



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Recherche Bibliographique

Dans le cadre de la préparation au projet du semestre 4

Option : Matériaux et Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment R+8+sous-sol
contreventé par un système mixte
(voile-portique)**

Présenté par :

MOLLA Djaafar

SADI Mouhemed

BOUIGHBECHE Kafila

Encadré par :

Mr BELHAMDI Nourredine

Année académique

20012/2013

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : GENERALITE	2
1.1. INTRODUCTION	2
1.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	2
1.3. USAGE DU BATIMENT :	2
1.4. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	2
1.5. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE :	3
1.6. CARACTERISTIQUES DE SITE :	3
1.7. REGLEMENTATION ET NORMES UTILISEES :	3
1.8. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	3
CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	7
2.1. INTRODUCTION	7
2.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	7
2.2.1. <i>Les planchers</i>	7
2.2.2. <i>Les escaliers</i> :	12
2.2.3. <i>Les murs en maçonnerie</i> :	19
2.2.4. <i>Ascenseur</i>	19
2.2.5. <i>L'acrotère</i> :	20
2.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :	20
2.3.1. <i>Les poutres</i>	20
2.3.2. <i>Les poteaux</i>	23
2.4. ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	25
2.5. DESCENTE DE CHARGE :	29
2.6. CONCLUSION :	36
CHAPITRE 3 ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	39
3.1. INTRODUCTION	39
3.2. ÉTUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :	39
3.2.1. <i>Etude des Planchers</i> :	39
CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE.....	137
4.1. INTRODUCTION	137
4.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE A L'AIDE DU LOGICIEL SAP 2000 :	137
CONCLUSION 152	
CHAPITRE 5 ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	153
CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	199
6.1. INTRODUCTION :	199
6.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION	199
6.3. VERIFICATION DES SEMELLES ISOLEES	200

6.4. VERIFICATION DES SEMELLES FILANTES :.....	200
6.5. VERIFICATION DU RADIER GENERAL :.....	201
6.6. FERRAILLAGE :.....	206
6.6.1. <i>La dalle du radier</i> :.....	206
6.6.2. <i>Les débords</i> :.....	210
6.6.3. <i>Les nervures</i> :.....	211
6.7. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :	216
6.7.1. <i>Dimensionnement du voile</i> :.....	216
6.7.2. <i>Ferraillage du voile périphérique</i> :.....	218
6.8. CONCLUSION.....	222
<u>CONCLUSION GENERAL.....</u>	223

Table des figures

FIGURE 2-1 : SCHEMA DE DISPOSITION DES POUTRELLES	7
FIGURE 2-2 COUPE DU PLANCHER A CORPS CREUX	8
FIGURE 2-3 : COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRELLE	9
FIGURE 2-4 : DALLE SUR UN SEUL APPUI (PALIER DE REPOS)	11
FIGURE 2-5 : DALLE SUR UN DEUX APPUIS.....	11
FIGURE 2-6 : DALLE SUR TROIS APPUIS	11
FIGURE 2-7 : DALLE SUR QUATRE APPUIS	12
FIGURE 2-8 : SCHEMA D'UN ESCALIER	12
FIGURE 2-9 : SCHEMA DES DIFFERENTS TYPES D'ESCALIERS	13
FIGURE 2-10 : SCHEMA STATIQUE DE LA 1 ^{IER} ET LA 3 ^{IE} ME VOLEE.....	14
FIGURE 2-11 : SCHEMA STATIQUE DE LA PARTIE II	15
FIGURE 2-12 : SCHEMA STATIQUE DE LA 1 ^{IERE} VOLEE.....	16
FIGURE 2-13 : SCHEMA STATIQUE DE LA PARTIE II	17
FIGURE 2-15 : SCHEMA STATIQUE DE LA PARTIE III	18
FIGURE 2-17: MUR EXTERIEUR.....	19
FIGURE 2-17 : MUR INTERIEUR	19
FIGURE 2-18 : COUPE TRANSVERSAL D'UNE POUTRE	21
FIGURE 2-19 : COUPE VERTICALE D'UN VOILE	22
FIGURE 2-20 SECTION REDUITE DU POTEAU	23
FIGURE 2-21 : LA HAUTEUR LIBRE D'ETAGE	24
FIGURE 2-22: LA SURFACE AFFERENTE DU POTEAU P2	30
FIGURE 3-1 : DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS POUR UNE POUTRE A 2 TRAVEES.	42
FIGURE 3-2 : DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS POUR UNE POUTRE A PLUSIEURS TRAVEES.	42
FIGURE 3-3 : SCHEMA STATIQUE D'UNE POUTRELLE	43
FIGURE 3-4: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS	47
FIGURE 3-5 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION	68
FIGURE 3-6 : DALLE SUR QUATRE APPUIS.....	68
FIGURE 3-7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DALLE PLEINE SUR QUATRE APPUIS.	72
FIGURE 3-8 : DALLE SUR TROIS APPUIS	74
FIGURE 3-9: SCHEMA DE FERRAILLAGE –DALLE SUR TROIS APPUIS	79
FIGURE 3-10: DALLE SUR UN DEUX APPUIS	79
FIGURE 3-11 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR DEUX APPUIS	83
FIGURE 3-12: SCHEMA DE L'ESCALIER	83
FIGURE 3-14 : VUE EN PLAN DE L'ESCALIER D'ETAGE COURANT	84
FIGURE 3-14: VUE EN PLAN DE L'ESCALIER DE REZ DE CHAUSSEE.....	84
FIGURE 3-15 : SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE CE.....	84
FIGURE 3-16 : SECTION A FERRAILLEE	85
FIGURE 3-17 : SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE CE.....	88
FIGURE 3-18 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE (CE) ET LE PALIER DE REPOS DE L'ESCALIER TYPE(1)	92
FIGURE 3-19: SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE(AB) ET(GH) DE L'ESCALIER TYPE 1.	92
FIGURE 3-20 : SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE (AB) DE L'ESCALIER TYPE 2.	97
FIGURE 3-21 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES VOLEES (AB) ET (GH) L'ESCALIER TYPE (1)	102

