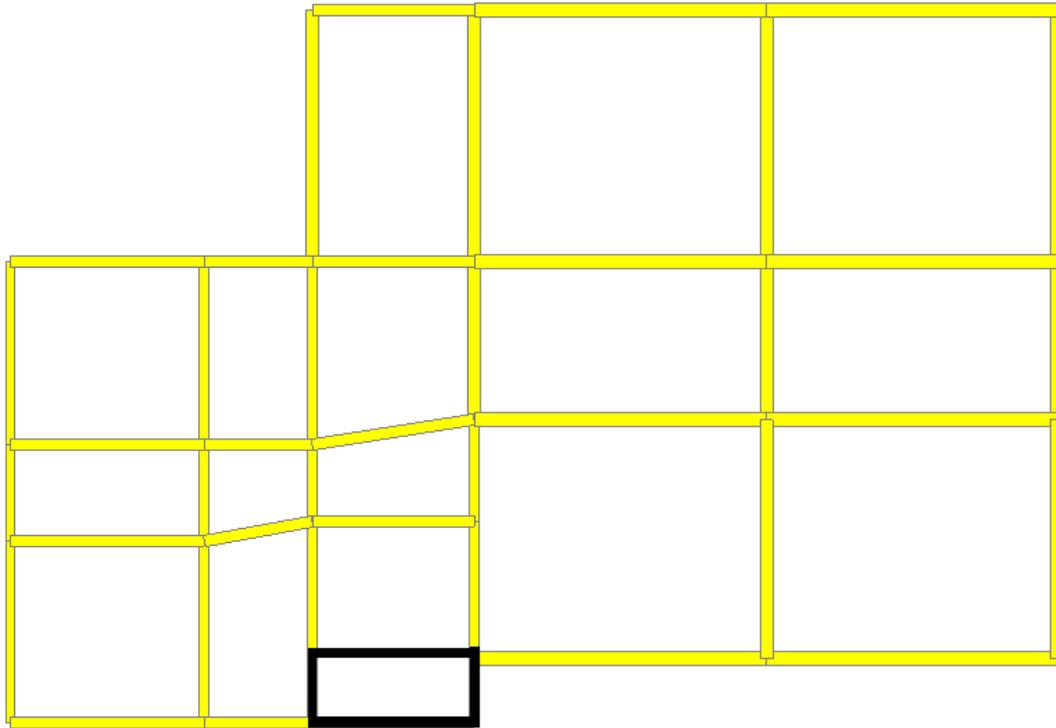


Figure. IV.2. : Vue en plan niv (0.00m à 4,0m)

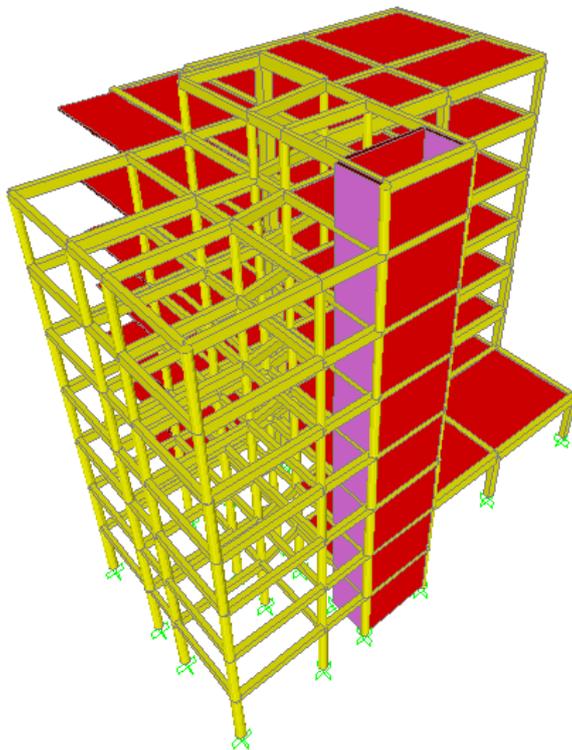


Figure. IV.3. : Vue en 3D du modèle initial

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,979299	0,41304	0,0737	3,57E-06	0,41304	0,0737	3,568E-06
2	0,849192	0,04911	0,61428	2,34E-05	0,46215	0,68798	0,00002698
3	0,525899	0,22741	0,00007318	1,96E-05	0,68956	0,68806	0,00004654
4	0,341814	0,084	0,00895	4,3E-06	0,77356	0,69701	0,00005084
5	0,2222	0,00695	0,17635	0,00034	0,78051	0,87336	0,00039
6	0,209447	0,01535	0,00208	6,25E-06	0,79586	0,87545	0,0004
7	0,171769	0,00015	4,32E-07	0,03042	0,79601	0,87545	0,03082
8	0,161998	0,000002414	0,000003334	1,04E-05	0,79602	0,87545	0,03083
9	0,160123	0,00002606	4,32E-07	8,27E-05	0,79604	0,87545	0,03091
10	0,15881	0,00023	0,00002605	0,00057	0,79627	0,87548	0,03148
11	0,157811	0,00004415	0,00001416	0,00098	0,79631	0,87549	0,03246
12	0,156532	0,00051	0,00005884	0,00064	0,79682	0,87555	0,0331
13	0,15485	0,000007657	2,85E-07	0,00282	0,79683	0,87555	0,03592
14	0,151149	0,00044	0,00015	0,23335	0,79727	0,8757	0,26927
15	0,149333	0,01558	0,00218	0,00068	0,81285	0,87788	0,26996
16	0,138881	0,000003475	0,00002188	0,03889	0,81285	0,8779	0,30885
17	0,13391	0,00011	0,00000076	0,00049	0,81296	0,8779	0,30934
18	0,13052	0,000073	3,13E-07	1,47E-05	0,81303	0,8779	0,30936
19	0,128104	0,00007033	0,000001017	0,00023	0,8131	0,8779	0,30958
20	0,126592	0,00536	2,85E-07	0,00259	0,81846	0,8779	0,31218
21	0,126538	0,06527	0,00001837	0,00256	0,88373	0,87792	0,31474
22	0,12531	0,00841	0,00001827	0,00125	0,89213	0,87794	0,31599
23	0,12443	0,00007758	2,05E-07	0,00061	0,89221	0,87794	0,3166
24	0,122841	0,0013	0,000003336	0,00313	0,89351	0,87794	0,31974
25	0,122504	0,00004626	0,000001002	0,00238	0,89356	0,87794	0,32212
26	0,121374	0,00002285	0,00001456	0,00645	0,89358	0,87796	0,32857
27	0,120669	0,00098	0,00029	0,00181	0,89456	0,87825	0,33038
28	0,120364	0,00209	0,00031	0,00658	0,89665	0,87856	0,33696
29	0,119392	0,02116	0,00228	0,0003	0,91782	0,88084	0,33726
30	0,118634	0,00401	0,00057	0,00433	0,92183	0,88141	0,34159
31	0,117309	0,0000255	4,92E-07	0,01574	0,92185	0,88141	0,35733
32	0,113055	0,00004416	0,0000201	0,11293	0,9219	0,88143	0,47026
33	0,111678	0,00012	0,000006613	0,04118	0,92201	0,88143	0,51144
34	0,109119	0,00001231	2,45E-08	0,00696	0,92203	0,88143	0,5184
35	0,105049	0,0019	0,06587	0,00011	0,92392	0,9473	0,5185

Tableau IV.1 Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1

b. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,979s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 35^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un de translation parallèlement à X-X.

IV.5. ÉTUDE SISMIQUE**IV.5.1. INTRODUCTION**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **SAP2000** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.5.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 modifié en 2003" [2]. Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 17 m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.5.3. SPECTRE DE RÉPONSE :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du "groupe 1B"
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'alger (zone III).

Donc : A=0,3

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 7%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

- R=5 Mixte portique /voiles avec interaction).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
(Site 2 : $T_1=0,15$ s et $T_2=0,4$ s).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,15$).

Une fois le spectre de réponse injecté dans les fichiers de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

IV.5.4. RÉSULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL

L'une des premières vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" [2] 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 déterminé 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 faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$

- Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

W = poids de la structure, il est calculé de manière automatique. $W=48970,041KN$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "RPA99 version 2003"^[2], nous choisisons la formules qui donne les plus petites valeurs.

$$\text{Soit : } T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

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

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N = 31m$

Selon x-x : $L_x = 33.3m \Rightarrow T_x = 0,483s$

Selon y-y : $L_y = 24.22m \Rightarrow T_y = 0.5669s$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site2}) \\ T_2 = 0,40s & (\text{site2}) \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$T_2 \leq (T_x; T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,4}{0,483 \times 1,3} \right)^{2/3} = 1,63$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,4}{0,567 \times 1,3} \right)^{2/3} = 1,53$$

On trouve :

$$\begin{aligned} V^x &= \frac{0,3(1,63)(1,15)}{5} 48867,413 \Rightarrow V^x = 5496,12KN \\ V^y &= \frac{0,3(1,53)(1,15)}{5} 48867,413 \Rightarrow V^y = 5158,93KN \end{aligned} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 4396,9kN \\ 0,8V^y = 4127,146kN \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3160,576kN \\ F_2 = V_t^y = 3945,285N \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,40 \\ r_y = 1,04 \end{cases}$$

IV.5.5. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGE

L'une des vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" [2], concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du "RPA99 version 2003" [2], l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

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).

Données : $r_x=1,45$; $r_y=1,04$; $R=5$

On résume les résultats obtenus dans le tableau IV.2 :

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	00	vérifier
4	3.78	3,605	26.46	18.746	26.46	18.746	40	vérifier
8	9.961	9,42	69.73	48.984	43.27	30.238	40	Non vérifier
12	15.83	14,91	110.81	77.532	41.08	28.552	40	Non vérifier
16	21.68	20,28	151.76	105.456	40.95	27.92	40	Non vérifier
20	26.40	24,59	184.8	127.868	33.04	22.41	40	vérifier
24	30.58	28,28	210.06	147.056	25.26	19.18	40	vérifier
28	33.07	30,4	231.5	158,08	21.44	11.024	40	vérifier

Tableau IV.2 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 1

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

IV.6. RENFORCEMENT DE L’OSSATURE DU BÂTIMENT

L’augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l’ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment a dépassé les 8 mètres en zone III.

Ci qui d’après le “*RPA99 modifié en 2003*” [2], rend nécessaire l’introduction des voiles dans le système de contreventement ; c’est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l’analyse. Le problème qui se pose ici c’est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voiles nécessaires à rajouter et la position des voiles rajoutés.

a. Modèle 2(Modele final) :

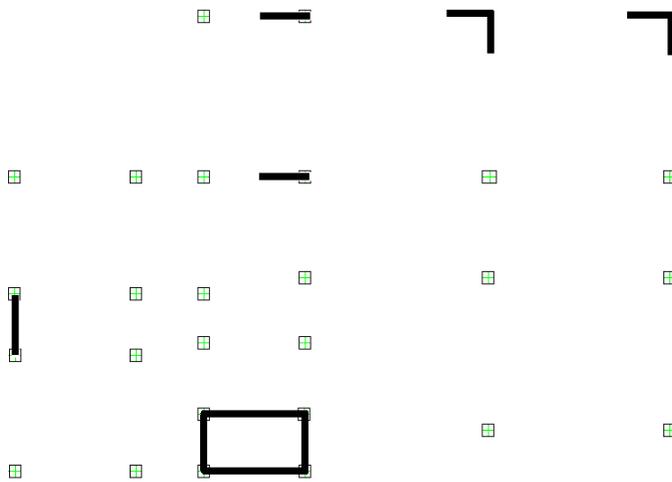


Figure IV.4 : Modèle final

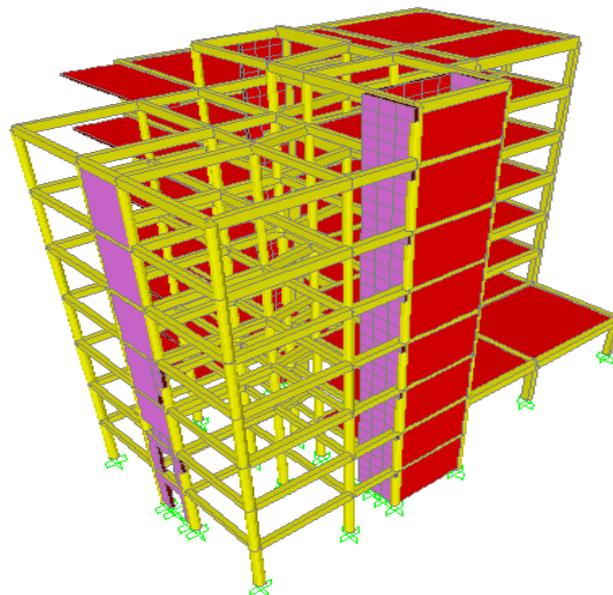


Figure. IV.5. : Vue en 3D du modèle final

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,82194	0,00126	0,68498	0,00002205	0,00126	0,68498	2,21E-05
2	0,67963	0,57661	0,00385	0,00000229	0,57787	0,68883	2,43E-05
3	0,524931	0,11482	0,0041	0,00014	0,69269	0,69293	0,00016
4	0,221165	0,0017	0,17662	0,00013	0,69439	0,86955	0,00029
5	0,192686	0,11511	0,00204	0,00005869	0,8095	0,8716	0,00035
6	0,169706	0,0017	0,00005929	0,03073	0,81119	0,87166	0,03109
7	0,160015	5,52E-09	2,552E-07	0,00023	0,81119	0,87166	0,03131
8	0,15845	6,08E-07	6,864E-08	0,00047	0,8112	0,87166	0,03178
9	0,157194	2,13E-08	5,076E-09	0,00053	0,8112	0,87166	0,03231
10	0,156912	2,59E-07	0,000004694	0,00051	0,8112	0,87166	0,03282
28	0,110835	1,43E-05	0,00019	0,00177	0,86856	0,87781	0,36452
29	0,110312	6,35E-06	0,00023	0,01399	0,86857	0,87804	0,37851
30	0,106029	9,41E-05	0,00012	0,0356	0,86866	0,87815	0,41411
31	0,103984	0,00056	0,06026	0,000001967	0,86922	0,93841	0,41412
32	0,100473	1,26E-05	0,00001962	0,06789	0,86924	0,93843	0,482
33	0,097103	0,00457	0,000005166	0,02157	0,8738	0,93844	0,50357
34	0,094156	0,00019	0,00004864	0,07321	0,87399	0,93849	0,57678
35	0,092015	0,02165	0,00071	0,0021	0,89564	0,9392	0,57889
36	0,091638	0,02383	0,00099	0,00002168	0,91947	0,94019	0,57891

Tableau IV.5 Périodes et facteurs de participation massique du 2^{ème} modèle

1. Caractéristiques dynamiques propres :

2. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,822s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 36^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

3. Calcul des forces sismiques :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$W=51367,4131kN ; R=3,5 ; D_x=1,63 ; D_y=1,53 ; Q=1,15 ; A=0,3$$

On a :

$$\begin{cases} V^x = 8253,27kN \\ V^y = 7443,14kN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 6602,62kN \\ 0,8V^y = 5954,51kN \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats du **SAP 2000** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 6416,595kN \\ F_2 = V_t^y = 6585,46kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,03 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

4. Vérification du déplacement inter étage :

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
0.00	00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	40	vérifier
4	2,4	2,69	8,65	9,41	8,65	9,41	40	vérifier
8	7,27	8,07	26,2	28,24	17,55	18,83	40	vérifier
12	13,15	15,52	47,40	54,32	21,2	26,08	40	vérifier
16	19,36	21,91	69,8	76,68	22,4	22,36	40	vérifier
20	25,29	29,25	91,17	102,37	21,37	25,69	40	vérifier
24	30,66	37,09	110,52	129,81	19,35	27,44	40	vérifier
28	35,28	44,18	127,18	154,63	16,66	24,82	40	vérifier

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages modèle 1

5. Commentaires

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le "RPA99 version 2003" [2].

IV.7. PRISE EN COMPTE DE L'EFFET DE TORSION ADDITIONNELLE

Rappelons que l'effet de la torsion due à l'excentricité théorique (structurale) résultant des plans est pris en charge par le logiciel de calcul **SAP2000**. Néanmoins, d'après le code, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0,05L$, (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, l'effet de torsion accidentelle sera pris en compte de manière statique [7] selon les étapes suivantes :

- 1- Calcul de la force sismique totale : $V = \frac{ADQ}{R}W$ (à la base) dans les deux directions horizontales (soient V_x et V_y).
- 2- Distribution de la force V_x (et V_y) selon la hauteur du bâtiment et selon les formules suivantes d'après le "**RPA99 version 2003**" : $V = F_t + \sum F_i$

* La force concentrée F_t , au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$\begin{cases} F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

* On a :

$$F_x^i = \frac{(V_x - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad ; \quad F_y^i = \frac{(V_y - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Où :

h_i (et h_j) : Niveau du plancher i (ou j).

$W_{i(j)}$: Poids du niveau i (ou j).

- 3- Calcul des moments de torsion en chaque niveau (et selon chaque direction) selon la formule : $M_x^i = F_x^i e_y^i$; $M_y^i = F_y^i e_x^i$

Où :

$$e_x^i = 5\%L_x \text{ (} L_x \text{ est mesurée au niveau du plancher } i \text{)}.$$

$$e_y^i = 5\%L_y \text{ (} L_y \text{ est mesurée au niveau du plancher } i \text{)}.$$

- 4- Les moments M_x^i et M_y^i sont appliqués (séparément et de manière statique) au niveau du centre de masse (nœud maître) de chaque plancher i (ce qui provoquera la rotation pure du plancher).
- 5- Les déplacements (statique) inter étage correspondant à l'effet de M_x^i et M_y^i (on prendra le cas le plus défavorable des deux) soient Δ_M , seront rajoutés à ceux déduit de l'étude sismique soient Δ_s .
- 6- Les déplacements résultants $\Delta = \Delta_M + \Delta_s$ seront comparés aux déplacements limites imposée par le "**RPA99 version 2003**" [2].
- 7-

IV.7.1. CALCUL DES MOMENTS DE TORSION ADDITIONNELLES

$$\begin{cases} V_x = 8253,27 & ; & V_y = 7443,14kN \\ F_t^x = 0,00kN & ; & F_t^y = 0,00kN \end{cases}$$

Tableau IV.9 : Calcul des moments de torsion additionnelle

Diaphragme	$h_i(m)$	$W_i(t)$	$F_x^i (kN)$	$F_y^i (kN)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$	$M_x^i (kNm)$	$M_y^i (kNm)$
7	4,00	7520,52	298,091	268,830	1,665	1,211	360,988	447,603
6	8,00	6876,32	545,113	491,605	1,665	1,211	660,132	818,523
5	12,00	7021,65	834,951	752,993	1,665	1,211	1011,125	1253,733
4	16,00	6927,26	1098,302	990,494	1,665	1,211	1330,044	1649,173
3	20,00	7081,98	1403,541	1265,771	1,665	1,211	1699,688	2107,509
2	24,00	7073,25	1682,173	1517,053	1,665	1,211	2037,111	2525,893
1	28,00	8617,86	2391,100	2156,393	1,665	1,211	2895,623	3590,395

IV.7.2. CALCUL DES DÉPLACEMENTS

On définit pour les tableaux qui suivent :

Δ_s : Déplacement inter étage sans prise en compte de l'effet de torsion accidentelle. Il est dû à l'action sismique E .

Δ_{M_x} : Déplacement inter étage dus aux moments de torsion accidentelle M_x .