FIGURE 3-22 : SCHEMA DE STATIQUE DE LA POUTRE BRISEE.....	103
FIGURE 3-23: DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRE BRISEE.	105
FIGURE 3-24: SECTION CONSIDEREE DANS LE CALCUL A LA TORSION.....	107
FIGURE 3-25: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISEE.....	110
FIGURE 3-26 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	114
FIGURE 3-27 : CAGE D'ASCENSEUR.....	114
FIGURE 3-28 : SCHEMA REPRESENTANT LA SURFACE D'IMPACTE.....	120
FIGURE 3-29: SCHEMA DE FERRAILLAGE –DALLE DU LOCAL MACHINE-DALLE DE LA CUVETTE.....	126
FIGURE 3-30 : SCHEMA DE DETAILS DE FERRAILLAGE –DALLE DU LOCAL MACHINE-DALLE DE LA CUVETTE.....	126
FIGURE 3-31 : LES TYPES D'ACROTERE.	127
FIGURE 3-33 : SECTION A FERRAILLER.....	132
FIGURE 3-34 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....	136
FIGURE 4-1 : SPECTRE DE REPONSE.....	143
FIGURE 4-2 : DISPOSITION DES VIOLES.....	143
FIGURE 4-3: TRANSLATION SUIVANT Y-Y.....	145
FIGURE 4-4: TRANSLATION SUIVANT X-X.....	146
FIGURE 4-5 : ROTATION AUTOUR DE Z.....	146
FIGURE 6-1: SCHEMA D'UNE SEMELLE ISOLEE.....	200
FIGURE 6-2: SCHEMA DE LA SEMELLE FILANTE.	201
FIGURE 6-3 : DALLE SUR QUATRE APPUIS.	206
FIGURE 6-4: SCHEMA DU FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL.....	209
FIGURE 6-5 : SCHEMA STATIQUE DU DEBORD.....	210
FIGURE 6-6 : SCHEMA DE TRANSMISSION DES CHARGES.....	212
FIGURE 6-7 : SCHEMA DE CHARGEMENT DES NERVURES P2.....	213
FIGURE 6-8 : SCHEMA DE CHARGEMENT DES NERVURES P3.....	213
FIGURE 6-9 : SECTION A FERRAILLER.....	213
FIGURE 6-10 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES SENS X-X (APPUIS ET TRAVEES).....	216
FIGURE 6-11 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES SENS Y-Y.....	216
FIGURE 6-12 : SCHEMA DU VOILE PERIPHERIQUE.....	217
FIGURE 6-13 : SCHEMA STATIQUE.....	217
FIGURE 6-14 : REPARTITION DES CONTRAINTES SUR LES VOILES PERIPHERIQUES.....	218
FIGURE 6-15 : DALLE SUR QUATRE APPUIS.....	218

Liste des Tableaux

TABLEAU 2-1 : <i>PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES.</i>	22
TABLEAU 2-2 : <i>EVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE (TERRASSE INACCESSIBLE)</i>	25
TABLEAU 2-3 : <i>EVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE (TERRASSE ACCESSIBLE)</i>	26
TABLEAU 2-4 : <i>EVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE (ETAGE COURANT)</i>	26
TABLEAU 2-5 : <i>EVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE (BALCON ET DALLE PLEINE)</i>	26
TABLEAU 2-6 : <i>EVALUATION DES CHARGES SUR LE PALIER</i>	27
TABLEAU 2-7 <i>EVALUATION DES CHARGES SUR LA VOLEE</i>	27
TABLEAU 2-8 <i>EVALUATION DES CHARGES DE MURS INTERIEURS</i>	28
TABLEAU 2-9 : <i>EVALUATION DES CHARGES DES MURS EXTERIEURS</i>	28
TABLEAU 2-10 : <i>EVALUATION DES CHARGES DE L'ACROTERE(01)</i>	28
TABLEAU 2-11 : <i>EVALUATION DES CHARGES DE L'ACROTERE(02)</i>	29
TABLEAU 2-12 <i>DESCENTE DES CHARGES POUR LE POTEAU P2</i>	31
TABLEAU 2-13 : <i>EFFORTS NORMAUX DANS LES DEUX POTEAUX</i>	33
TABLEAU 2-14 : <i>VERIFICATION DES POTEAUX A LA COMPRESSION SIMPLE.</i>	34
TABLEAU 2-15 : <i>VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT</i>	35
TABLEAU 2-16 <i>CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS STRUCTURAUX</i>	36
TABLEAU 2-17: <i>VERIFICATION DE L'EFFORT NORMALE REDUIT DANS LES POTEAUX.</i>	37
TABLEAU 3-1: <i>LES TYPES DE POUTRELLES</i>	44
TABLEAU 3-2 : <i>CHARGEMENT SUR LES POUTRELLES</i>	45
TABLEAU 3-3 <i>VERIFICATION DES CHARGES MODEREES</i>	45
TABLEAU 3-4 : <i>SOLLICITATIONS DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE A L'ELU.</i>	48
TABLEAU 3-5 : <i>SOLLICITATIONS DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE A L'ELS.</i>	49
TABLEAU 3-6 : <i>SOLLICITATIONS DU PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE A L'ELU</i>	49
TABLEAU 3-7 : <i>SOLLICITATIONS DU PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE A L'ELS.</i>	50
TABLEAU 3-8 : <i>SOLLICITATION DU PLANCHER ETAGE COURANT L'ELU.</i>	50
TABLEAU 3-9 : <i>SOLLICITATION DU PLANCHER ETAGE COURANT A L'ELS.</i>	51
TABLEAU 3-10 : <i>SOLLICITATIONS MAXIMALES AUX ETATS LIMITES DES DIFFERENTS NIVEAUX.</i>	52
TABLEAU 3-11 : <i>VERIFICATIONS A L'ELU</i>	58
TABLEAU 3-12 : <i>FERRAILLAGE DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE</i>	58
TABLEAU 3-13 : <i>FERRAILLAGE DU PLANCHER ETAGE COURANT ET RDC</i>	59
TABLEAU 3-14 : <i>FERRAILLAGE DU PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE</i>	59
TABLEAU 3-15 : <i>VERIFICATION DES ETATS LIMITE DE COMPRESSION DU BETON.</i>	62
TABLEAU 3-16 : <i>VERIFICATION DES ETATS LIMITES DE DEFORMATION</i>	65
TABLEAU 3-17 : <i>SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES</i>	66
TABLEAU 3-18 : <i>LE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE SUR 3 APPUIS</i>	76
TABLEAU 3-19 : <i>VERIFICATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION DANS LE BETON.</i>	78
TABLEAU 3-20 : <i>MOMENTS ET FERRAILLAGE CORRESPONDANT</i>	80
TABLEAU 3-21 : <i>VERIFICATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION DANS LE BETON.</i>	82
TABLEAU 3-22 : <i>MOMENTS ET FERRAILLAGE CORRESPONDANT</i>	85
TABLEAU 3-23 : <i>VERIFICATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION DANS LE BETON</i>	87
TABLEAU 3-24 : <i>RESULTAT DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE CE</i>	89
TABLEAU 3-25 : <i>RESULTAT DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE(AB) ET(GH).</i>	94