Δ_{M_y} : Déplacement inter étage dus aux moments de torsion accidentelle M_y .

$$\Delta = \Delta_s + \Delta_M$$

Avec :

$$\Delta_M = \max(|\Delta_{M_x}|, |\Delta_{M_y}|)$$

Tableau IV.10 : Déplacement inter étage sous l'action sismique "E"

$Z(m)$	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_k^x (mm)$	$\delta_k^y (mm)$	$\Delta_x (mm)$	$\Delta_y (mm)$
4,00	2,4	2,69	8,65	9,41	8,65	9,41
8,00	7,27	8,07	26,2	28,24	17,55	18,83
12,00	13,15	15,52	47,40	54,32	21,2	26,08
16,00	19,36	21,91	69,8	76,68	22,4	22,36
20,00	25,29	29,25	91,17	102,37	21,37	25,69
24,00	30,66	37,09	110,52	129,81	19,35	27,44
28,00	35,28	44,18	127,18	154,63	16,66	24,82

Tableau IV.11: Déplacements inter étage dus aux moments de torsion M_x

Z(m)	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_x (mm)	δ_y (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)
4	0,4	0,486	1,44	1,75	1,44	1,75
8	1,23	1,45	4,43	5,22	2,99	3,47
12	2,2	2,65	7,92	9,54	3,49	4,32
16	3,2	3,9	11,52	14,04	3,6	4,5
20	4,2	5,2	15,12	18,72	3,6	4,68
24	5,1	6,5	18,36	23,4	3,24	4,68
28	5,9	7,7	21,24	27,72	2,88	4,32

Tableau IV.12: Déplacements inter étage dus aux moments de torsion M_y

Z(m)	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_x (mm)	δ_y (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)
4	0,5	0,6	1,75	2,1	1,75	2,1
8	1,5	1,8	5,25	6,3	3,5	4,2
12	2,7	3,2	9,45	11,2	4,2	4,9
16	4,00	4,9	14,0	17,15	4,55	4,95
20	5,24	6,5	18,34	22,75	4,34	5,6
24	6,35	8,06	22,22	28,21	3,88	5,46
28	7,3	9,5	25,55	33,25	3,33	5,04

IV.7.3. LA RÉSULTANTE DE DÉPLACEMENTS

Tableau IV.13: Déplacements maximum inter étage due aux moments de torsion M_x et M_y

Z(m)	Déplacements due à M_x		Déplacements due à M_y		$(\Delta M)_x^{\max}$ (mm)	$(\Delta M)_y^{\max}$ (mm)
	Selon x	Selon y	Selon x	Selon y		
4	1,44	1,75	1,75	2,1	1,75	2,1
8	2,99	3,47	3,5	4,2	3,5	4,2
12	3,49	4,32	4,2	4,9	4,2	4,9
16	3,6	4,5	4,55	4,95	4,55	4,95
20	3,6	4,68	4,34	5,6	4,34	5,6
24	3,24	4,68	3,88	5,46	3,88	5,46
28	2,88	4,32	3,33	5,04	3,33	5,04

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter étages résultants ($\Delta = \Delta_s + \Delta_M$)

Z(m)	Δ_{sx} (mm)	Δ_{sy} (mm)	ΔM_x (mm)	ΔM_y (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
4	8,65	9,41	1,75	2,1	10,75	11,51	40	Vérifier
8	17,55	18,83	3,5	4,2	21,05	23,03	40	Vérifier
12	21,2	26,08	4,2	4,9	25,4	30,98	40	Vérifier
16	22,4	22,36	4,55	4,95	26,95	27,31	40	Vérifier
20	21,37	25,69	4,34	5,6	25,71	31,29	40	Vérifier
24	19,35	27,44	3,88	5,46	23,23	32,9	40	Vérifier
28	16,66	24,82	3,33	5,04	19,99	29,86	40	Vérifier

IV.7.4. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P- Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- 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:

Tableau IV.15: Calcul de l'effort tranchant V_{Kx} et V_{Ky}

Niveaux	H (m)	F_x (kN)	F_y (kN)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)
RDC	4,0	298,091	268,830	8253,27	7443,139
1 ^{er}	4,0	545,113	491,605	7955,18	7174,309
2 ^{ème}	4,0	834,951	752,993	7410,07	6682,704
3 ^{ème}	4,0	1098,302	990,494	6575,116	5929,71
4 ^{ème}	4,0	1403,541	1265,771	5476,81	4939,217
5 ^{ème}	4,0	1682,173	1517,053	4073,27	3673,446
6 ^{ème}	4,0	2391,100	2156,393	2391,1	2156,393

Tableau IV.16: Calcul de θ_x et θ_y

Niveaux	P_K (kN)	$\Delta_x 10^{-3}$ (m)	$\Delta_y 10^{-3}$ (m)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (m)	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
RDC	51118,83	10,75	11,51	8253,27	7443,139	4	0,016	0,0197	OK
1 ^{er}	42500,97	21,05	23,03	7955,18	7174,309	8	0,014	0,017	OK
2 ^{ème}	35427,73	25,4	30,98	7410,07	6682,704	12	0,0101	0,0136	OK
3 ^{ème}	28345,75	26,95	27,31	6575,116	5929,71	16	0,0072	0,0081	OK
4 ^{ème}	21418,49	25,71	31,29	5476,81	4939,217	20	0,005	0,00678	OK
5 ^{ème}	14396,84	23,23	32,9	4073,27	3673,446	24	0,00342	0,00537	OK
6 ^{ème}	7520,52	19,99	29,86	2391,1	2156,393	28	0,00224	0,00372	OK

Conclusions:

- 1- Les déplacements inter étages dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables devant les déplacements dus aux forces sismiques (tableau IV.14).
- 2- On constate d'après le (tableau IV.16) que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet $P-\Delta$.
- 3- Ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle 2 qui seront ferrillés dans les chapitres qui suivent.

V.1. INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le "BAEL 91 modifié 99" ^[1] et le "RPA99 version 2003" ^[2].

V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX

V.2.1. 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'une 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.2.2. COMBINAISON D'ACTION :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon "BAEL91 modifié 99" ^[2] :

a.1. ELU: Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

a.2. ELS: Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon "RPA99 version 2003" ^[1] :

Situation accidentelle

- $G+Q\pm E$
- $0,8G\pm E$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- N^{max}, M^{corr}

2- M^{max}, N^{corr}

V.2.3. RECOMMANDATION SELON "RPA99 version 2003" [2] :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage est limité par :

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 50Ø.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.4. PRESENTATION DES RESULTATS :

➤ **POTEAU CIRCULAIRE :**

1. Situation durable :

- **Combinaison : 1,35G+1,5Q**

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Diamètre (cm)	N°	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	D60	244	2532,72	47,9	SEC	0	0	25,44
1 ^{er} , 2 ^{ème}	D55	128	2121,22	37,34	SEC	0	0	21,37
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	D50	133	1402,87	33,16	SEC	0	0	17,66
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	D45	196	9,35	18,3	SPC	0	2,44	14,31

Tableau V.1. : Ferraillage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Diamètre (cm)	N°	N^{corr} (kN)	M^{max} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	D60	172	153,37	2089,72	SEC	0	0	25,44
1 ^{er} , 2 ^{ème}	D55	183	168,49	1382,88	SEC	0	0	21,37
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	D50	192	148,22	771,18	SPC	0	7,87	17,66
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	D45	199	121,49	214,46	SPC	0	7,41	14,31

Tableau V.2. : Ferrailage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

1. Situation accidentelle :

- Combinaison : $G+Q\pm E$

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Diamètre (cm)	N°	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	D60	172	2592,95	123,29	SEC	0	0	25,44
1 ^{er} , 2 ^{ème}	D55	182	2482,18	124,89	SEC	0	0	21,37
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	D50	193	1469,66	96,72	SEC	0	0	17,66
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	D45	208	635,1	85,83	SEC	0	0	14,31

Tableau V.3. : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Diamètre (cm)	N°	N^{corr} (kN)	M^{max} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	D60	172	181,83	1727,13	SEC	0	0	25,44
1 ^{er} , 2 ^{ème}	D55	183	274,40	1157,32	SPC	0	10,77	21,37
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	D50	192	252,54	623,48	SPC	0	24,23	17,66
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	D45	267	189,73	159,57	SPC	0	28,53	14,31

Tableau V.4. : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

c. Situation accidentelle 2 :

- Combinaison : $0,8G\pm E$

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Diamètre (cm)	N°	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	D60	172	-417,27	82,68	SPC	0	18,79	25,44
1 ^{er} , 2 ^{ème}	D55	182	-389,95	128,69	SPC	0	24,68	21,37
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	D50	193	-159,62	115,12	SPC	0	17,18	17,66
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	D45	197	-70,72	61,38	SPC	0	10,44	14,31

Tableau V.5 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Diamètre (cm)	N°	N^{corr} (kN)	M^{max} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	D60	171	164,21	1309,73	SEC	0	0	25,44
1 ^{er} , 2 ^{ème}	D55	180	240,99	569,75	SPC	0	16,97	21,37
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	D50	192	225,97	130,2	SPC	0	29,69	17,66
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	D45	265	166,86	113,63	SPC	0	24,9	14,31

Tableau V. 6: Ferraillage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

➤ Poteau Du Centre

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80x80	336	6652,415	92,2	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75x75	337	5738,82	115,2	SEC	0	0	50,625
2 ^{ème}	75x75	338	4716,3	73,21	SEC	0	0	50,625
3 ^{ème}	70x70	339	3723,4	69,97	SEC	0	0	44,1
4 ^{ème}	70x70	340	2756,4	68,26	SEC	0	0	44,1
5 ^{ème}	65x65	341	1797,97	52,6	SEC	0	0	38,025
6 ^{ème}	65x65	342	852,58	67,2	SEC	0	0	38,025

Tableau V.7: Ferraillage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	M^{max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80x80	336	92,18	6652,415	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75x75	337	115,17	5738,82	SEC	0	0	50,625
2 ^{ème}	75x75	338	73,21	4716,3	SEC	0	0	50,625
3 ^{ème}	70x70	339	69,97	3723,4	SEC	0	0	44,1
4 ^{ème}	70x70	340	68,26	2756,4	SEC	0	0	44,1
5 ^{ème}	65x65	341	52,6	1798	SEC	0	0	38,025
6 ^{ème}	65x65	342	89,81	795,546	SEC	0	0	38,025

Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q±E**

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80x80	336	5212,25	445,85	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75x75	337	4466,06	430,32	SEC	0	0	50,625
2 ^{ème}	75x75	338	3710,86	677,41	SEC	0	0	50,625
3 ^{ème}	70x70	339	2961,8	614,1	SEC	0	0	44,1
4 ^{ème}	70x70	340	2218,32	638,5	SPC	0	1,5	44,1
5 ^{ème}	65x65	341	1467,83	493	SPC	0	4,81	38,025
6 ^{ème}	65x65	342	715,97	520,3	SPC	0	14,29	38,025

Tableau V.9: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})b. (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	M^{max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80x80	336	596,8	5205,43	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75x75	337	614,65	4462,8	SEC	0	0	50,625
2 ^{ème}	75x75	338	677,41	3710,86	SEC	0	0	50,625
3 ^{ème}	70x70	339	614,1	2961,8	SEC	0	0	44,1
4 ^{ème}	70x70	340	653,83	1752	SPC	0	6,86	44,1
5 ^{ème}	65x65	341	506,55	1117,67	SPC	0	9,21	38,025
6 ^{ème}	65x65	342	611,88	496,83	SPC	0	21,19	38,025

Tableau V.10 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

3. Situation accidentelle 2 :

- Combinaison : **0,8G±E**

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80x80	336	3568,8	441,7	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75x75	337	3075,55	421,55	SEC	0	0	50,625
2 ^{ème}	75x75	338	2576,81	654,37	SEC	0	0	50,625
3 ^{ème}	70x70	339	2076,9	592,44	SPC	0	0,63	44,1
4 ^{ème}	70x70	340	1577	616,6	SPC	0	6,89	44,1
5 ^{ème}	65x65	341	1068,2	475,58	SPC	0	8,21	38,025
6 ^{ème}	65x65	342	557	503,2	SPC	0	15,26	38,025

Tableau V.11: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})b. (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	M^{max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80x80	336	580,3	3562	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75x75	337	583	3072,26	SEC	0	0	50,625
2 ^{ème}	75x75	338	654,37	2576,81	SEC	0	0	50,625
3 ^{ème}	70x70	339	592,44	2076,9	SPC	0	0,63	44,1
4 ^{ème}	70x70	340	633	1120,54	SPC	0	12,53	44,1
5 ^{ème}	65x65	341	489,7	726,2	SPC	0	12,69	38,025
6 ^{ème}	65x65	342	595,73	346,3	SPC	0	22,08	38,025

Tableau V.12 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

➤ Poteau Du Rive :

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	65x65	321	4186,9	47,6	SEC	0	0	38,025
1 ^{er}	60x60	323	3087,25	34,1	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème}	60x60	326	2580,7	133,1	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème}	55x55	327	2053	98,9	SEC	0	0	27,225
4 ^{ème}	55x55	328	1526,74	120,5	SEC	0	0	27,225
5 ^{ème}	50x50	329	995,91	96	SEC	0	0	22,5
6 ^{ème}	50x50	330	468,05	114,62	SPC	0	1,15	22,5

Tableau V.13 : Ferrailage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})
 b. (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	M^{max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	65x65	374	233,62	3206,33	SEC	0	0	38,025
1 ^{er}	60x60	375	246,42	2777,77	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème}	60x60	376	269,14	2220,52	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème}	55x55	377	219,95	1737,55	SEC	0	0	27,225
4 ^{ème}	55x55	378	248,85	1266,18	SPC	0	0,63	27,225
5 ^{ème}	50x50	379	191,5	809,3	SPC	0	3,63	22,5
6 ^{ème}	50x50	380	238,31	358,56	SPC	0	13,83	22,5

Tableau V.14 : Ferrailage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

4. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q±E**

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	65x65	321	4081,66	249	SEC	0	0	38,025
1 ^{er}	60x60	323	3200,16	257,7	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème}	60x60	326	2646,7	371,53	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème}	55x55	327	2069,3	310,54	SEC	0	0	27,225
4 ^{ème}	55x55	378	1121,85	327,4	SPC	0	4,55	27,225
5 ^{ème}	50x50	331	942,58	249,1	SPC	0	3,86	22,5
6 ^{ème}	50x50	333	414,1	264,53	SPC	0	10,57	22,5

Tableau V.15 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{cor})
 b. (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	M^{max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	65x65	374	319,36	2023,9	SEC	0	0	38,025
1 ^{er}	60x60	375	358,66	2336,7	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème}	60x60	376	438,5	1944,27	SPC	0	0,37	32,4
3 ^{ème}	55x55	377	368,23	1015,74	SPC	0	8,21	27,225
4 ^{ème}	55x55	378	394,14	724,82	SPC	0	12,82	27,225
5 ^{ème}	50x50	379	279,17	452,17	SPC	0	11,12	22,5
6 ^{ème}	50x50	380	298,35	189,14	SPC	0	15,32	22,5

Tableau V.16: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

5. Situation accidentelle 2 :

- Combinaison : $0,8G \pm E$

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	65x65	321	3133,18	255,75	SEC	0	0	38,025
1 ^{er}	60x60	323	2493	257,66	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème}	60x60	326	2058,15	334,6	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème}	55x55	327	1604,57	281,86	SEC	0	0	27,225
4 ^{ème}	55x55	328	1157,56	303,4	SPC	0	2,68	27,225
5 ^{ème}	50x50	331	727,78	221,43	SPC	0	4,24	22,5
6 ^{ème}	50x50	333	324,37	233,26	SPC	0	9,57	22,5

Tableau V.17: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}) c. (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	65x65	321	312,56	1075,42	SPC	0	0,27	38,025
1 ^{er}	60x60	375	343	1684,66	SEC	0	0	32,4
2 ^{ème}	60x60	376	424,72	1415,21	SPC	0	4,55	32,4
3 ^{ème}	55x55	377	256,41	611,36	SPC	0	5,85	27,225
4 ^{ème}	55x55	378	380,56	435	SPC	0	15,09	27,225
5 ^{ème}	50x50	379	268,82	274,17	SPC	0	12,43	22,5
6 ^{ème}	50x50	380	287,22	121,22	SPC	0	15,37	22,5

Tableau V.18 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

➤ Poteaux D'angle :

1. Situation durable :

- Combinaison : $1,35G + 1,5Q$

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	55x55	357	2015,88	86,3	SEC	0	0	27,225
1 ^{er}	50x50	360	1482,1	152,66	SEC	0	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	363	1227,62	93,7	SEC	0	0	22,5
3 ^{ème}	45x45	366	967,2	78,45	SEC	0	0	18,225
4 ^{ème}	45x45	368	710,6	89,03	SEC	0	0	18,225
5 ^{ème}	40x40	370	454,9	63,42	SEC	0	0	14,4
6 ^{ème}	40x40	371	208,44	72,23	SPC	0	3,15	14,4

Tableau V.19 : Ferrailage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})
 b. (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	M^{max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	55x55	357	184,5	1975,04	SEC	0	0	27,225
1 ^{er}	50x50	360	152,66	1482,1	SEC	0	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	363	104,9	1193,9	SEC	0	0	22,5
3 ^{ème}	45x45	366	82,64	939,83	SEC	0	0	18,225
4 ^{ème}	45x45	368	93,35	683,25	SEC	0	0	18,225
5 ^{ème}	40x40	370	66,1	433,31	SEC	0	0	14,4
6 ^{ème}	40x40	371	76,41	186,84	SPC	0	4,44	14,4

Tableau V.20 : Ferrailage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

6. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q±E**

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	55x55	357	2047,8	147,14	SEC	0	0	27,225
1 ^{er}	50x50	360	1623,24	170,17	SEC	0	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	363	1320	225,14	SEC	0	0	22,5
3 ^{ème}	45x45	366	1011	175,83	SPC	0	0,23	18,225
4 ^{ème}	45x45	368	714,68	191,75	SPC	0	4,48	18,225
5 ^{ème}	40x40	370	435,34	127,9	SPC	0	4,39	14,4
6 ^{ème}	40x40	371	183,12	130,82	SPC	0	7,51	14,4

Tableau V.21 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

c. (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	M^{max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	55x55	357	169,12	892,35	SEC	0	0	27,225
1 ^{er}	50x50	360	172,1	535,5	SPC	0	3,23	22,5
2 ^{ème}	50x50	363	225,14	1320	SEC	0	0	22,5
3 ^{ème}	45x45	366	179,33	377,86	SPC	0	7,19	18,225
4 ^{ème}	45x45	368	197,1	300,8	SPC	0	9,37	18,225
5 ^{ème}	40x40	370	132,45	212,32	SPC	0	7,31	14,4
6 ^{ème}	40x40	371	137,23	105,91	SPC	0	8,95	14,4

Tableau V. 22: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

7. Situation accidentelle 2 :

- Combinaison : **0,8G±E**

a. (N^{max} , M^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	55x55	357	1607,53	148,53	SEC	0	0	27,225
1 ^{er}	50x50	360	1275,21	125,5	SEC	0	0	22,5
2 ^{ème}	50x50	363	1049	205,95	SEC	0	0	22,5
3 ^{ème}	45x45	366	798,76	160,65	SPC	0	1,15	18,225
4 ^{ème}	45x45	368	560,74	173,05	SPC	0	4,67	18,225
5 ^{ème}	40x40	370	339,33	114,11	SPC	0	4,3	14,4
6 ^{ème}	40x40	371	142,82	115,35	SPC	0	6,73	14,4

Tableau V.23: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr})b. (M^{max} , N^{corr})

Niveau	Section (cm ²)	N°	M^{max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	55x55	357	167,73	452,1	SEC	0	0	27,225
1 ^{er}	50x50	360	175,3	207,45	SPC	0	7,36	22,5
2 ^{ème}	50x50	363	204,24	177,57	SPC	0	9,5	22,5
3 ^{ème}	45x45	366	163,4	169,7	SPC	0	8,47	18,225
4 ^{ème}	45x45	368	177,66	150,9	SPC	0	9,71	18,225
5 ^{ème}	40x40	370	118,17	119,5	SPC	0	7,24	14,4
6 ^{ème}	40x40	371	121,41	68,81	SPC	0	8,12	14,4

Tableau V.24 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{max} , N^{corr})

V.2.5. Choix des armatures :

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

Niveaux	Diamètre (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	D60	18,79	25,44	113,04	169,56	4T20+4T25	32,21
1 ^{er} , 2 ^{ème}	D55	24,68	21,37	94,98	142,48	4T20+4T25	32,21
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	D50	29,69	17,66	78,5	117,75	4T20+4T25	32,21
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	D45	28,53	14,31	20,25	95,38	4T20+4T25	32,21

Tableau V.25 : Choix des armatures des poteaux Circulaire.