TABLEAU 3-26: VERIFICATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION DANS LE BETON.	96
TABLEAU 3-27 : RESULTAT DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE(AB).	99
TABLEAU 3-28 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION DANS LE BETON.....	101
TABLEAU 3-29 : CALCUL DES SOLLICITATIONS.	104
TABLEAU 3-30: CARACTERISTIQUE DE LA SECTION :	105
TABLEAU 3-31 : MOMENTS ET FERRAILLAGE CORRESPONDANT A LA FLEXION	105
TABLEAU 3-32 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	105
TABLEAU 3-33 : LE FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISEE.....	108
TABLEAU 3-34: CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	109
TABLEAU 3-35 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE COMPRESSION DU BETON.....	109
TABLEAU 3-36: VERIFICATION DE LA FLECHE.	109
TABLEAU 3-37 : SOLLICITATIONS A L'ELU ET A L'ELS.....	111
TABLEAU 3-38 : SECTION D'ARMATURES LONGITUDINALES DE LA POUTRE DE CHAINAGE	111
TABLEAU 3-39 : VERIFICATION A L'ELU :	112
TABLEAU 3-40 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON.....	112
TABLEAU 3-41 : VERIFICATION DES CONTRAINTES	119
TABLEAU 3-42 : FERRAILLAGE DE LA DALLE DE LA SALLE DES MACHINES	122
TABLEAU 3-43 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION DANS LE BETON.....	125
TABLEAU 3-44 : CHARGES ET SURCHARGES.....	128
TABLEAU 3-45 : CHARGES HORIZONTALES	128
TABLEAU 3-46: CARACTERISTIQUES DES ACROTRES.	129
TABLEAU 3-47 : LES EFFORTS NORMAUX DANS LES ACROTRES.	129
TABLEAU 3-48: LES MOMENTS DANS LES ACROTRES.	129
TABLEAU 3-49: LES COMBINAISONS D'ACTION A UTILISER	129
TABLEAU 4-1 : VALEURS DES PENALITES PQ	139
TABLEAU 4-2: VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE	144
TABLEAU 4-3 : PERIODE ET TAUX DE PARTICIPATION.....	144
TABLEAU 4-4: VERIFICATION DE L'INTERACTION SOUS CHARGES VERTICALES	147
TABLEAU 4-5 : VERIFICATION DE L'INTERACTION SOUS CHARGES HORIZONTALES (SENS X-X').....	148
TABLEAU 4-6 : VERIFICATION DE L'INTERACTION SOUS CHARGES HORIZONTALES (SENS Y-Y')	148
TABLEAU 4-7: VERIFICATION DE L'EFFORT NORMALE REDUIT DANS LES POTEAUX.	149
TABLEAU 4-8 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DES DIFFERANT NIVEAUX DU BATIMENT (SENS X-X).....	150
TABLEAU 4-9 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DES DIFFERANT NIVEAUX DU BATIMENT (SENS Y-Y).....	150
TABLEAU 4-10 : VERIFICATION VIS A VIS L'EFFET P- Δ	151
TABLEAU 6-1 : L'EFFORT NORMAL PROVENANT DU POTEAU « 1 ».....	201
TABLEAU 6-2 : RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE	207
TABLEAU 6-3: VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE RADIER	209
TABLEAU 6-4 : FERRAILLAGE DE RADIER A ELS	209
TABLEAU 6-5 : RESUME DES RESULTATS DU FERRAILLAGE DE DEBORDS	210
TABLEAU 6-6 : LES RESULTATS DE VERIFICATIONS DES CONTRAINTES DE DEBORDS.....	211
TABLEAU 6-7: RESUME DES RESULTATS DU FERRAILLAGE DE NERVURE	213
TABLEAU 6-8 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	214
TABLEAU 6-9 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DES NERVURES	215
TABLEAU 6-10 : FERRAILLAGE DES NERVURES A ELS.....	215
TABLEAU 6-11 FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE	219
TABLEAU 6-12 : VERIFICATION DES CONTRAINTES	220

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

Respect de la réglementation parasismique conception architecturale parasismique mise en œuvre soignée.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée et à sa masse. La masse peut être réduite en utilisant un matériau ayant non seulement une masse volumique faible mais ce qui est plus performant : un matériau possédant une contrainte spécifique élevée (rapport entre la contrainte de rupture et la masse volumique).

La limitation de l'accélération peut se faire par une démarche réfléchie en commençant par éviter le risque de résonance avec le sol et d'une manière générale en appliquant les trois principes de base de conception suivante :

- la recherche à maximiser la capacité des constructions à stocker l'énergie.
- la recherche à favoriser la capacité des constructions à dissiper de l'énergie.
- la recherche à favoriser la résistance mécanique.

Chapitre 1 : Généralité

1.1. Introduction

Cette étude vise à mettre en évidence les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Le présent chapitre est consacré à des généralités, relate l'ensemble des caractéristiques géométriques de la structure, l'objet de notre étude, ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

1.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à étudier un bâtiment (R+8+sous-sol) en béton armé, il entre dans le cadre de la réalisation d'une promotion immobilière à usage mixte (commerce et habitation).

Cet ouvrage est implanté à la ville dit **Aâmriou** dans la willaya de **Bejaia** qui est classée dans le groupe d'usage 2 (construction mixte) et en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

1.3. Usage du bâtiment :

Outre la cage d'escalier et la cage d'ascenseur, chaque étage a un usage bien précis :

- Sous-sol a un usage commercial
- Le RDC a un usage commercial et parking pour les véhicules
- Le reste des étages sont à usage d'habitation

1.4. Description de l'ouvrage

❖ Description architecturale :

Les dimensions du bâtiment sont :

Hauteur totale du bâtiment est de : **32.98 m.**
Hauteur du sous-sol est de : **2.70 m.**
Hauteur du RDC est de : **3.57 m.**
Hauteur d'étage courant est de: **2.89m.**
La longueur du bâtiment : **20.20 m.**

La largeur du bâtiment : **10.50 m.**

1.5. Implantation de l'ouvrage :

Le projet est implanté à **Aâmriou** dans la willaya de **Bejaia**, il se trouve à une cinquantaine de mètres du pk 00 de la RN24 et à une centaine de mètres au nord de la maison de culture, il est limité à l'Ouest par une dépression très humide, dite Ighzer n'Dfali.

1.6. Caractéristiques de site :

D'après le rapport du sol établi par le Laboratoire & Engineering de la Construction<<LEC BEJAIA>> le terrain réservé pour la réalisation d'une construction à usage d'habitation et commerce (promotion immobilière) R+8 à **Aâmriou** présente une bonne portance, D'après les résultats des essais pénétrométriques PDL le sous sol est relativement homogène vis-à-vis de sa résistance, qui est très favorable à partir de **-2 m** de profondeur, il est constitué essentiellement de limons argileux en surface puis argileuse limoneuse marneuse et parfois sableux avec passage de blocs calcaires très rigides en profondeur.

D'après ce rapport de sol on peut classer notre sol en classe S2 (sol ferme). Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de **1.6 bar**.

La sous face des fondations devrait être à au moins **2 m** de profondeur par rapport à la côte de la plate forme dégagé après démolition total de la bâtisse et dans tout les cas, sous les remblais.