Niveaux	Section (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	80x80	0	57,6	256	384	16T25	78,57
1 ^{er} , 2 ^{ème}	75x75	0	50,625	225	337,5	4T25+12T20	57,37
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	70x70	12,53	44,1	196	294	16T20	50,28
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	22,08	38,025	169	253,5	16T20	50,28

Tableau V.26: Choix des armatures des poteaux Du Centre.

Niveaux	Section (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	65x65	0,27	38,025	169	253,5	4T25+8T20	44,78
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60x60	4,55	32,4	144	216	12T20	37,71
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55x55	15,09	27,225	121	181,5	4T20+8T16	28,66
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	15,37	22,5	100	150	12T16	24,14

Tableau V. 27: Choix des armatures des poteaux De Rive.

Niveaux	Section (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	55x55	0	27,225	121	181,5	12T20	37,71
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50x50	9,5	22,5	100	150	12T16	24,14
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45x45	9,71	18,225	81	121,5	12T14	18,48
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40x40	8,95	14,4	64	96	12T14	18,48

Tableau V.28 : Choix des armatures des poteaux D'angle.

V.2.6. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :**

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

- **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..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

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 :

N_{max}^{ser} ; M_{cor}^{ser} :

Niveaux	Diamètre (cm)	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	D60	35,03	1843,39	SEC	100,41	240	6,97	15	OK
1 ^{er}	D55	26,84	1540,06	SEC	96,82	240	6,74	15	OK
2 ^{ème}	D55	27,72	1280,42	SEC	83,63	240	5,87	15	OK
3 ^{ème}	D50	23,85	1019,38	SEC	80,27	240	5,72	15	OK
4 ^{ème}	D50	28,49	760,26	SEC	67,67	240	4,95	15	OK
5 ^{ème}	D45	13,24	501,73	SEC	48,88	240	3,56	15	OK
6 ^{ème}	D45	14,11	309,05	SEC	35,67	240	2,7	15	OK

Tableau V.29: Vérification des contraintes pour les poteaux

M_{max}^{ser} ; N_{cor}^{ser} :

Niveaux	Diamètre (cm)	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	D60	110,95	1517,79	SEC	121,1	240	8,94	15	OK
1 ^{er}	D55	113,05	1274,36	SEC	132,12	240	10,05	15	OK
2 ^{ème}	D55	121,92	1005,22	SEC	128,43	240	10,03	15	OK
3 ^{ème}	D50	95,35	776,76	SEC	123,86	240	9,97	15	OK
4 ^{ème}	D50	107,27	561,59	SEC	130,12	240	11,12	15	OK
5 ^{ème}	D45	79,59	357,22	SEC	118,62	240	10,8	15	OK
6 ^{ème}	D45	89,01	198,3	SEC	196,19	240	12,1	15	OK

Tableau V.30 : Vérification des contraintes pour les poteaux

$$N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor} :$$

Niveaux	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	80x80	43,93	4899,63	SEC	108,3	240	7,27	15	OK
1 ^{er}	75x75	83,24	4173,88	SEC	113,4	240	7,69	15	OK
2 ^{ème}	70x70	52,5	3375,2	SEC	89,5	240	6,05	15	OK
3 ^{ème}	70x70	50,22	2710,52	SEC	85	240	5,77	15	OK
4 ^{ème}	65x65	48,9	2008,56	SEC	65,2	240	4,45	15	OK
5 ^{ème}	60x60	37,6	1312,83	SEC	50,3	240	3,46	15	OK
6 ^{ème}	55x55	48,8	626,9	SEC	30,9	240	2,19	15	OK

Tableau V.31: Vérification des contraintes pour les poteaux

$$M^{ser}_{max} ; N^{ser}_{cor} :$$

Niveaux	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	80x80	66,75	4835,63	SEC	109,8	240	7,39	15	OK
1 ^{er}	75x75	83,24	4173,88	SEC	113,4	240	7,69	15	OK
2 ^{ème}	70x70	52,5	3431,44	SEC	90,9	240	6,14	15	OK
3 ^{ème}	70x70	50,22	2710,52	SEC	85	240	5,77	15	OK
4 ^{ème}	65x65	48,9	2008,56	SEC	65,2	240	4,45	15	OK
5 ^{ème}	60x60	37,6	1312,83	SEC	50,3	240	3,46	15	OK
6 ^{ème}	55x55	65,5	584,65	SEC	33,3	240	2,4	15	OK

Tableau V.32 : Vérification des contraintes pour les poteaux

$$N^{ser}_{max}; M^{ser}_{cor} :$$

Niveaux	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	65x65	35,3	3054,43	SEC	105,2	240	7,11	15	OK
1 ^{er}	60x60	25,9	2251	SEC	92,3	240	6,25	15	OK
2 ^{ème}	60x60	96,24	1882	SEC	98,4	240	6,93	15	OK
3 ^{ème}	55x55	71,29	1497,71	SEC	93,6	240	6,62	15	OK
4 ^{ème}	55x55	87	1114,55	SEC	82,1	240	5,95	15	OK
5 ^{ème}	50x50	69,26	728,1	SEC	73,5	240	5,46	15	OK
6 ^{ème}	50x50	82,95	343,8	SEC	69,2	240	5,83	15	OK

Tableau V.33 : Vérification des contraintes pour les poteaux

$$M^{ser}_{max}; N^{ser}_{cor} :$$

Niveaux	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	65x65	169,1	2334,1	SEC	112	240	7,92	15	OK
1 ^{er}	60x60	178,4	2023,26	SEC	127,2	240	9,16	15	OK
2 ^{ème}	60x60	194,82	1617,28	SEC	116,7	240	8,52	15	OK
3 ^{ème}	55x55	159,23	1266,1	SEC	116,5	240	8,66	15	OK
4 ^{ème}	55x55	180,2	923,31	SEC	117,2	240	9,14	15	OK
5 ^{ème}	50x50	138,46	591,2	SEC	116	240	9,71	15	OK
6 ^{ème}	50x50	174	263,5	SEC	124,6	240	12,5	15	OK

Tableau V.34 : Vérification des contraintes pour les poteaux

N_{max}^{ser} ; M_{cor}^{ser} :

Niveaux	Section (cm ²)	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55x55	62,93	1472,86	SEC	87,2	240	6,14	15	OK
1 ^{er}	50x50	111,24	1082,2	SEC	113,6	240	8,48	15	OK
2 ^{ème}	50x50	68,1	896,5	SEC	82,1	240	6,03	15	OK
3 ^{ème}	45x45	57	706,5	SEC	85,5	240	6,42	15	OK
4 ^{ème}	45x45	64,72	519,34	SEC	80,9	240	6,33	15	OK
5 ^{ème}	40x40	46,1	332,84	SEC	73,9	240	6,15	15	OK
6 ^{ème}	40x40	52,66	153	SEC	70,6	240	7,25	15	OK

Tableau V.35 : Vérification des contraintes pour les poteaux

M_{max}^{ser} ; N_{cor}^{ser} :

Niveaux	Section (cm ²)	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55x55	134,52	1442,61	SEC	111,2	240	8,12	15	OK
1 ^{er}	50x50	111,24	1082,2	SEC	113,6	240	8,48	15	OK
2 ^{ème}	50x50	76,21	871,51	SEC	84,7	240	6,26	15	OK
3 ^{ème}	45x45	60,1	686,22	SEC	86,3	240	6,51	15	OK
4 ^{ème}	45x45	67,9	499	SEC	83,1	240	6,59	15	OK
5 ^{ème}	40x40	48	316,84	SEC	75,6	240	6,41	15	OK
6 ^{ème}	40x40	55,91	137	SEC	72,4	240	7,7	15	OK

Tableau V.36 : Vérification des contraintes pour les poteaux

V.2.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

V.2.7.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant 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.

Pour les poteaux circulaires on a vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{Dd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$d = R \cdot \sqrt{2}$$

R : rayon de

D : diamètre de la section

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Diamètre (cm)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	D60	36	0,071	14,3	0,075	1,875	2,50	OK
1 ^{er}	D55	36,03	0,084	15,6	0,075	1,875	2,50	OK
2 ^{ème}	D55	42,35	0,10	15,6	0,075	1,875	2,50	OK
3 ^{ème}	D50	38,45	0,109	17,1	0,075	1,875	2,50	OK
4 ^{ème}	D50	48,43	0,137	17,1	0,075	1,875	2,50	OK
5 ^{ème}	D45	54,36	0,19	19	0,075	1,875	2,50	OK
6 ^{ème}	D45	68	0,237	19	0,075	1,875	2,50	OK

Tableau V.37 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux Circulaires

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	80x80	9,64	0,017	12,17	0,075	1,875	2,5	OK
1 ^{er}	75x75	15,64	0,031	12,96	0,075	1,875	2,5	OK
2 ^{ème}	75x75	19,94	0,039	12,96	0,075	1,875	2,5	OK
3 ^{ème}	70x70	20,94	0,047	14	0,075	1,875	2,5	OK
4 ^{ème}	70x70	27,35	0,062	14	0,075	1,875	2,5	OK
5 ^{ème}	65x65	23,19	0,061	14,97	0,075	1,875	2,5	OK
6 ^{ème}	65x65	39,58	0,104	14,97	0,075	1,875	2,5	OK

V.38 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux du Centre

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	85,926	0,226	14,97	0,075	1,875	2,5	OK
1 ^{er}	60x60	123,715	0,382	16,18	0,075	1,875	2,5	OK
2 ^{ème}	60x60	131,65	0,406	16,18	0,075	1,875	2,5	OK
3 ^{ème}	55x55	108,19	0,397	17,72	0,075	1,875	2,5	OK
4 ^{ème}	55x55	122,55	0,45	17,72	0,075	1,875	2,5	OK
5 ^{ème}	50x50	94,73	0,421	19,44	0,075	1,875	2,5	OK
6 ^{ème}	50x50	114,63	0,509	19,44	0,075	1,875	2,5	OK

V.39 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux de Rives

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	55x55	68,21	0,25	17,5	0,075	1,875	2,5	OK
1 ^{er}	50x50	68,15	0,303	19,44	0,075	1,875	2,5	OK
2 ^{ème}	50x50	49,7	0,221	19,44	0,075	1,875	2,5	OK
3 ^{ème}	45x45	40,35	0,221	21,54	0,075	1,875	2,5	OK
4 ^{ème}	45x45	45,86	0,252	21,54	0,075	1,875	2,5	OK
5 ^{ème}	40x40	32,44	0,225	24,35	0,075	1,875	2,5	OK
6 ^{ème}	40x40	37,23	0,258	24,35	0,075	1,875	2,5	OK

V.40 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux d'Angle

V.2.8.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 [2] :**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

*** Selon le RPA99 version 2003[1] :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE40).

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Diamètre (cm)	Barres	\varnothing_t (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	D60	4T20+4T25	20et25	10	15
1 ^{er}	D55	4T20+4T25	20et25	10	15
2 ^{ème}	D55	4T20+4T25	20et25	10	15
3 ^{ème}	D50	4T20+4T25	20et25	10	15
4 ^{ème}	D50	4T20+4T25	20et25	10	15
5 ^{ème}	D45	4T20+4T25	20et25	10	15
6 ^{ème}	D45	4T20+4T25	20et25	10	15

Tableau V.41: Espacements maximales selon RPA99 (Poteau circulaire)

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	\varnothing_t (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	80x80	16T25	25	10	15
1 ^{er} , 2 ^{ème}	75x75	4T25+12T20	25et20	10	15
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	70x70	16T20	16	10	15
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	16T20	16	10	15

Tableau V.42: Espacements maximales selon RPA99 (Poteau Du centre)

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	\varnothing_t (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	55x55	12T20	20	10	15
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	15
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45x45	12T14	14	10	10
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40x40	12T14	14	10	10

Tableau V.43: Espacements maximales selon RPA99 (Poteau D'Angle)

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _t (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	65x65	4T25+8T20	25et20	10	15
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60x60	12T20	20	10	15
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55x55	4T20+8T16	20et16	10	15
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	15

Tableau V.44: Espacements maximales selon RPA99(Poteau DU Rive)

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les tableaux suivants :

Diamètre (cm)	Niveaux	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
60	RDC	2,8	4,66	3,75	43.17	N	10	0.09	4T10	3,14
						C	20	0.18	4T10	3,14
55	1 ^{er}	2,8	5,09	2,5	98.77	N	10	0.24	4T10	3,14
						C	20	0.47	4T10	3,14
55	2 ^{ème}	2,8	5,09	2,5	109.30	N	10	0.26	4T10	3,14
						C	20	0.52	4T10	3,14
50	3 ^{ème}	2,8	5,6	2,5	140.09	N	10	0.34	4T10	3,14
						C	20	0.67	4T10	3,14
50	4 ^{ème}	2,8	5,6	2,5	130.85	N	10	0.31	4T10	3,14
						C	20	0.62	4T10	3,14
45	5 ^{ème}	2,8	6,22	2,5	121.39	N	10	0.29	4T10	3,14
						C	20	0.58	4T10	3,14
45	6 ^{ème}	2,8	6,22	2,5	104.18	N	10	0.17	4T10	3,14
						C	20	0.33	4T10	3,14

Tableau V.45 : Choix des armatures transversales pour les poteaux (Circulaire)

Section (cm ²)	Niveaux	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
80x80	RDC	2,8	3,5	3,75	9,64	N	10	0,113	6T10	4,71
						C	15	0,169	6T10	4,71
75x75	1 ^{er} , 2 ^{ème}	2,8	2,1	3,75	19,94	N	10	0,25	6T10	4,71
						C	15	0,374	6T10	4,71
70x70	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	2,8	4	3,75	27,35	N	10	0,366	6T10	4,71
						C	15	0,55	6T10	4,71
65x65	5 ^{ème} , 6 ^{ème}	2,8	4,3	3,75	39,58	N	10	0,57	6T10	4,71
						C	15	0,85	6T10	4,71

Tableau V.46 : Choix des armatures transversales pour les poteaux (Centre)

Section (cm ²)	Niveaux	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
55x55	RDC	2,8	5,09	2,5	68,21	N	10	2,49	4T10	3,14
						C	15	2,49	4T10	3,14
50x50	1 ^{er} , 2 ^{ème}	2,8	5,6	2,5	68,15	N	10	1,35	4T10	3,14
						C	15	2,01	4T10	3,14
45x45	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	2,8	6,22	2,5	45,86	N	10	1,2	4T10	3,14
						C	10	1,68	4T10	3,14
40x40	5 ^{ème} , 6 ^{ème}	2,8	7	2,5	37,23	N	10	1,05	4T10	3,14
						C	10	1,47	4T10	3,14

Tableau V.47 : Choix des armatures transversales pour les poteaux (Angle)

Section (cm ²)	Niveaux	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
65x65	RDC	2,8	4,3	3,75	85,93	N	10	2,49	4T10	3,14
						C	15	2,49	4T10	3,14
60x60	1 ^{er} , 2 ^{ème}	2,8	4,67	3,75	131,65	N	10	1,35	4T10	3,14
						C	15	2,01	4T10	3,14
55x55	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	2,8	5,1	2,5	122,55	N	10	1,2	4T10	3,14
						C	15	1,68	4T10	3,14
50x50	5 ^{ème} , 6 ^{ème}	2,8	5,6	2,5	114,63	N	10	1,05	4T10	3,14
						C	15	1,47	4T10	3,14

Tableau V.48 : Choix des armatures transversales pour les poteaux (Rive)

V.2.9. LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Ø_i en zone III.

- Pour : T20.....L_r=100cm
- T16.....L_r=80cm
- T25.....L_r=125cm
- T14.....L_r=70cm

V.2.10. FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL

Les poteaux su sous sol sont calcules à la compression simple, le ferrailage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r: Section réduite du poteau considéré
 α: Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

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

L_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau ($B=a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

La section réduite $B_r = (a-0,02)^2 [m^2]$.

Exemple de calcul :

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_{u(RDC)} = 2527,49 \text{ kN}$$

$$N_{uI} = 1,35G + 1,5Q = 307,17 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol : $N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{uI} = 2834,66 \text{ kN}$

b. Calcul du ferrailage :

$$c. \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 23,3 \text{ cm}$$

$$d. \quad \lambda = \frac{0,7 \times 5 \cdot 10^2}{23,3} = 15,02 < 50$$

$$e. \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

$$f. \quad B_r = \pi(60 - 2)^2 / 4 = 2640,74 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$g. \quad A_s \geq \left(\frac{2834,66 \cdot 10^3}{0,82} - \frac{2640,74 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq 0 \text{ cm}^2$$

$$h. \quad A_s^{\min} = 0,9\% B$$

$$i. \quad A_s = A_s^{\min} = 25,43 \text{ cm}^2$$

$$j. \quad \text{On prend : } 4T20 + 4T25 = 32,21 \text{ cm}^2$$

k. Vérification à l'ELS :

$$N_{ser1} = G + Q = 229,51N.$$

D'où :

$$N_{ser(ss)} = N_{ser(RDC)} + N_{ser1}$$

$$N_{ser(ss)} = 1839,59 + 229,5 = 2069,09kN$$

Les tableaux suivants rassemblent les de ferrailage des Poteaux du Sous Sol :

Section (cm ²)	N_{u1} (kn)	i	λ	α	A_s	A_s^{\min}	choix	A_s^{adp} (cm ²)
80	6648,93	23,09	15,16	0,78	2,29	57,6	16T25	78,57
65	3782,16	18,76	18,65	0,41	1,83	38,025	4T25+8T20	44,78
55	562,32	15,88	22,04	0,75	1,09	27,225	12T20	37,71
Ø60	2834,66	23,3	15,02	0,82	1,1	25,43	4T20+4T25	32,21

Tableau V.49: Choix de ferrailage des poteaux de l'infrastructure

Section(cm ²)	$N_{ser}(kN)$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
80	6613,87	118,9	240	11,5	15	OK
65	4341,87	123,3	240	11,3	15	OK
55	2076,86	80,4	240	7,59	15	OK
60	2069,9	93,75	240	6,25	15	OK

Tableau V.50 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

1. **Détermination des armatures transversales :**

Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t = 4T10 = 3,14cm^2$

Espacement en zone nodale : $S_t = 10cm$

Espacement en zone courante : $S_t = 15cm$

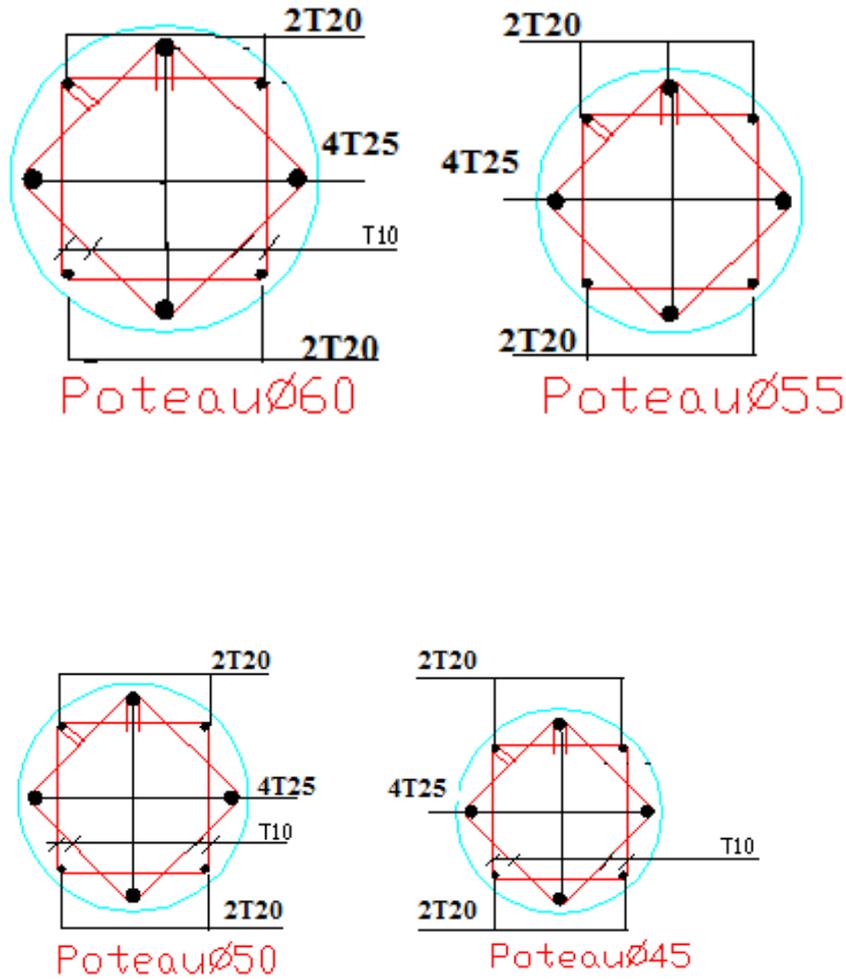
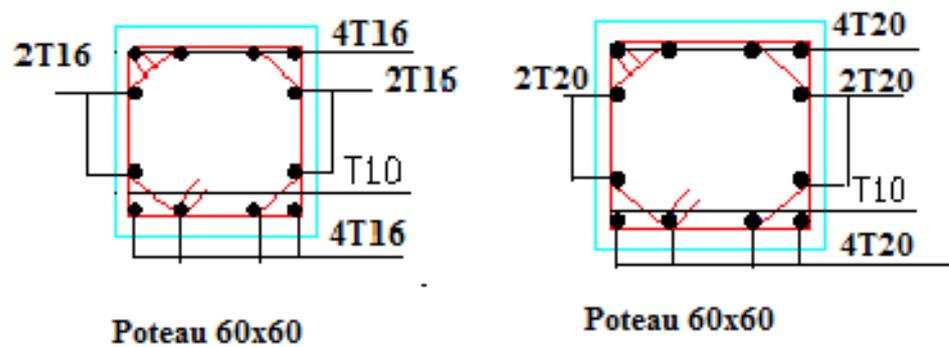


Figure V.1: Ferraillage des poteaux-administration-



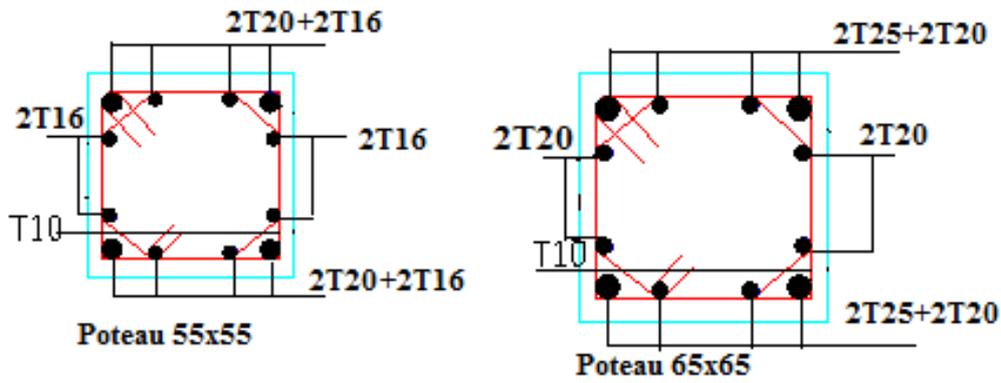


Figure V.2: Ferraillage des poteaux de rive

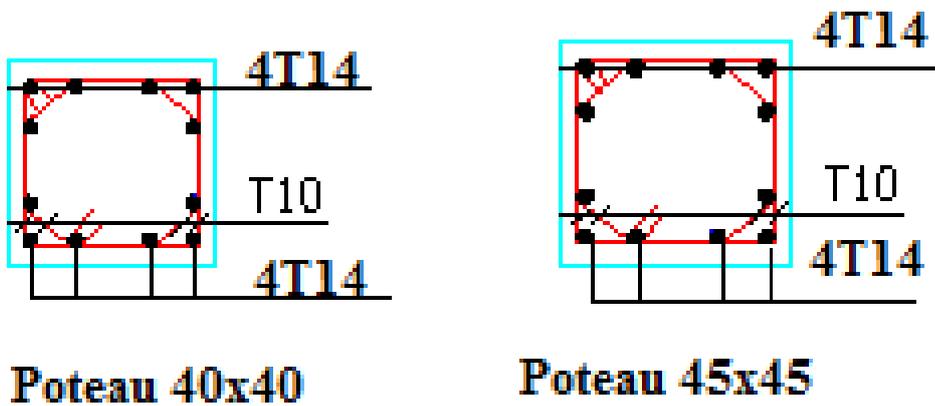
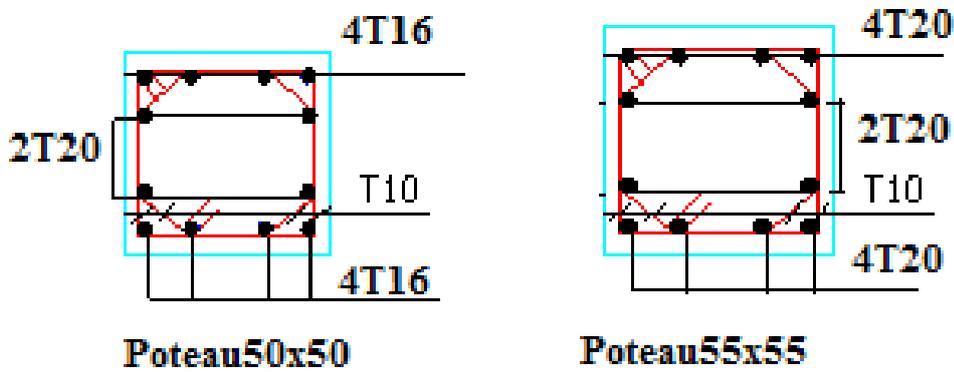


Figure V.3: Ferraillage des poteaux d'angle

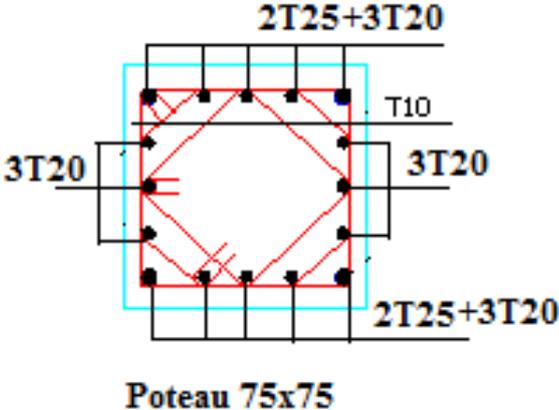
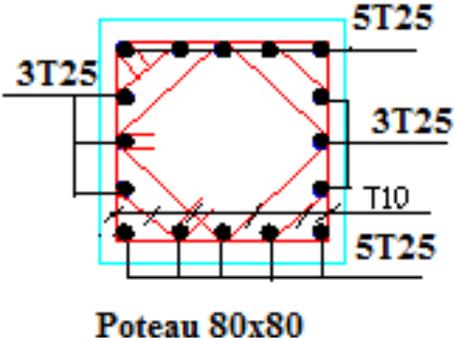
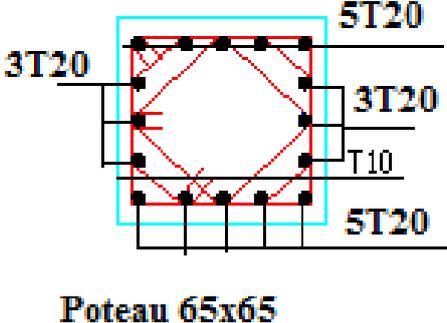
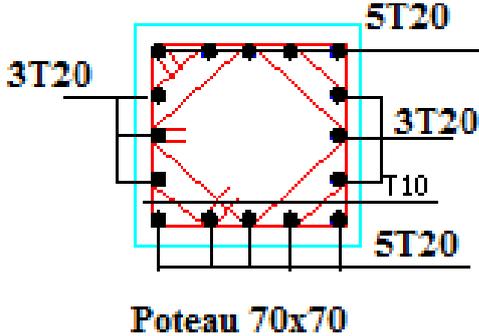


Figure V.4: Ferraillage des poteaux du centre

V.3. FERRAILAGE DES POUTRES

V.3.1. 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 :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

V.3.2. RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3. CALCUL DU FERRAILAGE

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

- **Partie administration :**

1- Sens porteur :

- a. *Situation durable* : $1,35G+1,5Q$

Tableau V.51 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	N°de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	35x55	Travée	419	109,88	6,64	0	9,62
		Appui	419	177,46	11,09	0	9,62
1 ^{er} , 2 ^{ème}	35x55	Travée	422	111,57	6,74	0	9,62
		Appui	422	201,87	12,79	0	9,62
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x55	Travée	423	117,21	7,1	0	9,62
		Appui	423	211,54	13,47	0	9,62
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	35x55	Travée	424	118,75	7,2	0	9,62
		Appui	424	216,81	13,85	0	9,62

b. Situation accidentelle : $G+Q+E$

Tableau V.52 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	N°de la poutre	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sSRPA}^{min} (cm ²)
RDC	35x55	Travée	434	83,47	4,27	0	9,62
		Appui	434	197,25	10,46	0	9,62
1 ^{er} , 2 ^{ème}	35x55	Travée	438	88,14	4,52	0	9,62
		Appui	438	257,8	13,96	0	9,62
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x55	Travée	423	93,85	4,82	0	9,62
		Appui	440	261,12	14,15	0	9,62
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	35x55	Travée	424	95,57	4,91	0	9,62
		Appui	413	245,54	13,24	0	9,62

2- Sens non porteur :

a. Situation durable : $1,35G+1,5Q$

Tableau V.53 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	N°de la poutre	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sSRPA}^{min} (cm ²)
RDC	30x50	Travée	305	24,51	1,59	0	7,5
		Appui	305	56,49	3,74	0	7,5
1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x50	Travée	96	7,62	0,49	0	7,5
		Appui	301	54,94	3,63	0	7,5
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	Travée	297	12,34	0,79	0	7,5
		Appui	297	75,66	5,07	0	7,5
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x50	Travée	293	16,84	1,09	0	7,5
		Appui	293	88,04	5,96	0	7,5

b. Situation accidentelle : $G+Q+E$

Tableau V.54 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	N°de la poutre	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sSRPA}^{min} (cm ²)
RDC	30x50	Travée	305	41,33	2,33	0	7,5
		Appui	305	135,51	7,98	0	7,5
1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x50	Travée	217	17,25	0,96	0	7,5
		Appui	110	198,88	12,08	0	7,5
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	Travée	224	23,58	1,32	0	7,5
		Appui	108	212,69	13,02	0	7,5
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x50	Travée	227	25,92	1,46	0	7,5
		Appui	99	199,65	12,14	0	7,5

• Partie salles :

3- Sens porteur :

c. *Situation durable* : 1,35G+1,5Q

Tableau V.55 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	N°de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{s,SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	45x85	Travée	461	282,89	11	0	19,12
		Appui	461	585,21	23,94	0	19,12
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45x85	Travée	463	267,75	10,39	0	19,12
		Appui	473	575,03	23,48	0	19,12
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45x85	Travée	471	269,6	10,47	0	19,12
		Appui	471	593,24	24,3	0	19,12
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x85	Travée	470	268,67	10,43	0	19,12
		Appui	470	592,63	24,27	0	19,12

d. *Situation accidentelle* : G+Q+E

Tableau V.56 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	N°de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{s,SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	45x85	Travée	475	398,29	13,43	0	19,12
		Appui	475	694,2	24,15	0	19,12
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45x85	Travée	473	517,71	17,67	0	19,12
		Appui	473	914,26	32,62	0	19,12
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45x85	Travée	472	571,69	19,63	0	19,12
		Appui	472	921,36	32,91	0	19,12
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x85	Travée	470	506,51	17,27	0	19,12
		Appui	470	835,41	29,53	0	19,12

4- Sens non porteur :

a. *Situation durable* : 1,35G+1,5Q

Tableau V.57 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	N°de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{s,SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	40x75	Travée	274	229,88	10,20	0	15
		Appui	274	369,16	16,94	0	15
1 ^{er} , 2 ^{ème}	40x75	Travée	275	232,58	10,33	0	15
		Appui	276	371,55	17,06	0	15
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40x75	Travée	278	233,58	10,38	0	15
		Appui	278	375,77	17,27	0	15
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40x75	Travée	279	234,42	10,41	0	15
		Appui	279	377,43	17,36	0	15

b. *Situation accidentelle* : G+Q+E

Tableau V.58 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	N°de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sSRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	40x75	Travée	274	381,74	14,81	0	15
		Appui	274	521,35	20,67	0	15
1 ^{er} , 2 ^{ème}	40x75	Travée	276	498,77	19,7	0	15
		Appui	276	659,8	26,78	0	15
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40x75	Travée	277	512,62	20,3	0	15
		Appui	277	675,73	27,51	0	15
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40x75	Travée	279	471,07	18,53	0	15
		Appui	279	626,57	25,01	0	15

V.3.4. CHOIX DES ARMATURES

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

➤ **Partie administration :**

1- **Sens porteur :**

Tableau V.59: Choix des armatures pour les poutres porteuses

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sSRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	35x55	Travée	77	115,5	9,62	6,64	6T16	12,06
		Appui				10,46	6T16	12,06
1 ^{er} , 2 ^{ème}	35x55	Travée	77	115,5	9,62	6,74	4T16+2T14	11,12
		Appui				13,96	8T16	16,08
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x55	Travée	77	115,5	9,62	7,10	4T16+2T14	11,12
		Appui				14,75	8T16	16,08
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	35x55	Travée	77	115,5	9,62	7,20	4T16+2T14	11,12
		Appui				13,24	8T16	16,08

Tableau V.60 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sSRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	30x50	Travée	60	90	7,50	1,59	4T16	8,04
		Appui				7,98	4T16	8,04
1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x50	Travée	60	90	7,50	0,49	4T16	8,04
		Appui				12,08	4T16+4T14	14,20
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	Travée	60	90	7,50	0,79	4T16	8,04
		Appui				13,02	4T16+4T14	14,20
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x50	Travée	60	90	7,50	1,09	4T16	8,04
		Appui				12,14	4T16+4T14	14,20

➤ **Partie salles :**

1- Sens porteur :

Tableau V.61 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

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)
RDC	45x85	Travée	153	229,5	19,12	11	10T16	20,11
		Appui				24,15	8T20	25,13
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45x85	Travée	153	229,5	19,12	10,39	10T16	20,11
		Appui				32,62	8T20+4T16	33,17
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45x85	Travée	153	229,5	19,12	10,47	10T16	20,11
		Appui				32,91	8T20+4T16	33,17
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x85	Travée	153	229,5	19,12	10,43	10T16	20,11
		Appui				29,53	10T20	31,42

2- Sens non porteur :

Tableau V.62 : Choix des armatures pour 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)
RDC	40x75	Travée	120	180	15	10,20	8T16	16,08
		Appui				20,47	4T20+4T16	20,61
1 ^{er} , 2 ^{ème}	40x75	Travée	120	180	15	10,33	8T16	16,08
		Appui				26,78	8T20+2T16	29,15
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40x75	Travée	120	180	15	10,38	8T16	16,08
		Appui				27,51	8T20+2T16	29,15
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40x75	Travée	120	180	15	10,41	8T16	16,08
		Appui				25,01	8T20	25,13

V.3.5. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

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

Tableau V.63: Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
45x85	20,11	4,16	Vérifiée
40x75	16,08	3,26	Vérifiée
35x55	11,12	1,79	Vérifiée
30x50	8,04	1,63	Vérifiée

V.3.6. VÉRIFICATION VIS A VIS DE L'ELS

Le règlement **CBA93 [3]** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots(1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots(2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots(3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E.\zeta \dots\dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E.\alpha.\Delta T \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20c^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha=10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E=32164,20MPa$).

Donc : $\sigma=32164,20.10^{-5}.20=6,43MPa$

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifiée que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa \end{cases}$$

➤ **Partie administration :**

1- Sens porteur : (35x55)

Tableau V.64: Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Position	N°de la poutre	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s+\sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	419	79,29	4,3	15	53,2	6,43	59,63	240	Oui
	Appui	419	128,08	7		86		92,43		
1 ^{er} , 2 ^{ème}	Travée	422	80,51	4,5	15	55	6,43	61,43	240	Oui
	Appui	422	145,75	7,3		92		98,43		
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	423	84,59	4,7	15	57,8	6,43	64,23	240	Oui
	Appui	423	152,78	7,7		96,5		102,93		
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	Travée	424	85,65	4,8	15	58,5	6,43	64,93	240	Oui
	Appui	424	156,76	7,9		99		105,43		

2- Sens non porteur : (30x50)

Tableau V.65 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Position	N°de la poutre	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s+\sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	305	17,82	1,4	15	16,3	6,43	22,73	240	Oui
	Appui	305	41,21	3,2		37,7		44,13		
1 ^{er} , 2 ^{ème}	Travée	96	5,64	0,4	15	5,2	6,43	11,63	240	Oui
	Appui	301	39,95	2,6		32,7		39,13		
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	297	9,03	0,7	15	8,3	6,43	14,73	240	Oui
	Appui	297	54,96	3,6		45		51,43		
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	Travée	293	12,29	1	15	11,2	6,43	17,63	240	Oui
	Appui	293	63,95	4,2		52,4		58,83		

➤ Partie salles :

1- Sens porteur : (45x85)

Tableau V.66 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Position	N°de la poutre	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s+\sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	461	206,23	3,9	15	50,6	6,43	57,03	240	Oui
	Appui	461	426,69	7,9		105,7		112,13		
1 ^{er} , 2 ^{ème}	Travée	463	193,78	3,6	15	47,6	6,43	54,03	240	Oui
	Appui	473	416,54	7,1		95,9		102,33		
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	471	195,32	3,6	15	48	6,43	54,43	240	Oui
	Appui	471	429,81	7,3		99		105,43		
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	Travée	470	194,69	3,6	15	47,8	6,43	54,23	240	Oui
	Appui	470	429,44	7,4		100,3		106,73		

3- Sens non porteur : (40x75)

Tableau V.67 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Position	N°de la poutre	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s+\sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	274	166,31	4,3	15	55,5	6,43	61,93	240	Oui
	Appui	274	267,15	6,9		91		97,43		
1 ^{er} , 2 ^{ème}	Travée	275	168,27	4,4	15	56,2	6,43	62,63	240	Oui
	Appui	276	268,87	6,3		84,1		90,53		
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	278	168,98	4,4	15	56,4	6,43	62,83	240	Oui
	Appui	278	271,94	6,3		85,1		91,53		
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	Travée	279	169,60	4,4	15	56,6	6,43	63,03	240	Oui
	Appui	279	273,11	6,7		88,6		95,03		

V.3.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.68 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres 35x55

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC	35x55	190,39	1,10	2.5	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	35x55	199,09	1,15	2.5	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x55	204,19	1,18	2.5	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	35x55	206,46	1,19	2.5	OK

Tableau V.69 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres 30x50

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC	30x50	76,92	0,57	2.5	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x50	42,15	0,31	2.5	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	51,98	0,38	2.5	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x50	56,95	0,42	2.5	OK

Tableau V.70 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres 45x85

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
RDC	45x85	309,59	0,89	2.5	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45x85	321,21	0,93	2.5	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45x85	326,23	0,94	2.5	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x85	326,48	0,95	2.5	OK

Tableau V.71 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres 40x75

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
RDC	40x75	235,38	0,87	2.5	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	40x75	236,71	0,88	2.5	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40x75	240,25	0,89	2.5	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40x75	241,63	0,89	2.5	OK

b. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [2] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 [1] :**

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

Avec :

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

On prend

$\phi_t = 10\text{mm}$ pour les poutres 45x85

$\phi_t = 10\text{mm}$ pour les poutres 40x75

$\phi_t = 10\text{mm}$ pour les poutres 35x55

$\phi_t = 10\text{mm}$ pour les poutres 30x50

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.72 : Calcul des armatures transversales des poutres