1.7. Règlements et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- DTR-BC2.41 (Le CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR-BC2.48 (Le RPA 99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

1.8. Caractéristiques des matériaux :

a) Béton :

Le dosage des constituants d'un béton courant est :

350kg/m³ —————> ciment (C.P.A325).

174kg/m ³	→	sable ($\phi < 5\text{mm}$).
366kg/m ³	→	gravier ($\phi < 25\text{mm}$).
140kg/m ³	→	eau de gâchage.

a.1) Résistance à la compression

$$\left\{ \begin{array}{l} j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.75 + 0.83j} \cdot f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \cdot f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ 28 < j < 60 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} \\ j \geq 60 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 \cdot f_{c28} \end{array} \right. \quad (\text{CBA 93 Art : A.2.1.13}).$$

Pour notre étude, on opte pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ce qui correspond à un béton courant.

a.2) Résistance à la traction

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}. \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

a.3) Module déformation longitudinale instantané : E_{ij}

Il est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad t \leq 24 \text{ h} \quad (\text{CBA 93.Art: A.2.1.2.1})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

a.4) Module déformation longitudinale différé : E_{vj}

Il est utilisé pour les chargements de longue durée (cas courant)

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad t > 24 \text{ h} \quad (\text{CBA 93.Art: A.2.1.2.2})$$

a.5) Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ 0.2 & \text{Pour le calcul de la déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA 93 Art A.2.1.3})$$

a.6) Module de déformation transversale du béton G :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2(1 + \nu)$

a.7) Contrainte de compression du béton à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{CBA 93 Art A.4.3.4.1})$$

Avec:

γ_b : Coefficients de sécurité partiels.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

θ : Coefficient d'application.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque } t > 24\text{h.} \\ 0.9 & \text{Lorsque } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h.} \\ 0.8 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } t < 1\text{h.} \end{cases}$$

Dans notre cas $t > 24$ heures d'où $\theta = 1 \Rightarrow \sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPA situation durable.} \\ 18.48 \text{ MPA situation} \end{cases}$

a.8) La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad (\text{CBA 93 art. A.4.5.2}).$$

a.9) Contrainte ultime de cisaillement du béton

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article **A.5.1.2.1.1 de CBA93** on doit vérifier la relation suivante : $\tau < \tau_{adm}$.

$$\tau < \tau_{adm} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau < \tau_{adm} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

Dans notre cas on a $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc :

$$\tau < \tau_{adm} = \min (0.133 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau < \tau_{adm} = \min (0.1 f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = 2.50 \text{ MPa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible d'où : $\tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa}$.

b) Aciers

À ELU :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : ε_s : Allongement relatif

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur.

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s};$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,5 & \text{Pour le cas courant.} \\ 1 & \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

$$\text{Pour le cas de ce projet : } \sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

À ELS

Cas de fissuration peu nuisible : **Pas de vérification à faire**

$$\text{Cas de fissuration préjudiciable : } \sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} \eta = 1 & \text{pour l'acier R L.} \\ \eta = 1.6 & \text{pour l'acier H A.} \\ \eta = 1.3 & \text{pour l'acier } \phi < 6\text{mm pour HA} \end{cases}$$

Cas de fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad (\text{CBA 93 Art A.4.5.3.4})$$

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

2.1. Introduction

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure permettant de reprendre les efforts sollicitant, nous procéderons à un pré dimensionnement de ceux-ci. Cette opération se menée conformément aux exigences prescrites par les règlements en vigueur (BAEL 91, CBA 93, RPA99/ 2003).

2.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

2.2.1. Les planchers

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

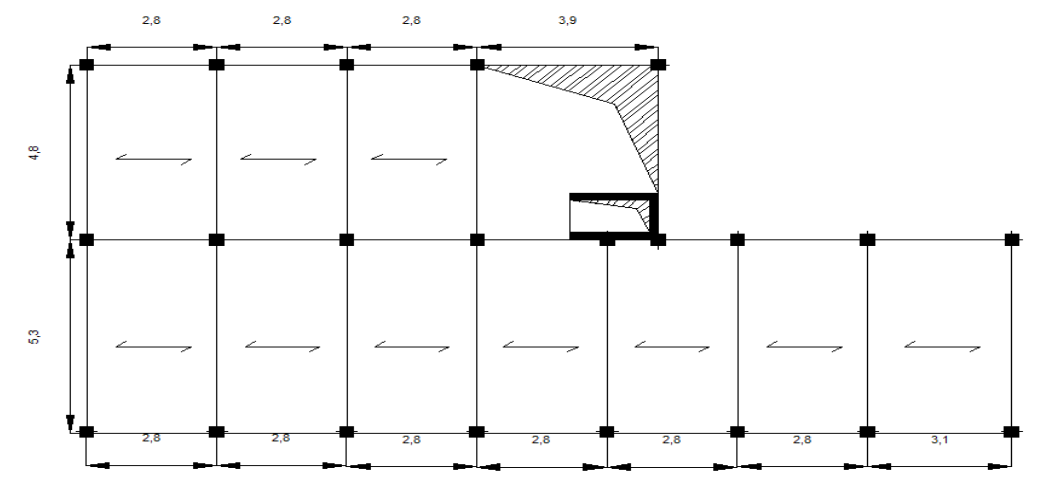


Figure 2-1 : Schéma de disposition des poutrelles

2.2.1.1. Planchers à corps creux :

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par la vérification de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots \text{CBA (article B.6.8.4.2.4)}$$

L_{\max} : La distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t = hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (390 - 30) = 360\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{360}{22.5} = 16\text{cm}$$

Comme le marché nous impose généralement la hauteur du corps creux $h=16\text{cm}$, donc on opte pour

La hauteur du plancher $h_t = 20\text{cm}$ (16+4) tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

La hauteur du corps creux : $h = 16\text{ cm}$.

La hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4\text{ cm}$

- h : est l'épaisseur du corps creux.
- h_0 : est l'épaisseur de la table de compression.
- h_t : La hauteur totale du plancher.