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
45x85	326,48	0,95	40	21,25	42,5	20	25	3,02	6T8
40x75	241,63	0,89	40	18,75	37,5	15	20	2,4	6T8
35x55	206,46	1,19	40	13,75	27,5	10	20	2,1	6T8
30x50	76,92	0,57	40	12,5	25	10	20	1,8	4T8

V.3.8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES

$$L_r = 50\phi \text{ (zone III).}$$

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$

V.3.9. VÉRIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS

a. Appuis intermédiaires :

a.1. Vérification des armatures longitudinales [2] :

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

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

Tableau V.73 : Vérification de la section d'armatures (poutre35x55)

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
RDC	35x55	190,39	177,46	398,33	<0
1 ^{er} , 2 ^{ème}	35x55	199,09	201,87	453,13	<0
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x55	204,19	211,54	474,83	<0
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	35x55	206,46	216,81	486,66	<0

Tableau V.74 : Vérification de la section d'armatures (poutre30x50)

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
RDC	30x50	76,92	56,49	139,48	<0
1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x50	42,15	54,94	135,65	<0
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	51,98	75,66	186,81	<0
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x50	56,95	88,04	217,38	<0

Tableau V.75 : Vérification de la section d'armatures (poutre45x85)

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
RDC	45x85	309,59	585,21	849,97	<0
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45x85	321,21	575,03	835,19	<0
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45x85	326,23	593,24	861,64	<0
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x85	326,48	592,64	860,53	<0

Tableau V.76 : Vérification de la section d'armatures (poutre40x75)

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
RDC	40x75	235,38	369,16	607,67	<0
1 ^{er} , 2 ^{ème}	40x75	236,71	371,55	389,64	<0
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40x75	240,25	375,77	618,55	<0
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40x75	241,63	377,43	621,28	<0

D'après les résultats des tableaux, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma^b}$$

avec

- a = Min(à ; 0,9d).
- à : Largeur d'appuis sans l'enrobage (à = c - c' - 2cm)
- c' : L'enrobage (c' = 3cm).
- c : Largeur du poteau en appui.
- b : Largeur de la poutre.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.77 : Vérification de la compression de l'aire d'appui (poutre35x55)

Niveaux	Section (cm ²)	à (cm)	a (cm)	T _u ^{max} (kN)	σ _{bc} ^m (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	35x55	55	44,55	190,39	1,22	21,67	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème}	35x55	50	44,55	199,09	1,28	21,67	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x55	45	44,55	204,19	1,31	21,67	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	35x55	40	40	206,46	1,47	21,67	Vérifiée

Tableau V.78 : Vérification de la compression de l'aire d'appui (poutre30x50)

Niveaux	Section(cm ²)	à(cm)	a(cm)	T_u^{\max} (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	30x50	55	40,5	76,92	0,63	21,67	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x50	50	40,5	42,15	0,35	21,67	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	45	40,5	51,98	0,43	21,67	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x50	40	40,5	56,95	0,47	21,67	Vérifiée

Tableau V.79 : Vérification de la compression de l'aire d'appui (poutre45x85)

Niveaux	Section(cm ²)	à(cm)	a(cm)	T_u^{\max} (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	45x85	50	50	309,59	1,37	21.67	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45x85	45	45	321,21	1,59	21.67	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45x85	40	40	326,23	1,81	21.67	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x85	35	35	326,48	2,07	21.67	Vérifiée

Tableau V.80 : Vérification de la compression de l'aire d'appui (poutre40x70)

Niveaux	Section(cm ²)	à(cm)	a(cm)	T_u^{\max} (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	40x75	50	50	235,38	1,18	21,67	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème}	40x75	45	45	236,71	1,32	21,67	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40x75	40	40	240,25	1,5	21,67	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40x75	35	35	241,63	1,73	21,67	Vérifiée

a. Appuis de rives

a.1. Vérification des armatures longitudinales [3]

Il faut vérifier que : $A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$

a.2. Vérification de la contrainte de compression du béton [3]

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0,267b.a.f_{c28}$

avec

b : Largeur de la poutre,

$a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d)$,

\hat{a} : Longueur d'appui ($\hat{a} = c - c' - 2cm$),

c : Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.81 : Vérification dans les appuis de rives (poutre35x55)

Vérifications			section d'armature longitudinale			contrainte de compression du béton		
Niveaux	Section (cm ²)	T _u (Kn)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f _{c28} (kN)	T _u ≤ 0,267.b.a.f _{c28}
RDC	35x55	190,39	5,47	12,06	Vérifier	44,55	1040,79	Vérifier
1 ^{er} , 2 ^{ème}	35x55	199,09	5,72	16,08	Vérifier	44,55	1040,79	Vérifier
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x55	204,19	5,87	16,08	Vérifier	44,55	1040,79	Vérifier
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	35x55	206,46	5,93	16,08	Vérifier	40	934,5	Vérifier

Tableau V.82 : Vérification dans les appuis de rives (poutre30x50)

Vérifications			section d'armature longitudinale			contrainte de compression du béton		
Niveaux	Section (cm ²)	T _u (Kn)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f _{c28} (kN)	T _u ≤ 0,267.b.a.f _{c28}
RDC	30x50	76,92	2,21	8,04	Vérifier	40,5	811,01	Vérifier
1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x50	42,15	1,21	14,2	Vérifier	40,5	811,01	Vérifier
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	51,98	1,49	14,2	Vérifier	40,5	811,01	Vérifier
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x50	56,95	1,64	14,2	Vérifier	40,5	811,01	Vérifier

Tableau V.83 : Vérification dans les appuis de rives (poutre45x85)

Vérifications			section d'armature longitudinale			contrainte de compression du béton		
Niveaux	Section (cm ²)	T _u (Kn)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f _{c28} (kN)	T _u ≤ 0,267.b.a.f _{c28}
RDC	45x85	309,59	8,9	25,13	Vérifier	50	1501,87	Vérifier
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45x85	321,21	9,23	33,17	Vérifier	45	1351,6	Vérifier
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45x85	326,23	9,37	33,17	Vérifier	40	1201,50	Vérifier
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x85	326,48	9,38	31,42	Vérifier	35	1051,3	Vérifier

Tableau V.84 : Vérification dans les appuis de rives (poutre40x75)

Vérifications			section d'armature longitudinale			contrainte de compression du béton		
Niveaux	Section (cm ²)	T _u (Kn)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f _{c28} (kN)	T _u ≤ 0,267.b.a.f _{c28}
RDC	40x75	235,38	6,77	20,61	Vérifier	50	1335	Vérifier
1 ^{er} , 2 ^{ème}	40x75	236,71	6,81	29,15	Vérifier	45	1201,5	Vérifier
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40x75	240,25	6,91	29,15	Vérifier	40	1068	Vérifier
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40x75	241,63	6,95	25,13	Vérifier	35	934,5	Vérifier

V.3.10. ARRÊT DES BARRES [1] :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : L=Max (L gauche ; L droite).

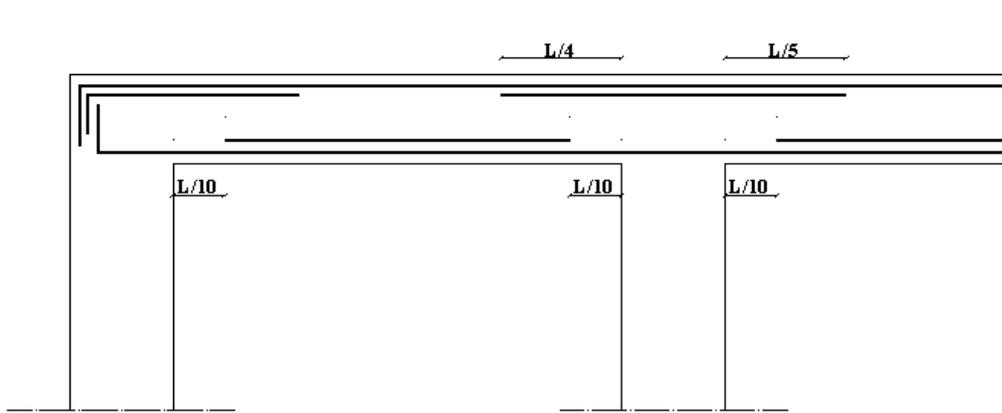


Figure VI.2: Arrêt des barres

5.3.11. Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : $\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.405cm \quad (L = 9.05m > 5m)$

$\bar{f}_2 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.285cm \quad (L = 7,85m > 5m)$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

Avec :

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

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

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

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

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}, \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15 A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

• **Partie salle :**

Cas	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
poutre porteuse	206,23	20,11	44,98	0,00584	134,05	3,60	1,44	0.297	2026801,61
Poutre non porteuse	169,60	16,08	39,73	0,00595	156,26	3,53	1,41	0.368	1235161,79

I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
1077460,75	1419646,99
590976,22	813205,64

Tableau V.85 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

• **Partie administration :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Cas	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
poutre porteuse	85,65	12,06	29,38	0.0069	143,47	3.04	1.22	0.393	418833,21
Poutre non porteuse	17,82	8,04	26,49	0.0059	49,25	3.56	1.42	-0.126	274510,17

I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
209920,41	283098,70
547586,66	334328,16

- Calcul des modules de déformation :

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

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 4,87mm \quad (L = 9,05m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 10,99mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 6,12mm \langle \bar{f} = 14,05mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse):

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 5,50mm \quad (L = 7,85m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 6,804mm$$

$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 1.304mm \langle \bar{f} = 12,85mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Partie administration :**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse):**

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 4,57mm \quad (L = 6,00m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 10,07mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 5,50mm \langle \bar{f} = 11,00mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse):

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,33mm \quad (L = 5,70m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,61mm$$

$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 1.28mm \langle \bar{f} = 10,70mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

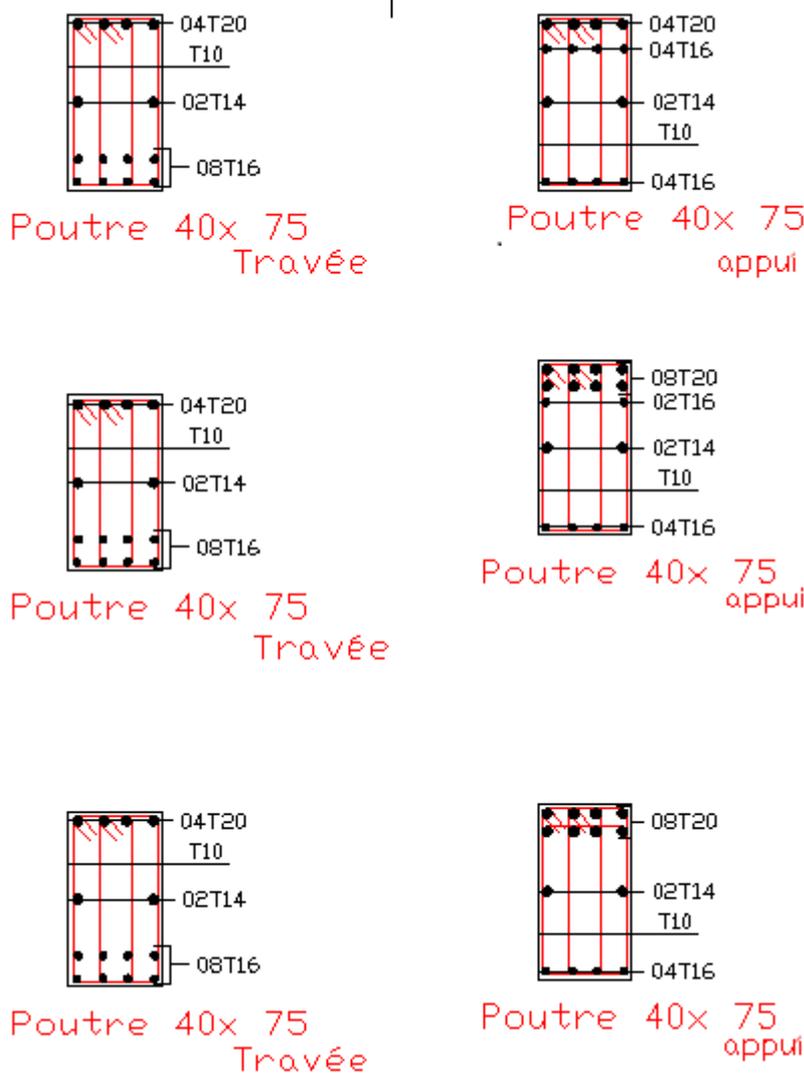


Figure V.5: Ferraillage des poutres secondaires –Administration-

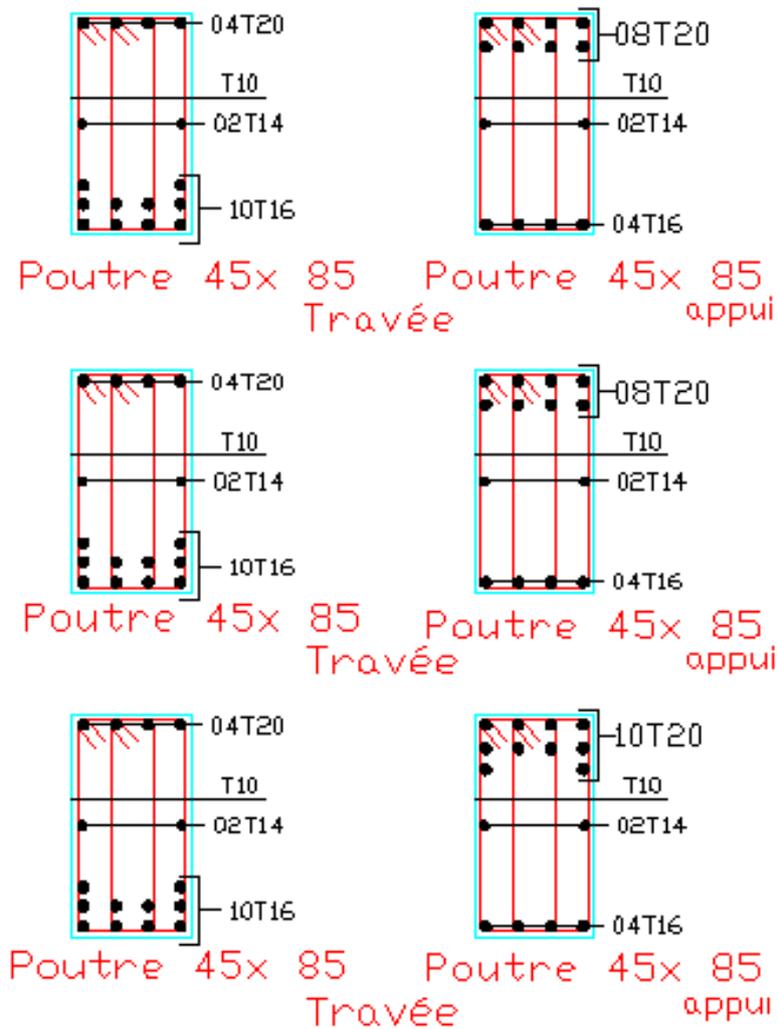


Figure V.6: Ferraillage des poutres porteuses Administration-

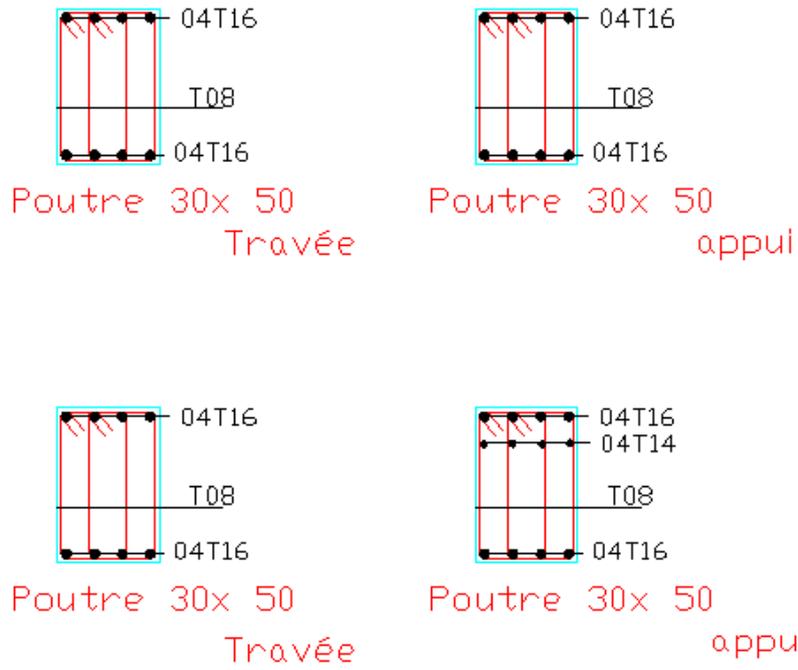


Figure V.7: Ferraillage des poutres porteuses-salles de classes-

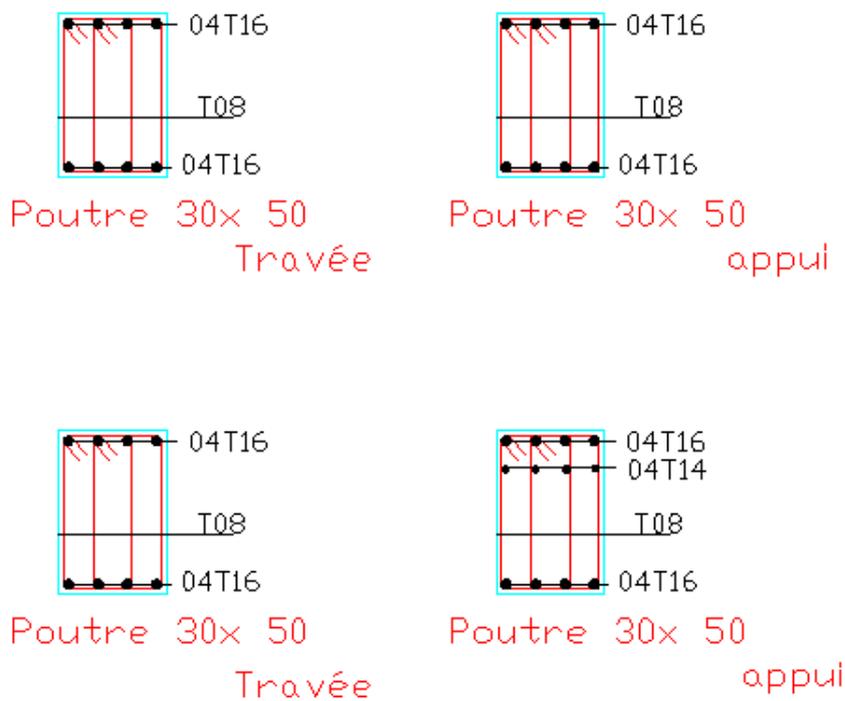


Figure V.8: Ferraillage des poutres secondaires-salles de classes-

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES

V.4.1 GENERALITES

Les voiles et 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, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

Remarque :

Des voiles en acier ont été très rarement utilisés pour des contreventements de structures métalliques (*steel shear walls*) pour des bâtiments de grande hauteur aux Etats-Unis, à la place des traditionnelles diagonales.