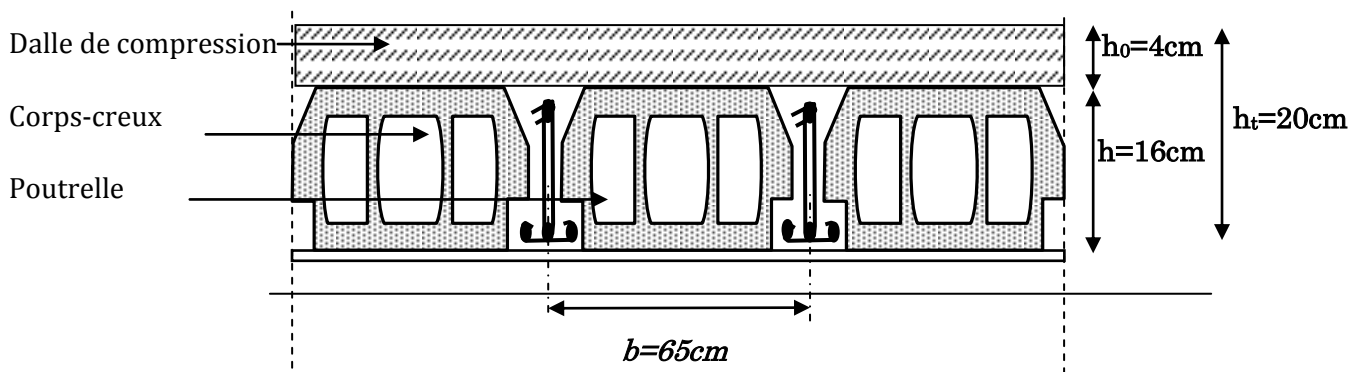


Figure 2-2 coupe du plancher à corps creux

➤ Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante

a) Disposition des poutrelles :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a-1) Le critère de la plus petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée afin de diminuer la flèche.

a-2) Le critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au Sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

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

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \quad (\text{I}) \quad \dots \dots \dots \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

Avec :

b : Largeur efficace de la dalle de compression

b₀ : Largeur de la nervure

L_x : distance (entre nus d'appuis) entre deux éléments

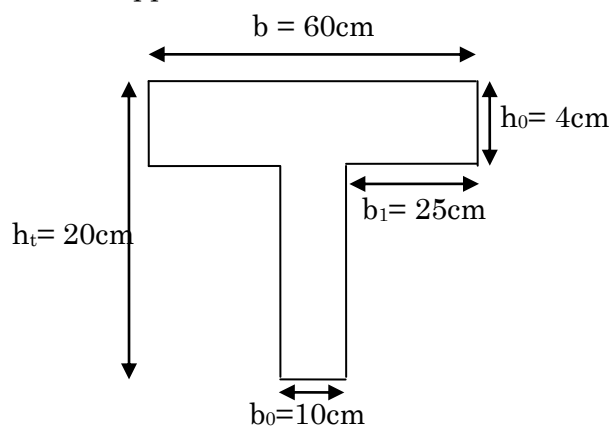


Figure 2-3 : Coupe transversale d'une poutrelle

Calculé.

L_y : distance minimal entre nus d'appuis dans le sens de

La disposition des poutrelles

h₀: hauteur de la dalle de compression.

h_t : hauteur totale du plancher.

Tel que :

$$b_0 = (0.4 \div 0.6) h_t \Rightarrow 8\text{cm} \leq b_0 \leq 12\text{cm}$$

On opte pour : $b_0 = 10\text{ cm}$

$$L_x = 55\text{ cm}$$

$$L_y = 250\text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times \left[\min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) + \frac{b_0}{2} \right] \Rightarrow b \leq 2 \times \left[\min\left(\frac{55}{2}; \frac{250}{10}\right) + \frac{10}{2} \right] \Rightarrow b \leq 60\text{cm}$$

On adopte pour : $b = 60\text{cm}$

2.2.1.2. Planchers à dalles pleine :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé, le dimensionnement de ce type de plancher dépend de trois critères :

a) Critère de résistance a la flexion : RPA 99/2003

- Cas de dalle sur 1 seul appui $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Cas de dalle sur 02 appuis..... $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.
- Cas de dalles sur 03 ou 04 appuis..... $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau de dalle (entre nus d'appuis) le plus sollicité (cas le plus défavorable).

b) Critère de résistance au feu. (CBA93).

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu
- $e \geq 11\text{cm}$ pour(02) heures de coupe-feu
- $e \geq 17.5\text{cm}$ pour (04) heures de coupe-feu

c) Critère isolation phonique. (CBA93)

Selon les règles techniques de **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On prend $e = 13\text{cm}$.

Pour notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons, dalle de la cage d'ascenseur, les paliers de repos et la dalle de sous-sol.

❖ Dalle sur un seul appui (palier de repos)

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{120}{20}$$

$$\Rightarrow e \geq 6 \text{ cm}$$

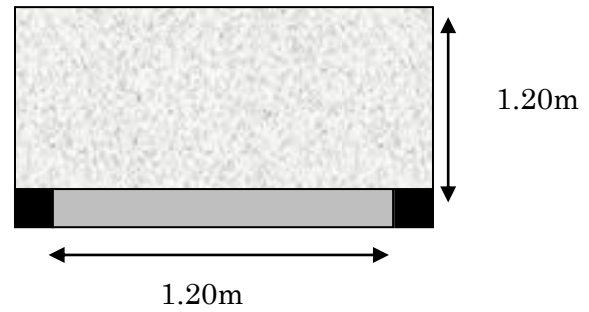


Figure 2-4 : Dalle sur un seul appui (palier de repos)

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend $e = 15\text{cm}$

❖ Dalle sur deux appuis

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

$$\frac{102}{35} \leq e \leq \frac{102}{30}$$

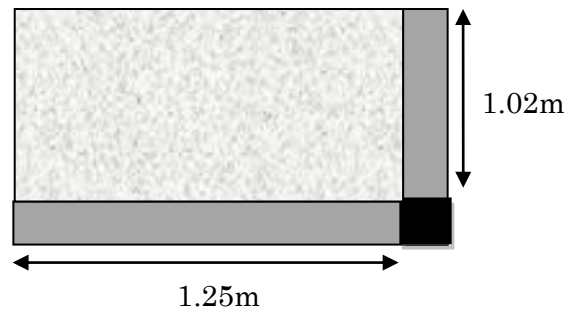


Figure 2-5 : Dalle sur un deux appuis

$$2.91 \leq e \leq 3.4 \Rightarrow e = 3\text{cm}$$

La condition de coupe-feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$

Critère isolation phonique. (CBA93): $e \geq 13\text{cm}$

On adopte pour $e = 15\text{cm}$

❖ Dalle sur trois appuis (balcon)

$$\frac{L_x}{45} e \geq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75$$

$$\Rightarrow e = 3.5\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{250} \Rightarrow \rho = 0.53$$

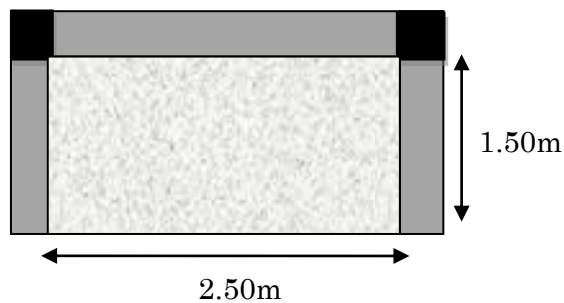


Figure 2-6 : Dalle sur trois appuis

$\rho = 0.53 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend $e = 15\text{cm}$