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché » [10] et [10]'.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile. [9]

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

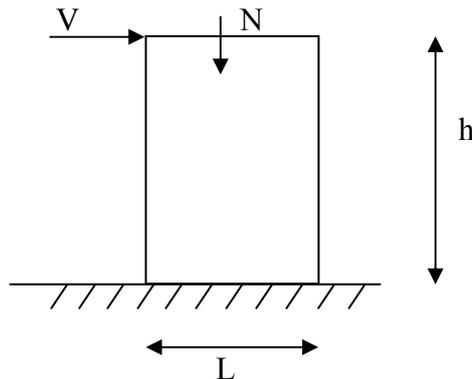
De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments

constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. [10]

V.4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES [12]

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La *figure1* montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



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_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du 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 horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

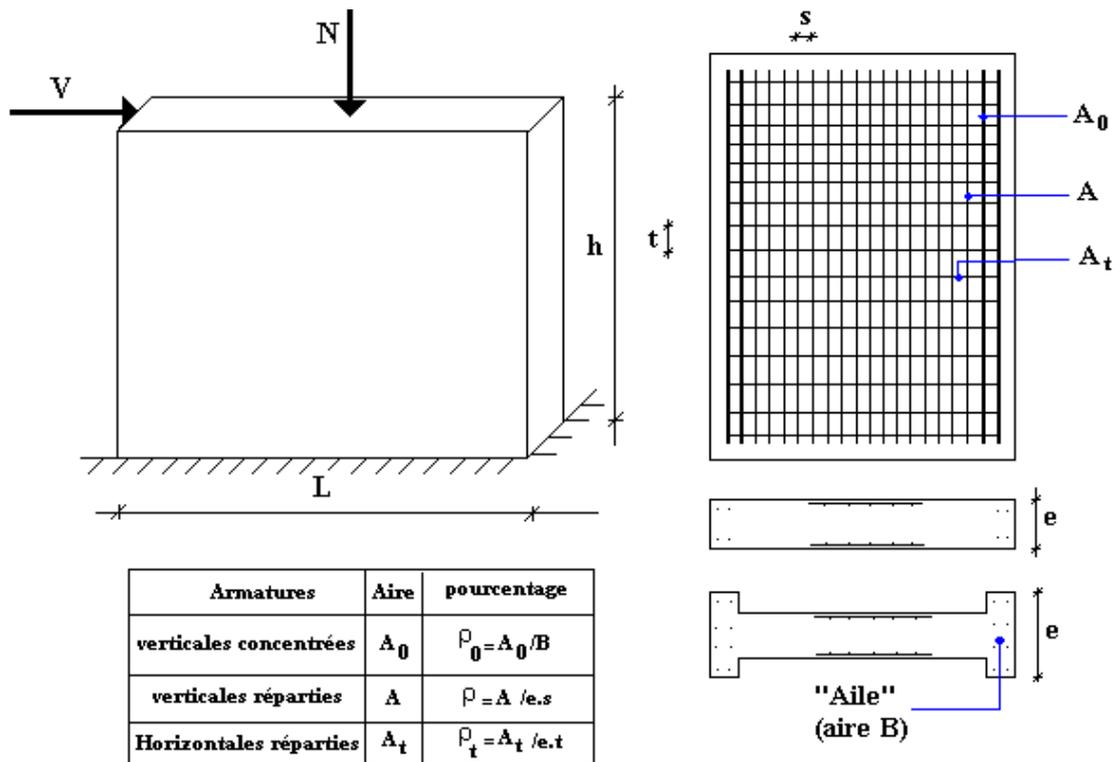


Figure V.1 Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.3. JUSTIFICATION S SOUS SOLLICITATIONS NORMALES [11]

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'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

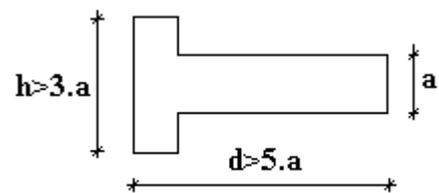


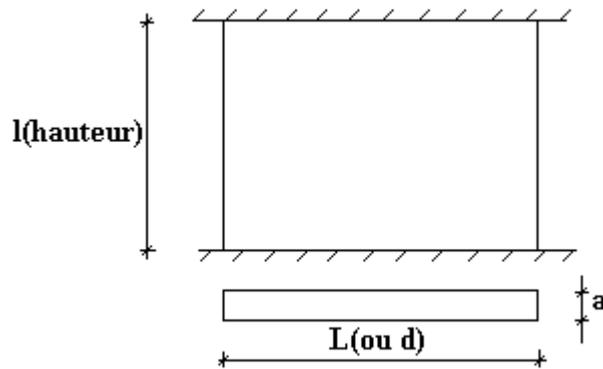
fig.2 Définition de l'élément mur

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.



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 :

Tableau V.28 : Valeurs de (l_f/l)

<i>Liaisons du mur</i>		<i>Mur armé verticalement</i>	<i>Mur non armé verticalement</i>
<i>Mur encastré en tête et en pied</i>	<i>Il existe un plancher de part et d'autre</i>	0,80	0,85
	<i>Il existe un plancher d'un seul côté</i>	0,85	0,90
<i>Mur articulé en tête et en pied</i>		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU : [9]

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:

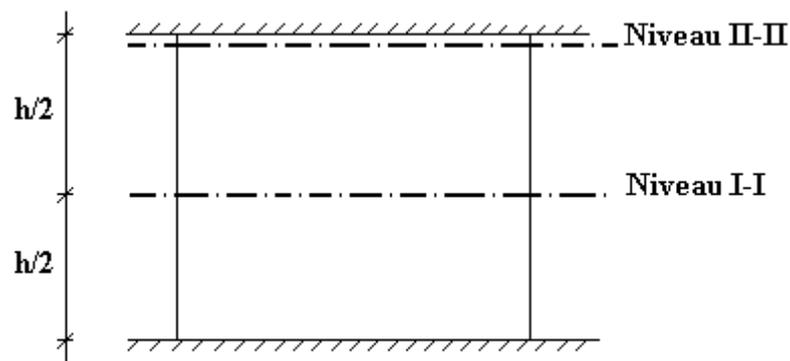
Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir [11].

Tableau V.86 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
<i>Pour $\lambda \leq 50$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<i>Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification : [9]

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux : [9]

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 :**Tableau V.87 : Aciers verticaux et horizontaux**

	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = 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) [9] ,[11]

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V.88 : Aciers transversaux

	<i>Nombres d'armatures transversales</i>	<i>Diamètre ϕ_t</i>
$\phi_l \leq 12mm$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12 mm < \phi_l \leq 20mm$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20mm < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

f. Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

V.4.4. PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUMEAUX [12]

V.4.4.1. INTRODUCTION

Pour le ferrailage des trumeaux, 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 comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.4.4.2. MÉTHODE SIMPLIFIÉE (VARIANTE 2) POUR LES VOILES RECTANGULAIRES [9]

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes (variante 2), proposé en référence [9].
- Le *DTU 23.1 NF* (ou le *DTR B-C 2.42*) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Nota:

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du *SAP 2000* (il s'agit des contraintes S_{22})
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- D'après [12] les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes importantes de traction (ici G+Q+E) du moment que celles de compression sont très loin de la contrainte du béton armé.

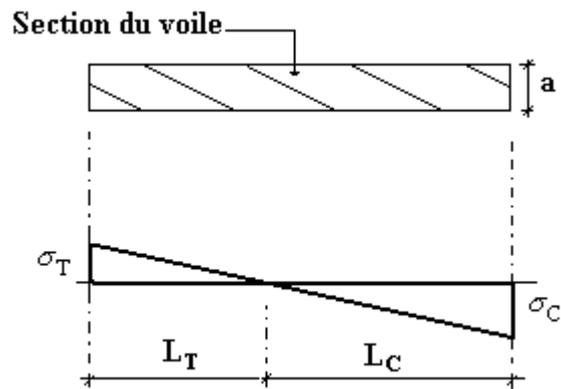
Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & (\text{traction}) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (\text{compression}) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N : effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)



1^{er} cas :

Section Entièrement Comprimée : [9]

Le **DTU 23.1, art 4.224** permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur L_i est tel que :

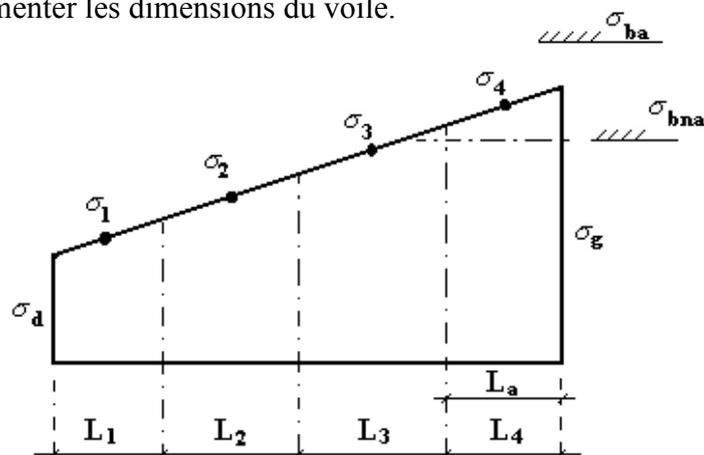
$$L_i \leq \text{Min} \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i .

- ✓ Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression.
- ✓ Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.



Section rectangulaire entièrement comprimée

2^{ème} cas :

Section Partiellement Tendue : [9]

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir **1^{er} cas**.
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$

V.4.4.4. ACIERS SUPPLÉMENTAIRES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

[10]

➤ *Aciers de peau* : pour limiter les effets hygrothermiques

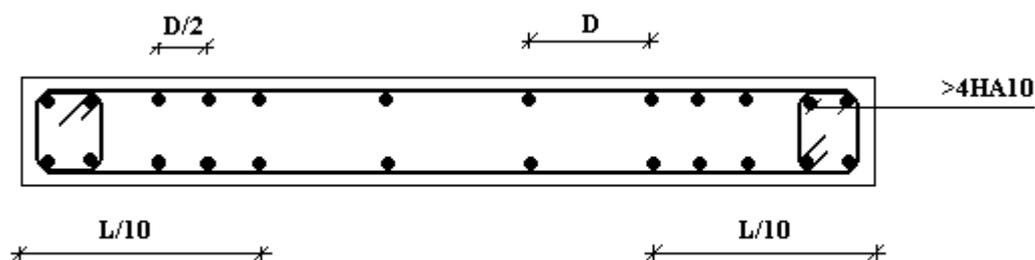
Tableau V.89 : Aciers supplémentaires

<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	0,5	0,33

V.4.4.5. PRÉCONISATION DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 VERSION2003)

a. *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 0,2%.
- 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 $l/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



Disposition des Armatures verticales des voiles

b. 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.

c. 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.

Exemple de calcul :

Soit le voile de longueur

$$L = 2,5m$$

$$a = 0,25m \text{ (épaisseur)}$$

$$h_e = 4,00 m \text{ (hauteur d'étage)}$$

A la base du voile on lit sur le fichier output du **SAP2000**.

$$S_{12} = \tau = 1,18MPa$$

Pour S_{12} et S_{22} on lira les valeurs maximales entre les valeurs **TOP** et **BOT**.

- **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de $4,00$ d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4,00 - 0,55 = 3,45m$ (0,55m : hauteur de la poutre)

Tableau V.90 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3,45 \times 0,85 = 2,93$	$3,45 \times 0,8 = 2,76$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,18} = 56,38$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,18} = 53,11$
Coefficient α		0,381	0,532
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	M^2	$(a-0,02)l = (0,25-0,02)l = 0,23$	$(a-0,02)l = (0,18-0,02)l = 0,23$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \lim}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,381 \left[\frac{0,23 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,25} \right]$ $\sigma_{bna} = 8,47 MPa$	$\sigma_{ba} = \frac{0,532}{0,25} \left(\frac{0,23 \times 25}{0,9 * 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 12,03 MPa$

Remarque:

$\sigma_{ba} = 15,24 MPa$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,25) (1) m^2$$

$$A_s = 2,5 cm^2 = 2,5 \cdot 10^{-4} m^2$$

- **Longueur de traction:**

$L = 4,6m$ longueur du voile, est calculer par la formule des triangles semblable ou :

$$L_t = \frac{4,6 \times \sigma_1}{(\sigma_2 - \sigma_1)} + 4,6$$

- **Armatures de traction:**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

$$\text{Soit : } l^i \leq \frac{h_e}{2} = 0,833m$$

Tableau V.91 : Calcul des armatures verticales de l'exemple

<i>Bande (ou élément de voile)</i>	1	2	3
<i>Dimensions (m²) (a*li) = Sj</i>	0,208	0,208	0,208
<i>Contrainte moyenne par maille σj (MPa)</i>	-0,55	-0,35	6,3
<i>Force de traction Ft(MN) = σjSj</i>	Maille comprimée	Maille comprimée	1,31
<i>Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γs= 1)</i>	/	/	32,75
<i>Aciers minimaux (cm²) 1. Selon BAEL: 0,1% Sbéton 2. Selon RPA99: 0,2 % Sbéton</i>	/	/	2,08 4,16
<i>Acier total (sur deux faces en cm²) Si : espacement (mm)</i>	/	/	2*10HA16 = 40,21 $S_t = \frac{833}{10} = 83,3$
<i>$S \leq (1.5 a, 30cm)$ $S \leq 30 cm$</i>	/	/	Vérifié

- *Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) : "RPA99 version 2003"*

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot 1$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,18(250)(1000)}{400} 1,4 = 1135,75 \text{mm}^2$$

$$A_{vj} = 11,35 \text{cm}^2$$

La section précédente doit s'ajouter aux aciers verticaux calculés plus hauts, puis un choix final sera effectué.

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,18) (250) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 4,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{\text{section d'acier vertical de la bande la plus armée}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (40,21) = 26,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,25) (0,833) = 3,12 \text{ cm}^2 \quad [11]$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 26,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 9 \text{ HA14} = 27,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1150}{9} = 127,77 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 125 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$ vérifié

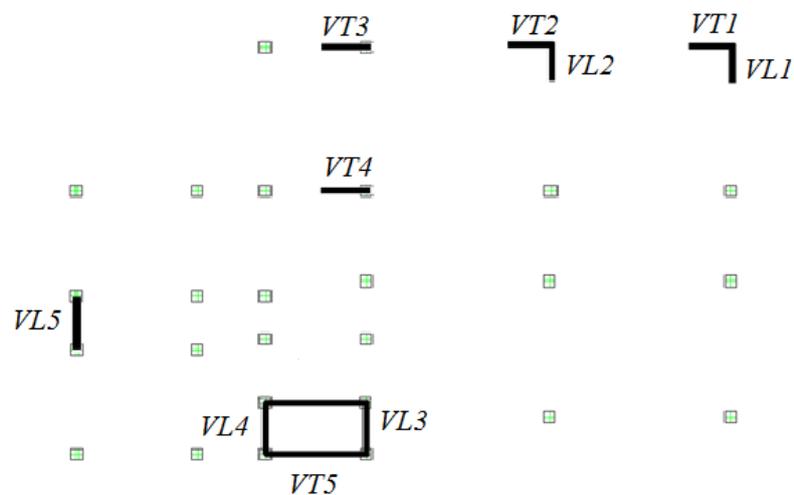


Tableau V.92 : Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles

N° DES VOILES	Niveau	$S_{22}=\sigma_1$ [MPa]	$S_{22}=\sigma_2$ [MPa]	Sollicitation
VT1	RDC, 1 ^{er}	12,65	13,56	SEC
	2 ^{ème} , 3 ^{ème}	9,72	11,23	SEC
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	6,97	11,65	SEC
VT2	RDC, 1 ^{er}	15,9	20,9	SEC
	2 ^{ème} , 3 ^{ème}	10,59	11,55	SEC
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	7,57	12,13	SEC
VT3	RDC, 1 ^{er}	16,41	20,69	SEC
	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	10,29	10,82	SEC
	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	7,04	10,81	SEC
VT4	RDC, 1 ^{er}	10,21	17,51	SEC
	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	6,42	9,62	SEC
	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	4,19	9,35	SEC
VT5	RDC, 1 ^{er}	6,79	10,74	SEC
	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	3,12	5,36	SEC
	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	1,04	2,27	SEC
VL1	RDC, 1 ^{er}	11,87	15,74	SEC
	2 ^{ème} , 3 ^{ème}	7,77	9,49	SEC
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	6,10	9,67	SEC
VL2	RDC, 1 ^{er}	11,82	17,54	SEC
	2 ^{ème} , 3 ^{ème}	5,48	7,81	SEC
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	4,27	8,61	SEC
VL3	RDC, 1 ^{er}	13,37	15,23	SEC
	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5,92	5,40	SPC
	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	3,69	4,87	SEC
VL4	RDC, 1 ^{er}	19,27	22,34	SEC
	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	12,79	13,27	SEC
	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	8,56	8,48	SPC
VL5	RDC, 1 ^{er}	9,37	13,76	SEC
	2 ^{ème} , 3 ^{ème}	7,03	8,76	SEC
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	4,18	6,55	SEC

Nota : Les valeurs des contraintes dans les voiles sont lues à partir du fichier **SAP 2000**.
Selon les combinaisons de charge la plus défavorable des contraintes tangentielles.

- *Armature verticale de traction :*

Tableau V.93 : Calcul des armatures du voile (VT1)

Niveau	Bande (m)	S_i (m ²)	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	A_v^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
RDC, 1 ^{er}	1	0,25	2,76	0,69	17,25	1,43	13,76	31,01	2x5T20	31,42	20,00
	2	0,25	6,21	1,91	47,75			61,69	2x7T25	68,72	14,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1	0,25	1,61	0,4	10	1,45	13,94	23,94	2x5T20	31,42	20,00
	2	0,25	2,48	0,62	15,5			29,44	2x5T20	31,42	20,00
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	1	0,25	4,14	1,03	25,75	1,35	12,99	38,74	2x7T20	43,98	14,00
	2	0,25	2,76	0,69	17,25			30,24	2x5T20	31,42	20,00

Tableau V.94 : Calcul des armatures du voile (VT2)

Niveau	Bande (m)	S_i (m ²)	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	A_v^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
RDC, 1 ^{er}	1	0,25	2,18	0,55	13,75	1,38	13,27	27,02	2x5T20	31,42	20,00
	2	0,25	6,84	1,61	40,25			53,52	2x6T25	58,90	15,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1	0,25	-0,418	/	/	1,49	14,34	3,75	2x5T16	20,10	20,00
	2	0,25	2,34	0,59	14,75			29,09	2x5T20	31,42	20,00
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	1	0,25	-0,28	/	/	1,39	13,37	3,75	2x5T16	20,10	20,00
	2	0,25	2,24	0,56	14			37,55	2x6T20	37,70	15,00

Tableau V.95 : Calcul des armatures du voile (VT3)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC, 1 ^{er}	1	0,208	1,11	0,23	5,75	1,36	10,89	16,64	2x5T16	20,10	15,00
	2	0,208	1,59	0,33	8,25			19,14	2x5T16	20,10	15,00
	3	0,208	9,02	1,88	41,90			52,79	2x6T25	58,90	13,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	1	0,208	0,11	0,023	0,58	1,22	9,77	10,35	2x5T16	20,10	15,00
	2	0,208	0,14	0,029	0,73			10,5	2x5T16	20,10	15,00
	3	0,208	2,64	0,55	13,75			23,52	2x6T16	24,12	13,00
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	1	0,208	0,4	0,083	2,08	1,11	8,89	10,97	2x5T16	20,10	15,00
	2	0,208	0,45	0,094	2,35			11,24	2x5T16	20,10	15,00
	3	0,208	2,44	0,508	1,27			10,16	2x6T12	13,58	13,00

Tableau V.96 : Calcul des armatures du voile (VT4)

Hauteur (m)	bande	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm^2)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm^2)	A_v (cm^2)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm^2)	S_t (cm)
RDC, 1 ^{er}	1	0,208	-0,55	/	/	1,18	9,45	12,57	2x5T14	15,40	15,00
	2	0,208	-0,35	/	/			12,57	2x5T14	15,40	15,00
	3	0,208	6,3	1,31	32,75			42,2	2x5T25	49,08	15,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème}	1	0,208	-1,62	/	/	1,48	11,84	14,96	2x5T14	15,40	15,00
	2	0,208	-1,53	/	/			14,96	2x5T14	15,40	15,00
	3	0,208	0,57	0,12	3			14,84	2x5T14	15,40	15,00
5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème}	1	0,208	-1,12	/	/	1,41	11,28	14,40	2x5T14	15,40	15,00
	2	0,208	-0,87	/	/			14,40	2x5T14	15,40	15,00
	3	0,208	0,67	0,14	3,5			14,78	2x5T14	15,40	15,00

Tableau V.97 : Calcul des armatures du voile (VT5)

Hauteur (m)	bande	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm^2)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm^2)	A_v (cm^2)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm^2)	S_t (cm)
RDC, 1 ^{er}	1	0,25	4,09	1,02	25,5	1,43	13,76	39,26	2x7T20	43,98	14,00
	2	0,25	1,29	0,32	8			21,76	2x6T16	24,12	15,00
	3	0,25	0,63	0,16	4			17,76	2x6T16	24,12	15,00
	4	0,25	1,47	0,37	9,25			23,01	2x6T16	24,12	15,00
	5	0,25	4,31	1,08	27			40,16	2x7T20	43,98	14,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème}	1	0,25	2,33	0,58	14,5	1,23	11,84	26,34	2x7T16	28,14	14,00
	2	0,25	0,63	0,16	4			15,84	2x6T14	18,48	15,00
	3	0,25	-0,31	/	/			15,59	2x6T14	18,48	15,00
	4	0,25	-0,33	/	/			15,59	2x6T14	18,48	15,00
	5	0,25	1,770	0,44	11			22,84	2x7T16	28,14	14,00
5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème}	1	0,25	0,58	0,15	3,75	0,97	9,34	13,09	2x6T12	13,58	15,00
	2	0,25	-0,26	/	/			13,09	2x6T12	13,58	15,00
	3	0,25	-0,42	/	/			3,75	2x6T12	13,58	15,00
	4	0,25	-0,32	/	/			3,75	2x6T12	13,58	15,00
	5	0,25	0,23	0,058	1,45			10,79	2x6T12	13,58	15,00

Tableau V.98 : Calcul des armatures du voile (VL1)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC, 1 ^{er}	1	0,25	2,37	0,59	14,75	1,08	10,38	25,13	2x7T16	28,14	14,00
	2	0,25	6,39	1,59	39,55			50,11	2x6T25	58,90	15,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1	0,25	0,83	0,21	5,25	1,18	11,35	16,6	2x7T14	21,56	14,00
	2	0,25	1,22	0,31	7,75			19,1	2x7T14	21,56	14,00
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	1	0,25	0,24	0,06	1,5	1,11	10,68	12,18	2x7T12	15,84	14,00
	2	0,25	1,81	0,45	11,25			21,93	2x7T14	21,56	14,00

Tableau V.99 : Calcul des armatures du voile (VL2)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC, 1 ^{er}	1	0,25	1,91	0,48	12	1,22	11,73	23,73	2x7T16	28,14	14,00
	2	0,25	6,16	1,54	38,5			50,23	2x6T25	58,90	15,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1	0,25	-0,37	/	/	1,33	12,79	3,75	2x7T14	21,56	14,00
	2	0,25	0,92	0,23	5,75			18,54	2x7T14	21,56	14,00
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	1	0,25	0,16	0,04	1	1,30	12,50	13,5	2x7T14	21,56	14,00
	2	0,25	1,56	0,39	9,75			22,25	2x6T16	24,12	15,00

Tableau V.100 : Calcul des armatures du voile (VL3)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC, 1 ^{er}	1	0,35	4,07	1,42	35,61	2,64	35,57	71,18	2x8T25	78,54	15,00
	2	0,35	2,77	0,97	24,24			59,81	2x10T20	62,83	14,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	1	0,35	1,84	0,64	16	1,97	26,54	42,54	2x8T20	50,27	15,00
	2	0,35	1,95	0,68	17			43,54	2x8T20	50,27	15,00
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	1	0,35	1,03	0,36	9	1,25	16,84	25,84	2x8T16	32,16	15,00
	2	0,35	0,81	0,28	7			23,84	2x8T16	32,16	15,00

Tableau V.101 : Calcul des armatures du voile (VL4)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC, 1 ^{er}	1	0,233	8,03	1,87	46,75	1,68	15,06	61,81	2x7T25	68,72	13,00
	2	0,233	3,6	0,84	21			36,06	2x6T20	37,70	15,00
	3	0,233	2,93	0,68	17			31,06	2x6T20	37,70	15,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	1	0,233	4,11	0,96	24	1,32	11,83	35,83	2x6T20	37,70	15,00
	2	0,233	0,66	0,15	3,75			15,58	2x6T14	18,48	15,00
	3	0,233	0,45	0,11	2,75			14,58	2x6T14	18,48	15,00
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	1	0,233	2,08	0,048	1,2	1,26	11,29	12,49	2x6T14	18,48	15,00
	2	0,233	0,18	0,042	1,05			12,34	2x6T14	18,48	15,00
	3	0,233	0,18	0,042	1,05			12,34	2x6T14	18,48	15,00

Tableau V.102 : Calcul des armatures du voile (VL5)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC, 1 ^{er}	1	0,188	5,01	0,94	23,5	1,26	9,11	32,61	2x6T20	37,70	12,00
	2	0,188	/	/	/			2,82	2x4T16	16,08	18,00
	3	0,188	/	/	/			2,82	2x4T16	16,08	18,00
	4	0,188	5,36	1,01	25,25			34,36	2x6T20	37,70	12,00
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1	0,188	3,9	0,73	18,25	1,39	10,05	28,3	2x6T20	37,70	12,00
	2	0,188	3,04	0,57	14,25			24,3	2x4T20	25,14	18,00
	3	0,188	1,17	0,22	5,5			15,55	2x4T16	16,08	18,00
	4	0,188	3,98	0,75	18,75			28,8	2x6T20	37,70	12,00
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	1	0,188	1,11	0,21	5,18	0,67	4,84	10,02	2x6T12	13,58	12,00
	2	0,188	-0,24	/	/			2,82	2x4T12	9,04	18,00
	3	0,188	-0,64	/	/			2,82	2x4T12	9,04	18,00
	4	0,188	1,24	0,23	5,75			10,59	2x6T12	13,58	12,00

Remarque :

Si tous les contrainte de voile $\sigma < 0$, on n'a pas besoin d'armatures de traction on prendra alors les valeurs minimales $A_{s \min} = 6 \text{ cm}^2$

- **Armature verticale de compression :**

Si $\sigma^{\max} < \sigma_{ba} \Rightarrow$ le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$$

Selon le BAEL : $\rho_v = 0,10\%$

Selon le RPA 99: $\rho_v = 0,15\%$

$$A_{v \text{ cal}} = \text{Max}(A_{v \text{ RPA}} , A_{v \text{ BAEL}})$$

Le tableau présente les valeurs des sections d'aciers de compression :

Voiles	lm (m)	$A_{v \text{ cal}}$ (cm ²)
VT1	1	3,75
VT2	1	3,75
VT3	0,832	3,12
VT4	0,832	3,12
VT5	1	3,75
VL1	1	3,75
VL2	1	3,75
VL3	1,4	5,25
VL4	0,932	3,49
VL5	0,752	2,82

- **Aciers horizontaux :**

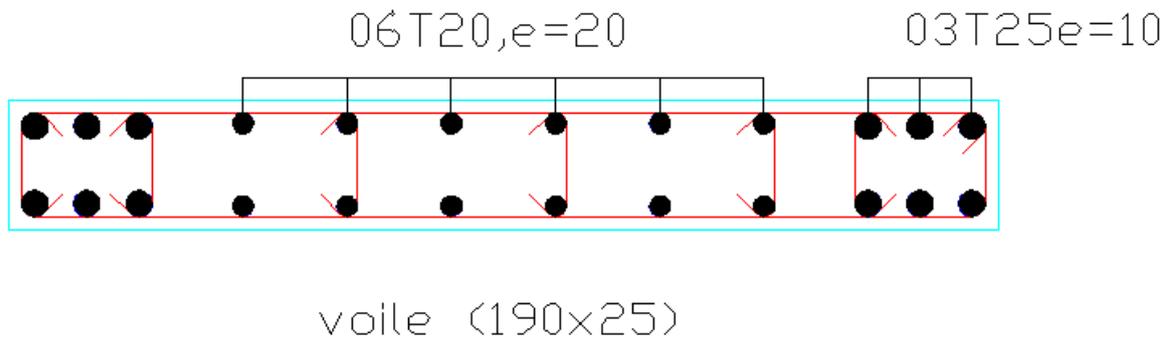
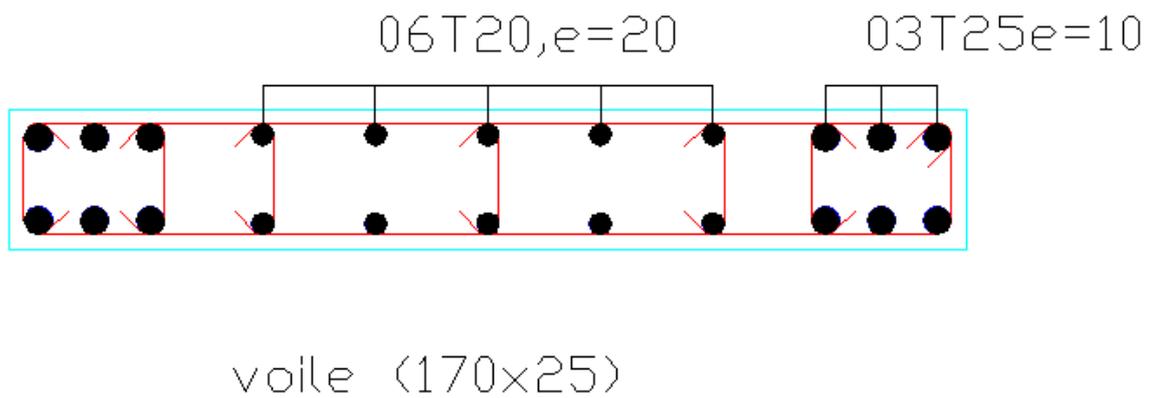
Tableau V.103 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
VT1	RDC, 1 ^{er}	1,43	5,86	45,81	3,75	45,81	2x8T20	50,26	12,00
	2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1,45	5,95	20,95	3,75	20,95	2x10T12	22,62	10,00
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	1,35	5,54	29,32	3,75	29,32	2x10T14	30,79	10,00
VT2	RDC, 1 ^{er}	1,38	5,66	39,27	3,75	39,27	2x10T16	40,21	10,00
	2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1,49	6,11	20,95	3,75	20,95	2x10T12	22,62	10,00
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	1,39	5,70	25,13	3,75	25,13	2x10T14	30,79	10,00
VT3	RDC, 1 ^{er}	1,36	5,58	39,27	3,12	39,27	2x10T16	40,21	10,00
	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	1,22	5,00	16,08	3,75	16,08	2x10T12	22,62	10,00

	5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème}	1,11	4,55	13,4	3,75	13,4	2x10T10	15,71	10,00
VT4	RDC, 1 ^{er}	1,18	4,84	32,72	3,75	32,72	2x10T16	40,21	10,00
	2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème}	1,48	6,07	10,27	3,75	10,27	2x10T10	15,71	10,00
	5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème}	1,41	5,78	10,27	3,75	10,27	2x10T10	15,71	10,00
VT5	RDC, 1 ^{er}	1,43	5,86	29,32	3,75	29,32	2x10T14	30,79	10,00
	2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème}	1,23	5,04	18,76	3,75	18,76	2x10T12	22,62	10,00
	5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème}	0,97	3,98	9,05	3,75	9,05	2x10T10	15,71	10,00
VL1	RDC, 1 ^{er}	1,08	4,43	39,27	3,75	39,27	2x10T16	40,21	10,00
	2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1,18	4,84	14,37	3,75	14,37	2x10T10	15,71	10,00
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	1,11	4,55	14,37	3,75	14,37	2x10T10	15,71	10,00
VL2	RDC, 1 ^{er}	1,22	5,00	39,27	3,75	39,27	2x10T16	40,21	10,00
	2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1,33	5,45	14,37	3,75	14,37	2x10T10	15,71	10,00
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	1,30	5,33	16,08	3,75	16,08	2x10T12	22,62	10,00
VL3	RDC, 1 ^{er}	2,64	10,82	52,36	5,25	52,36	2x9T20	56,54	10,00
	2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème}	1,97	8,08	33,51	5,25	33,51	2x10T16	40,21	10,00
	5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème}	1,25	5,13	21,44	5,25	21,44	2x10T12	22,62	10,00
VL4	RDC, 1 ^{er}	1,68	6,89	45,81	3,49	45,81	2x8T20	50,26	12,00
	2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème}	1,32	5,41	25,13	3,49	25,13	2x10T14	30,79	10,00
	5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème}	1,26	5,17	12,32	3,49	12,32	2x10T10	15,71	10,00
VL5	RDC, 1 ^{er}	1,26	5,17	25,13	2,82	25,13	2x10T14	30,79	10,00
	2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1,39	5,70	25,13	2,82	25,13	2x10T14	30,79	10,00
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	0,67	2,75	9,05	2,82	9,05	2x10T10	15,71	10,00

V.4.5. FERRAILLAGE DES VOILES DU SOUS – SOL

Les voiles du sous-sol travaillent en compression pure. Ils sont soumis à leur propre poids et à l'effort normal leur revenant de la superstructure, on adopte pour les voiles du sous-sol le même ferrailage que ceux du 1^{er} étage.

**Figure.V.9 : ferrailage de voiles VT1****Figure.V.10: ferrailage de voiles VT2**

VI.1. INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous poteau
 - Semelle filante sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VI.1.1. FONCTIONS ASSURÉES 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 du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.1.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.2. CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

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 : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1 + N_2$

N_1 : Charge de la superstructure calculée par la combinaison $[G+Q+E]$.

N_2 : Charge du sous-sol calculé par la combinaison $[1,35 G+1,5Q]$.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

N°	Poteaux	N (kN)
8	F-1	238.118
70	A-4	1240.6
7	E-1	486.058
65	A-3	3734.3
52	A-2	2230.63
51	A-1	1243.83
374	F-4	3073.68
359	F-5	2094.54
357	F-3	2447.8
336	E-4	5212.25
322	E-5	3274.8
321	E-3	4060.53
314	D-5	4000.455
306	D-4	5438.7
244	D-3	2164
243	D-2	1503.3
242	D-1	2308
172	C-5	2938
171	C-4	2614
170	C-3	1904.7
169	C-2	1696.8
168	C-1	2703.9
118	B-4	2074.52
117	B-3	2035.45
126	B-2	1900.6
115	B-1	1660.7

Tableau VI.1 : Effort normal appliqué sur les fondations

VI.2.1. SEMELLES ISOLÉES

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

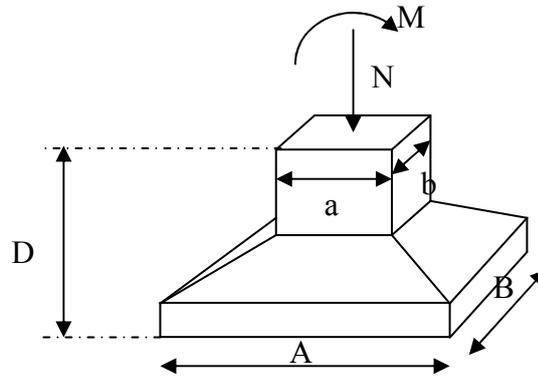


Figure VI.1 : Dimensions de la semelle isolée

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars}$$

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

N°	Poteaux	N(kN)	S(m ²)	A(m)	A ^{choisie} (m)
8	F-1	238.118	0.79	0.88	1
70	A-4	1240.6	6.2	2.49	2.5
7	E-1	486.058	2.43	1.56	2
65	A-3	3734.3	18.67	4.32	4.5
52	A-2	2230.63	11.15	3.34	3.5
51	A-1	1243.83	6.22	2.49	3.5
374	F-4	3073.68	15.36	3.92	4
359	F-5	2094.54	10.47	3.23	3.5
357	F-3	2447.8	12.24	3.49	3.5
336	E-4	5212.25	26.06	5.1	5.5
322	E-5	3274.8	16.37	4.04	4.5
321	E-3	4060.53	20.3	4.5	5
314	D-5	4000.455	20	4.47	4.5
306	D-4	5438.7	27.19	5.21	5.5
244	D-3	2164	10.82	2.74	3.00
243	D-2	1503.3	7.52	3.47	3.5
242	D-1	2308	11.54	3.4	3.5
172	C-5	2938	14.69	3.83	4
171	C-4	2614	13.07	3.61	4
170	C-3	1904.7	9.52	3.08	3.5
169	C-2	1696.8	8.484	2.91	3
168	C-1	2703.9	13.52	3.67	4
118	B-4	2074.52	10.37	3.22	3.5
117	B-3	2035.45	10.17	3.18	3.5
126	B-2	1900.6	9.5	3.08	3.5
115	B-1	1660.7	8.3	2.88	3

Tableau VI.2 : Sections des semelles isolées

- **Vérification de la mécanique des sols** :(Vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que :

L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

On a : $1,5xb = 4,5m > L_{\min} = 3,00 m$ non vérifié

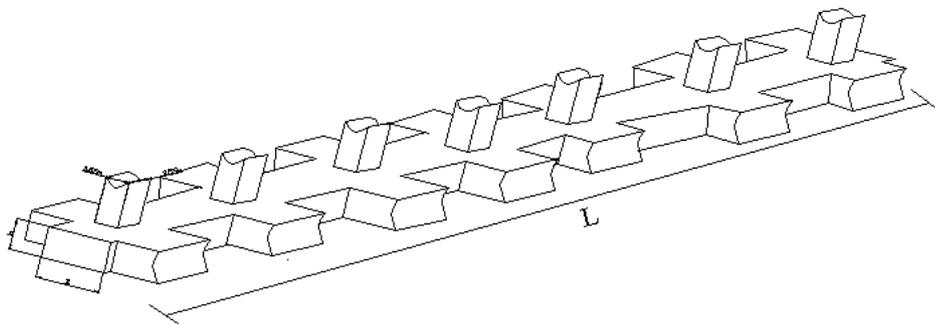
Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.2. SEMELLES FILANTES

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

**Figure VI.2 : Semelle filante**

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Files	N (kN)	S (m45.4 ²)	L (m)	B (m)	B ^{choisie} (m)
A	8449,36	44,42	22,21	1,9	2,00
B	7671,21	44,42	22,21	1,73	2,00
C	17407,64	88,84	22,21	2,67	3,00
D	15414,45	88,84	22,21	3,47	3,50
E	17407,64	88,84	22,21	3,92	4,00
F	7854,135	44,42	22,21	1,77	2,00

Tableau VI.3 : Sections des semelles filantes

- **Vérification de la mécanique des sols :** (Vérification de l'interférence entre deux semelles filantes)

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 2,5xB$

Tel que :

L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

$2,5xB = 7,5 > L_{\min} = 3,35 \text{ m} \dots\dots\dots$ non vérifié

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on opte un radier général.

VI.2.3. RADIER GÉNÉRAL

VI.2.3.1. INTRODUCTION

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement générale de la construction.
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). Les nervures sont vers le bas car le sous-sol est une AIR de STOCKAGE.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.2.3.2. SURFACE NÉCESSAIRE

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 56536,449 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve : $S \geq 282,682 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 646,204 \text{ m}^2$

Donc la surface totale du radier est $646,204 \text{ m}^2$

VI.2.3.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE RADIER

1. DETERMINATION DE L'ÉPAISSEUR DU RADIER :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 9m \Rightarrow 36cm \leq h_1 \leq 45cm$$

$$\Rightarrow h_1 = 40,00cm$$

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 : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000MPa$).

B : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1m$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4[kg/cm^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3]$ → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 73,8cm$$

$$\Rightarrow h_2 = 73,80cm$$

c. Condition de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ ^[2]

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous sol).

$$N_u = 87018,726 kN$$

$$L = 9m ; b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 26,89cm$$

$$\Rightarrow h_3 = 26,89cm$$

Conclusion :

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2 ; h_3) = 73,8 cm$$

On prend : $h=75cm$.