❖ **Dalle sur quatre appuis :**

$$\frac{L_x}{45} e \geq \frac{L_y}{40} \Rightarrow 5.55 \leq e \leq 6.25$$

$$\Rightarrow e = 3.5\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{250}{500} \Rightarrow \rho = 0.5$$

Figure 2-7 : dalle sur quatre appuis

$\rho = 0.5 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable : **$e \geq 11\text{cm}$**

On prend **$e = 15\text{cm}$**

La dalle de l'ascenseur supporte une grande charge (salle des machines) donc on adopte une épaisseur de **$e=20\text{cm}$**

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition d'isolation phonique $e \geq 13\text{cm}$ d'où on opte pour les épaisseurs suivantes :

- $e=15\text{cm} \Rightarrow$ Pour les paliers
- $e=15\text{cm} \Rightarrow$ Pour les balcons
- $e=20\text{cm} \Rightarrow$ Pour la cage de l'ascenseur (vue le poids important de l'ascenseur)

2.2.2. Les escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches permettant d'accéder d'un niveau à un autre en montant et descendant. Ils sont en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas, ils sont réalisés en béton coulé sur place et en bois. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) \longrightarrow e : Epaisseur du palier de repos
- (2) \longrightarrow L_0 : Longueur totale de l'escalier
- (3) \longrightarrow g : Giron
- (4) \longrightarrow h_0 : Hauteur de la contre marche
- (5) \longrightarrow H_0 : Hauteur de la volée
- (6) \longrightarrow α : Inclinaison de la paillasse
- (7) \longrightarrow E : Emmarchement

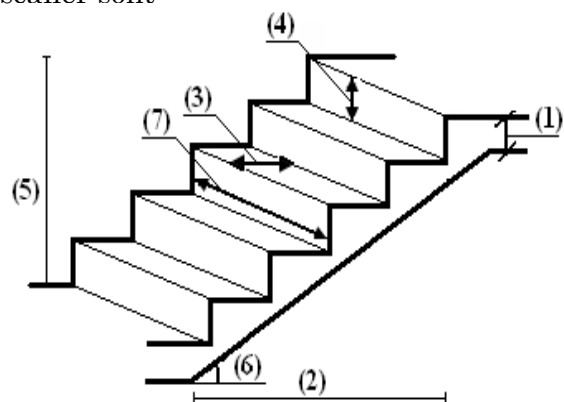
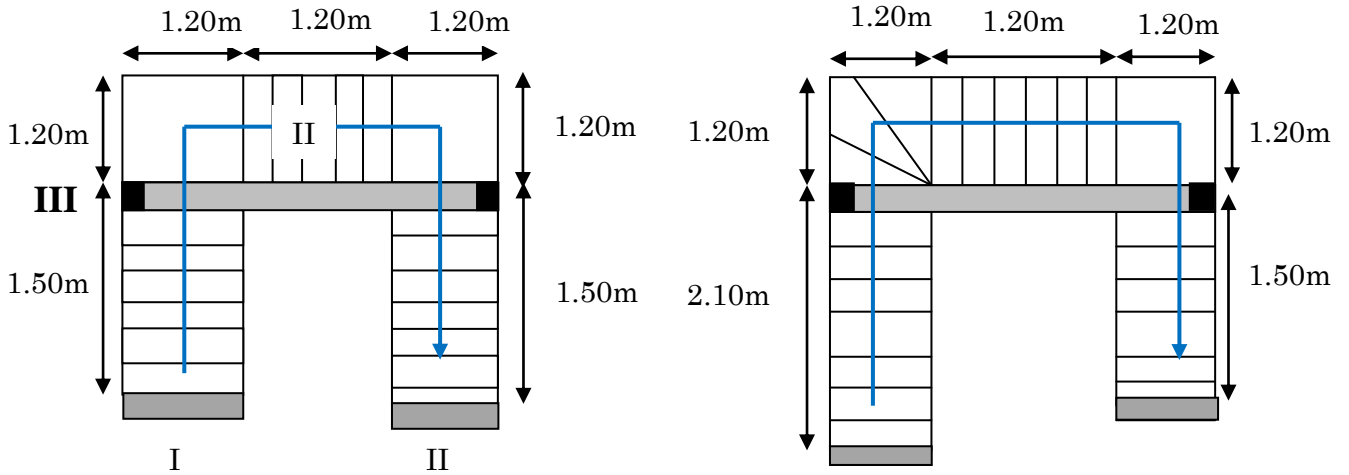


Figure 2-8 : Schéma d'un escalier

❖ **Les différents types d'escaliers :**

Dans notre projet on distingue 2 types d'escaliers en béton armé :



Type 1 : escaliers droits à trois volées pour l'étage courant

Type 2 : escaliers à trois volées droites et un seul quartier tournant au niveau du réez

Figure 2-9 : Schéma des différents types d'escaliers

❖ Dimensionnement :

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**:

$$59 \text{ cm} \leq 2h_0 + g \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h_0 = \frac{H}{n}$$

Avec : **n-1** : Nombre de marches ; **L** : longueur de la volée ; **n** : nombre de contre marche.

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \dots\dots\dots (2)$$

➤ **Type 1(étages courants)** :

Escaliers droits à trois volées avec deux paliers de repos :

Pour trouver (g) et (h) on utilise la relation de BLONDEL.

✓ **Pour volée (I et III)**

$$H = 1.02\text{m}; L_0 = 1.50\text{m}; \alpha = 34, 21^\circ$$

$$l_v = \frac{1.50}{\cos 34.21} \Rightarrow l_v = 1.81\text{m}$$

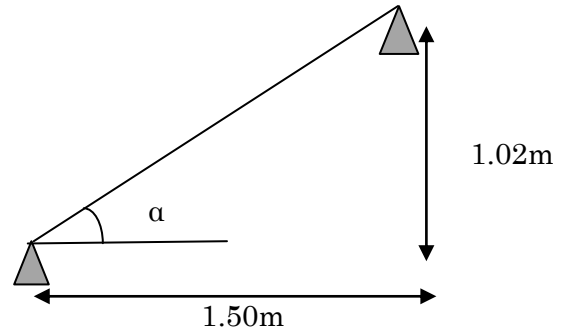


Figure 2-10 : Schéma statique de la 1^{ier} et la 3^{ieme} volée

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

A partir de ces données et de (2) on obtient l'équation : $64n^2 - 418n + 204 = 0$

Et après résolution, on trouve : $n = 6$

Le nombre de contre marches est : $n = 6$.

Le nombre de marches est : $n - 1 = 5$.

- Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm}. \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm}. \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 30\text{ cm et } h = 17\text{ cm}.$$

- Epaisseur de la pailleasse

On dimensionne la pailleasse suivant la condition de la flèche :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{150}{30} \leq e \leq \frac{150}{20}$$

$$\Rightarrow 5 \leq e \leq 7.5$$

$e \geq 11\text{cm}$pour deux heures de coupe-feu.

On prend : $e = 15\text{ cm}$

- ✓ Pour la volée (II)

Elle se calcule comme une console encastrée dans la poutre brisée comme l'indique la figure suivante :

$$L_0 = 1.20\text{m}, H = 0.85\text{m}$$

$$\alpha = 35.31^\circ$$

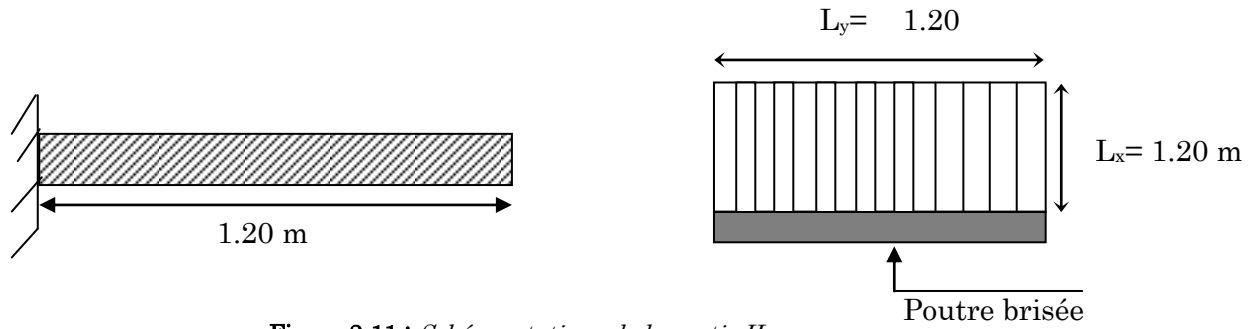


Figure 2-11 : Schéma statique de la partie II

• Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a: $L_0 = 120 \text{ cm}$; $H = 0.85 \text{ cm}$.

$$l_v = \frac{1.20}{\cos 35.31} \Rightarrow l_v = 1.47 \text{ m}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 85 + 120)n + 2 \times 85 = 0$$

A partir de ces données on obtient l'équation suivante : $64n^2 - 354n + 170 = 0$

La résolution de la cette équation nous donne :

Le nombre de contre marches est : $n = 5$.

Le nombre de marches est : $n - 1 = 4$.

• Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{120}{4} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.} \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{85}{5} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

• Epaisseur de la paillasse

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{120}{20} = 6 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$pour deux heures de coupe-feu.

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

✓ Pour palier de repos

Le palier de repos se dimensionne comme une dalle pleine sur un appui

1^{ere} condition de résistance :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad L = L_v$$

Avec L : longueur de la console : L= 120cm

$$e \geq \frac{L_x}{40} \Rightarrow e \leq 6 \text{ cm.}$$

2^{eme} condition de coupe-feu : e ≥ 11cm.....pour 2heure de coupe-feu

On choisit l'épaisseur du palier de repos : **e=15cm**

➤ **Type 2 (RDC)**: Trois volées droites et un seul quartier tournant incliner

✓ **Pour la volée (II)**

$$H= 1.36\text{m}, \quad L_0 = 2.10\text{m}$$

$$\alpha=32.92^\circ$$

$$l_v = \frac{2.10}{\cos 32.92} \Rightarrow l_v=2.50\text{m}$$

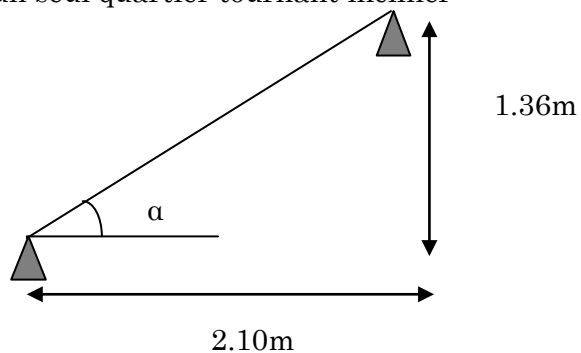


Figure 2-12 : Schéma statique de la 1^{iere} volée

• **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210)n + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : **n = 8.**

Le nombre de marches est : **n - 1 = 7.**

• **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm.} \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

• **Epaisseur de la pailasse**

On dimensionne la pailasse suivant la condition de la flèche :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 7 \leq e \leq 10.5$$

e ≥ 11cm.....pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour : $e=15\text{cm}$

✓ Pour volée (II)

Elle se calcule comme une console encastrée dans la poutre brisée comme l'indique la figure suivante :

$H= 0.85\text{m}, \quad L_0 = 1.20\text{m}; \quad \alpha=35.31^\circ$

$$l_v = \frac{2.10}{\cos 35.31} \Rightarrow l_v = 1.47\text{m}$$

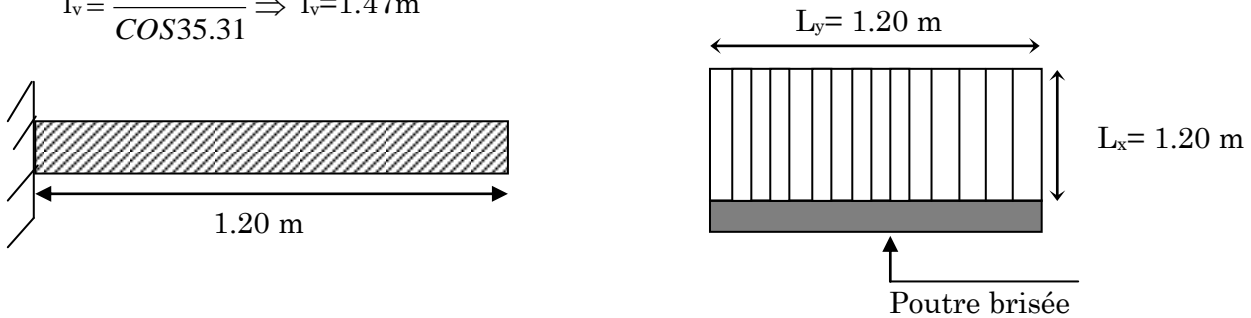


Figure 2-13 : Schéma statique de la partie II

A partir de ces données et de (2) on obtient l'équation : $64n^2 - 354n + 170 = 0$

Et après résolution, on trouve : $n = 5$

Le nombre de contre marche : $n=5$

Le nombre de marche : $n=4$

• Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{120}{4} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm.} \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{85}{5} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

• Epaisseur de la paillasse

On dimensionne la paillasse suivant la condition de la flèche :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 7 \leq e \leq 10.5$$

$e \geq 11\text{cm}$pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour : $e=15\text{cm}$

✓ Pour palier de repos :