2. DIMENSIONNEMENT DES NERVURES

a. largeur des nervures :

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{900}{10} = 90cm$$

On opte pour : $b=90cm$

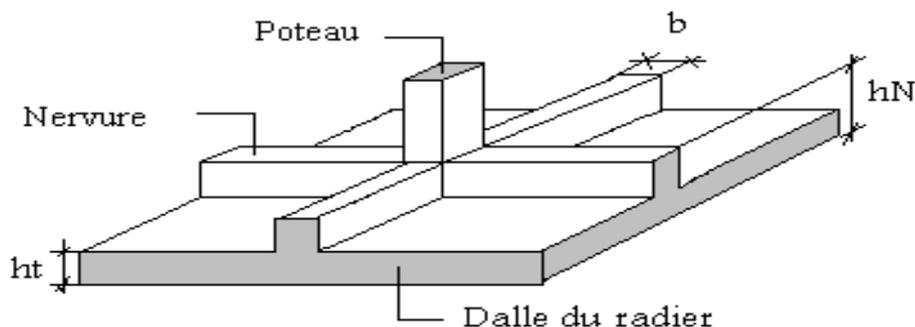


Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

b. La hauteur des nervures :

- **Condition de non poinçonnement**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h^3 \cdot f_{c28}^{121}$$

Avec

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 6820,431kN$)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a, b = Dimensions du poteau du sous sol (80x80).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28} \quad \Rightarrow h_1 \geq 95,82 \text{ cm}$$

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max} = 9,00 \text{ m}$

$$\Rightarrow 60 \text{ cm} < h_2 < 90 \text{ cm}$$

On prend : $h_2 = 55 \text{ cm}$

Conclusion :

$$h_N \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 95,82 \text{ cm}$$

On prend : $h_N = 100 \text{ cm}$.

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h = 75 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 100 \text{ cm} \\ b = 90 \text{ cm} \end{cases}$

VI.2.3.4. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER

a. Position du centre de gravité :

$$x_G = 17,16 \text{ m}$$

$$y_G = 10,84 \text{ m}$$

b. Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 21678,7 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 49264 \text{ m}^4$$

VI.2.3.5. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

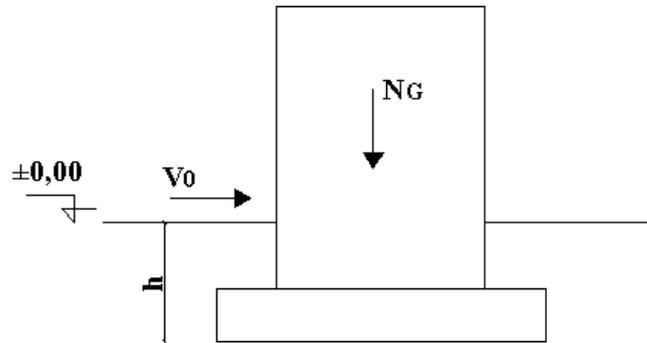


Figure VII.4 : Schéma statique du bâtiment

Sens x-x:

$M_0=157801,13 \text{ kNm}$; $V_0=6416,6 \text{ kN}$; $h=6,75 \text{ m}$

Donc: $M_R=201113,8 \text{ kNm}$

$N_G=N_{G1}+N_{G2}+N_{G3}$

Avec:

N_{G1} : Poids propre de la superstructure.

N_{G2} : Poids propre de l'infrastructure.

N_{G3} : Poids propre du radier.

On a: $N_{G1}=47921,4 \text{ kN}$

$N_{G2}=6845,914 \text{ kN}$

$N_{G3}=\rho_b.S.h=25 \times 646,204 \times 0,75=12116,325 \text{ kN}$

Donc: $N=78729,423 \text{ kN}$

$M_s=N x_G= 1316676,9 \text{ kNm}$

$\frac{M_s}{M_R} = 6,54 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y :

$M_0=158886,37 \text{ kNm}$; $V_0=6585,46 \text{ kN}$; $h=6,75 \text{ m}$

Donc: $M_R=203338,22 \text{ kNm}$

$M_s=N y_G=831746,94 \text{ kNm}$

$\frac{M_s}{M_R} = 4,09 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.2.3.6. CALCUL ET VERIFICATION DES CONTRAINTES

$$\sigma_{sol} = 2bars$$

Les contraintes du sol sont données par:

a. Sollicitation du premier genre :

À l'ELS:
$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{76729,423}{646,204} = 117,2kN/m^2$$

$$\sigma_{ser} = 117,2kN/m^2 < \sigma_{sol} = 200kN/m^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit v\erifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

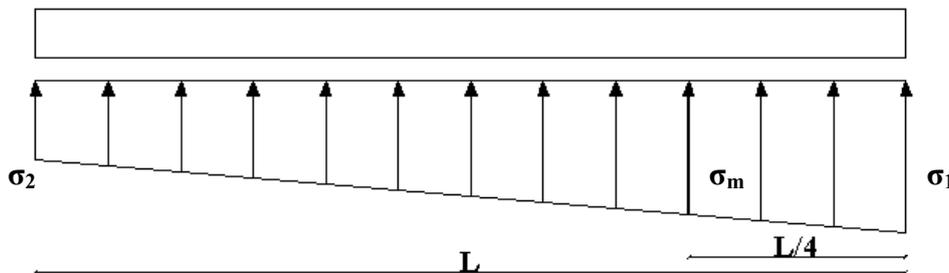


Figure VII.5 : Contraintes sous le radier

On v\erifie que :

σ_1 : Ne doit pas d\epasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour \eviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inf\erieur \grave{a} } 1,33\sigma_{sol}$$

ELU :

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
Sens x-x	145,23	132,49	142,045
Sens y-y	140,681	135,041	139,27
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELU

ELS :

$$N_{ser} = 76729,424 kN$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 kN/m^2$$

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
Sens x-x	123,57	110,83	120,385
Sens y-y	120,02	114,38	118,61
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.2.3.7. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier:

a.1. Détermination des efforts: ^[2]

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,85M_x$
 $M_{ty} = 0,85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,75M_x$
 $M_{ty} = 0,75M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

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

a.2. Valeur de la pression sous radier :

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 142,045kN / m$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 120,385kN / m$$

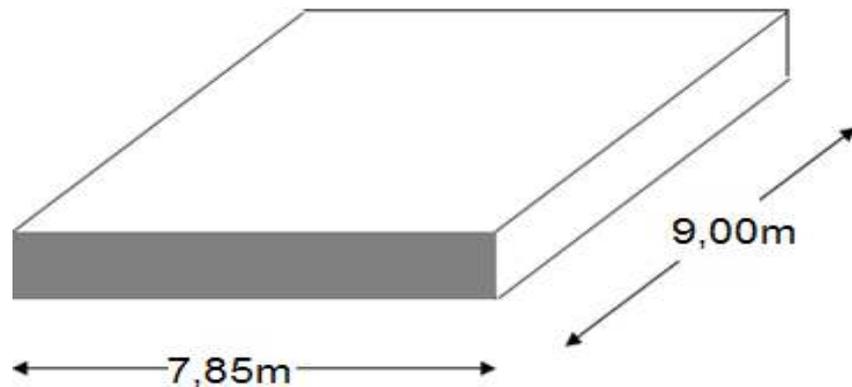


Figure VI.6 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

CALCUL DES MOMENTS

On prend le panneau le plus sollicité avec :

$$L_x = 7,45m ; L_y = 9m$$

a.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$):

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P	7,85	9	0,88	0,0476	0,7438	142,045	375,27	318,98	279,12	237,25	112,58

Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELU

a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P	7,85	9	0,88	0,0546	0,2168	120,38	364,82	310,1	299,7	254,77	109,45

Tableau VI.7 : Calcul des moments à l'ELS

a.5. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=75\text{cm}$
 $d=0,9h=67,5\text{cm}$

	<i>Sens</i>	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	<i>Choix</i>	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	<i>x-x</i>	318,98	0,049	0,063	657,93	13,94	8T16	16,09	15
	<i>y-y</i>	237,25	0,037	0,047	662,4	10,3	6T16	12,07	20
Appui	<i>x-x</i> <i>y-y</i>	112,58	0,017	0,022	669,07	4,84	4T16	8,04	25

Tableau VI.8 : Ferrailage des panneaux du radier

Espacement : ^[2]

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(225\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Travée :

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,50\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte : $S_t = 15\text{cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{4} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 20\text{cm}$

Appuis :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 25\text{cm}$

a.6. Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,7\text{cm}^2 < 12,07\text{cm}^2 \quad [2]$$

Donc la condition est vérifiée.

2. Vérification des contraintes à l'ELS : [2]

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	310,1	16,09	15,8	776579,1	6,31	15	309,26	240	Non
	y-y	254,77	12,07	13,9	609668,8	5,82	15	335,8	240	Non
Appuis	x-x	109,45	8,04	11,6	428881,8	2,96	15	213,9	240	oui
	y-y									

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

- Redimensionnement de la section d'armature :

	Sens	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	13,94	6T20	18,86	20
	y-y	10,3	6T20	18,86	20
Appui	x-x	4,84	4T16	8,04	20
	y-y				

Tableau VI.10 : Redimensionnement des armatures

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	310,1	18,86	16,92	885218,9	5,46	15	239	240	OK
	y-y	254,77	18,86	16,91	885218,9	4,49	15	207,2	240	OK
Appuis	x-x	109,45	8,04	11,08	253479,18	3,79	15	173,87	240	OK
	y-y									

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes

b. Ferrailage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifier 99" [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

b.2. Calcul des armatures :

$b=90cm ; h=100cm ; d=90cm$

- **Sens porteur (x-x) :**

$L=7,85m ; q=142,045kN/ml$

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	930,024	0,085	0,111	86	31,09	10T20	44,17
Appuis	547,1	0,05	0,064	87,69	17,94	10T16	20,11

Tableau VI.12 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur (y-y) :**

$L=9m ; q=142,045kN/ml$

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	1222,47	0,112	0,148	84,51	41,52	9T25	44,17
Appuis	719,1	0,066	0,085	86,93	23,78	9T20	28,29

Tableau VI.13 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

b.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 11,64cm^2 < 20,11cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	788,2	31,31	25,91	3195014	7,48	15	288,1	240	Non
	y-y	1036,1	44,17	29,77	3195014	8,68	15	273,7	240	Non
Appuis	x-x	463,65	20,11	21,44	171356	5,23	15	260,3	240	Non
	y-y	609,45	28,29	24,8	2261519	6,02	15	246,4	240	Non

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes

On a trouvée:

❖ **En travée :**

L'axe x-x :

$\sigma_s = 288,1 \text{ MPa} > 240 \text{ MPa} \Rightarrow$ Il faut redimensionner la section d'acier à l'ELS ;

On prend: **9T25** = 44,17 cm² s_t = 15cm $\Rightarrow y = 29,77\text{cm}$; I = 3195014cm⁴ ;

$\sigma_s = 208,3\text{MPa} < 240 \text{ MPa}$ vérifiée.

L'axe y-y

$\sigma_s = 273,7 \text{ MPa} > 240 \text{ MPa} \Rightarrow$ Il faut redimensionner la section d'acier à l'ELS ;

On prend: **9T20** = 28,29 cm² s_t = 15cm $\Rightarrow y = 31,06\text{cm}$; I = 3457995cm⁴ ;

$\sigma_s = 187,5\text{MPa} < 240 \text{ MPa}$ vérifiée

❖ **Sur appuis**

L'axe x-x

$\sigma_s = 260,3 \text{ MPa} > 240 \text{ MPa}$ on prend : **10T25** = 49,11cm² $\Rightarrow y = 24,8\text{cm}$;

I = 2261519cm⁴ ;

$\sigma_s = 187,5 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$ vérifiée

L'axe y-y

$\sigma_s = 246,4 \text{ MPa} > 240 \text{ MPa} \Rightarrow$ Il faut redimensionner la section d'acier à l'ELS

On prend: **10T20** = 31,43 cm² s_t = 15cm $\Rightarrow y = 25,91\text{cm}$; I = 2458317cm⁴ ;

$\sigma_s = 222,8\text{MPa} < 200 \text{ MPa}$ vérifiée

2.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : ^[2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{142,045 \times 9}{2} = 639,2\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{639,2 \times 10^3}{900 \times 900} = 0,79\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

2.2. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifier 99 ^[1] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} = 0,5\text{MPa} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

- **RPA99 version 2003** ^[2] :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 22,5\text{cm} \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45\text{cm} \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_i; \frac{b}{10}\right) = 2,5\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \tau_u = 0,79\text{Mpa} ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; b = 90\text{cm} ; d = 81\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 1,69\text{cm}^2$$

On prend : 6T8 = 3,02cm²

2.3 Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction .

$$h = 90\text{ cm}$$

$$A_p = 3\text{ cm}^2 / \text{m} \times 0,9 = 3,33\text{ cm}^2$$

c. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 1,00\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

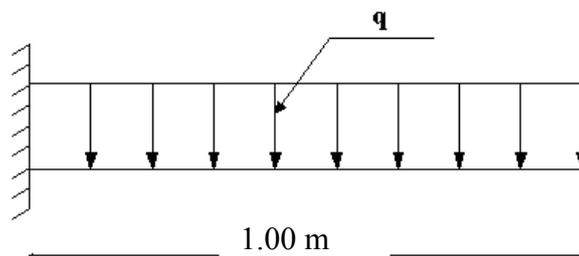


Figure VI.7 : Schémas statique

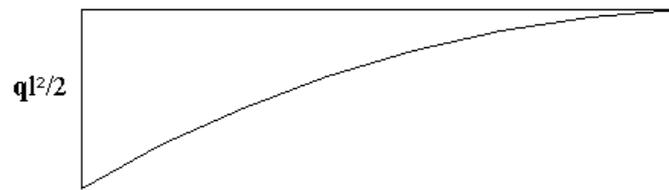


Figure VI.8 : Diagramme des moments

c.1. Calcul de ferrailage :

$$q_u = 142,045 \text{ kN/ml}, b = 100 \text{ cm}, h = 75 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$$

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$
Travée	71,02	0,0103	0,013	67,14	3,04

Tableau VI.15 : Ferrailage des débords

$$: A_s^{\text{choisit}} = 4\text{T14} = 6,16 \text{ cm}^2,$$

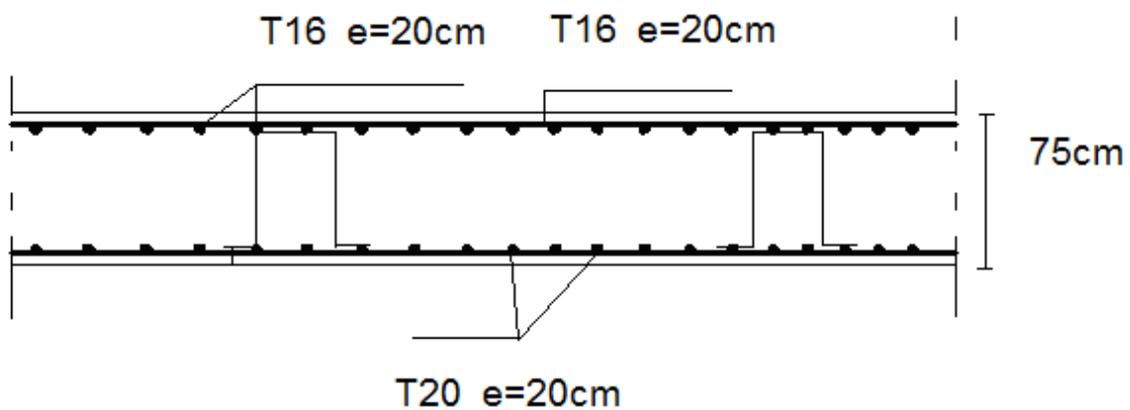
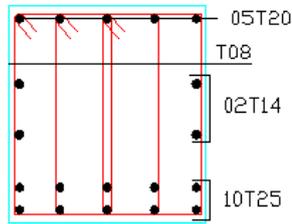
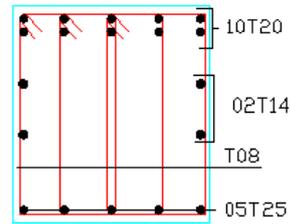


Figure VI.9 : Ferrailage de la dalle du radier



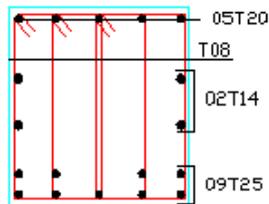
Travée



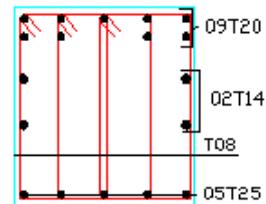
appui

Les Nervurés 90x100 sens Y-Y

Figure VI.10 : Ferrailage des nervurée sens Y-Y



Travée



appui

Les Nervurés 90x100 sens X-X

Figure VI.11 : Ferrailage des nervurée sens X-X

VI.3. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VI.3.1. 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.3.2. PRÉDIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
 - ✓ 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.3.3. 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.

$L_x = 5,00 \text{ m}$; $L_y = 9,00 \text{ m}$; $e = 25 \text{ cm}$.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1 m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifier 99 [1]**, la charge de poussées des terres est données par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1 m .

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 21,90 \text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H = 5,00$).

$$\varphi = 40^\circ,6 \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,2116$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 23,17 \text{ kN / ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 31,28 \text{ kN / ml}$$

VI.3.4. EFFORT DANS LA DALLE

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,55 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0894 ; \mu_y = 0,25$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 69,9 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 17,47 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 59,41 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 14,85 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 29,7 \text{ kNm}$$

VI.3.5. CALCUL DU FERRAILLAGE

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; d = 22,50 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	59,41	0,078	0	0,102	21,58	7,91	7T12	7,92	15
	y-y	17,47	0,023	0	0,029	22,24	2,26	6T8	3,02	16
Appuis	x-x y-y	29,7	0,039	0	0,049	22,05	3,87	6T10	4,71	16

VI.3.6. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0,0008 \text{ pour les barres de FeE400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{5,00}{9,00} \right) \frac{100 \cdot 25}{2} = 2,44 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 = 2,00 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 7,92 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,44 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,02 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2,00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 4,71\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 2,44\text{cm}^2 \\ A_y = 4,71\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 2,00\text{cm}^2 \end{cases}$$

VI.3.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 74,08\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 52,13\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 74,08\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{74,08 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,329\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

VI.3.8. VÉRIFICATION À L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,55 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 23,17\text{kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0936$$

$$\mu_y = 0,415$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 54,22\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 22,5\text{kNm}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 46,09\text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 19,125\text{kNm}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 27,11\text{kNm}$$

b. Vérification des contraintes:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	x-x	46,09	7,92	6,22	39507,96	7,25	15	OK
	y-y	19,125	3,02	4,08	17634,03	4,43	15	OK
Appuis	x-x	27,11	4,71	4,97	25802,9	5,23	15	OK
	y-y							

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 : [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \dot{\text{à}} \frac{1}{35} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,05 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,05 > 0,028 \dot{\text{à}} 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 3,52 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right. \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

À la lumière des résultats on peut conclure que :

- La forme irrégulière du bâtiment a été un facteur négatif qui a augmenté la complexité de son comportement ; et rendant nécessaire l'analyse tridimensionnelle avec l'outil informatique et un logiciel performant de calcul, à savoir SAP2000.
- Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière en plan de notre structure.
- La quantité de voile n'implique pas nécessairement un bon comportement de la structure ; c'est au disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier.
- On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le coté pratique d'où apparaît l'importance et les avantages des sorties sur chantiers qu'on n'a pas malheureusement effectué.
- Suite à l'étude de ce projet, nous avons constaté combien important d'avoir une concertation et une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur dès le début du projet pour éviter une mauvaise conception.

Nous espérons que ce modeste travail constituera un début pour exploiter ces connaissances, et le développent de la réflexion inventive dans la vie pratique.

Bibliographie

- [1] : Cours de béton armé **BAEL91 modifié 99** et DTU associés, par **Jean- Pierre Mougin**.
- [2] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
- [3] : Formulaire du béton armé : volume 1 ; élément de calcul, par **Victore Davidovici** document technique réglementaire **DTR-BC 2-41**.
- [4] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; **Henry Thnier** (tome1 ; tome2).
- [5] : La construction en zone sismique, par **Victore Davidovici**.
- [6] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.
- [7] : Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Aphysical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering, by **Edward L. Wilson**, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA, *April 2000*.
- [8]: Règlement de neige et vent 99 [**R.N.V99**].
- [9] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; **Henry Thnier** (tome3).
- [10] : **DTU B 23.1-NF** p18210 règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris **CSTB, 1976**.
- [10'] : **DTU B-C 2.42** règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché (cote **A.69-179 ex-1**).
- [11] : Formulaire du béton armé : volume2 ; construction par **Victore Davidovici**.

Logiciels

Sap2000 version 12

Socotec 1.01 version d'évaluation

Autodesk Autocad 2008 Version d'évaluation

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

Conclusion générale

Bibliographie