Le palier de repos se dimensionne comme une dalle pleine sur un appui

1^{ère} condition de résistance :

$$e \leq \frac{L_x}{20} \quad , L = l_v$$

Avec L : longueur de la console : L= 120cm

$$e \leq \frac{L_x}{20} = \frac{120}{20} \Rightarrow e \geq 6\text{cm.}$$

2^{ème} condition de coupe-feu : e ≥ 11cm.....pour 2heure de coupe-feu

On choisit l'épaisseur du palier de repos : **e=15cm**

✓ **Volée quartier tournant incliné**

On a trois marches avec h=17cm

$$\beta = \frac{90}{3} = 30^\circ$$

$$\tan(\beta) = x/1.2 \Rightarrow x = 1.2 \times \tan(\beta)$$

$$x = 0.69\text{m}$$

$$y = 1.2 - 0.69 \Rightarrow y = 0.51\text{m}$$

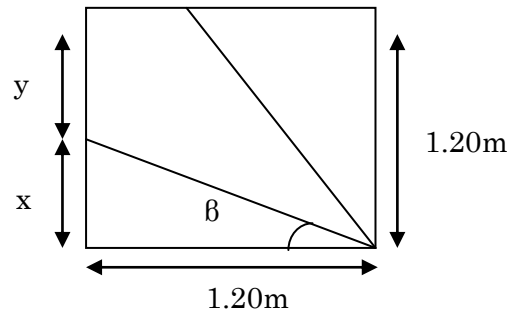


Figure 2-14 : Schéma statique de la volée quartier tournant incliné

✓ **Pour volée (III)**

$$H = 1.02\text{m} \quad , L_0 = 1.50\text{m.}$$

$$\alpha = 34.21^\circ$$

$$l_v = \frac{2.10}{\cos 34.21} \Rightarrow l_v = 1.81\text{m}$$

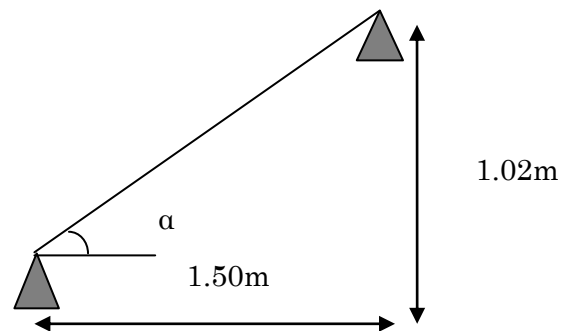


Figure 2-15 : Schéma statique de la partie III

A partir de ces données et de (2) on obtient l'équation : $64n^2 - 418n + 204 = 0$

Et après résolution, on trouve : n = 6

Le nombre de contre marche : n=6

Le nombre de marche : n= 5

• **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm.} \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

• **Epaisseur de la paillasse**

On dimensionne la paillasse suivant la condition de la flèche :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 7 \leq e \leq 10.5$$

$e \geq 11\text{cm}$pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour : **e=15cm**

2.2.3. Les murs en maçonnerie :

➤ **Les Murs extérieur**

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

➤ **Murs intérieur**

Ils jouent un rôle important dans l'isolation phonique du bâtiment et de séparation.

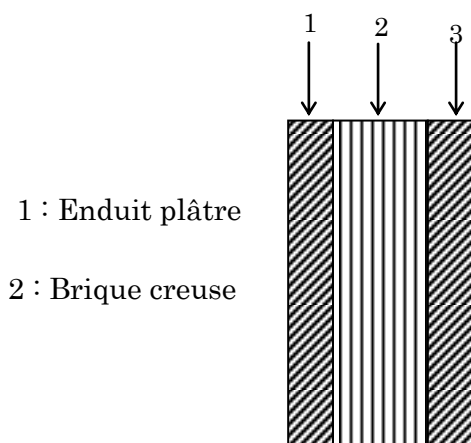


Figure 2-17 : Mur intérieur

- 1 : Enduit ciment
- 2 : Brique creuse
- 3 : L'âme d'aire
- 4 : Brique creuse

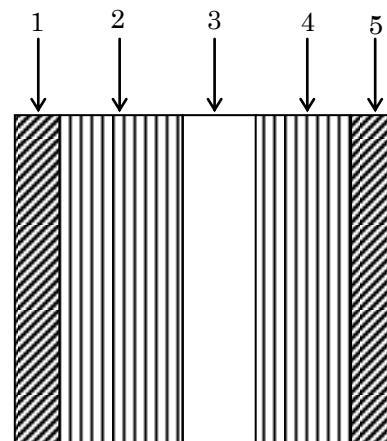


Figure 2-17: Mur extérieur

2.2.4. Ascenseur

❖ **Définition :**

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour 8 personnes dont les caractéristiques sont les suivants :

La dalle de l'ascenseur supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur de **e=20cm**

2.2.5. L'acrotère :

C'est un élément non structural en béton armé contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. L'acrotère est considéré comme un système isostatique assimilé à une console encastrée dans le plancher soumise à :

- son poids propre (G).
- une force horizontale due à l'effort sismique F_p définie par le RPA 99 version 2003.
- une charge horizontale (Q) due à la main courant.

Son rôle principal est :

- La protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

❖ Hypothèse de calcul :

Les hypothèses de calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

2.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

2.3.1. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis, on a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

a) Les poutres principales (sens longitudinal) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, Considérant que la section des poutres est rectangulaire de dimensions b et h , d'après le **RPA 99/V.2003** la hauteur de la poutre est conditionnée par le critère de flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche).}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis des poutres principales.

$$L_{\max} = 530 - 30 = 500\text{cm} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm} .$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

Sachant que : b : la largeur de la poutre principale

h : la hauteur de la poutre principale

❖ Vérification :

Selon le **RPA 99/ V. 2003 (art.7.5.1, p 51 et 52)**, on doit vérifie les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm.} \\ h \geq 30\text{cm.} \\ h/b \leq 1/4\text{cm.} \end{cases}$$

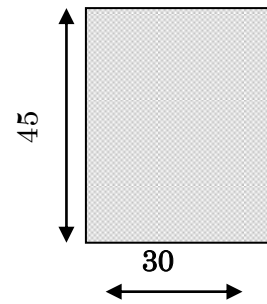


Figure 2-18 : Coupe transversal d'une poutre

$$\begin{cases} b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifié} \\ h=45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifié} \\ h/b= 45/30=1,5 < 4 \dots \text{Condition vérifié} \end{cases}$$

b) Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_{\max} = 280 - 30 = 250\text{cm} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10} \Rightarrow 16.66 \leq h \leq 25\text{cm.}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm.}$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

❖ Vérification :

Selon le **RPA 99/ V. 2003 (art.7.5.1, p 51 et 52)**, on doit vérifie les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm.} \\ h \geq 30\text{cm.} \\ h/b \leq 1/4\text{cm.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifié} \\ h=30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifié} \\ h/b= 45/30=1 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifié} \end{cases}$$

Les voiles :

2.3.2.1. Définition :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe. Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le *RPA99*. Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- ✓ **Les charges verticales** : charges permanentes et surcharges d’exploitations.
- ✓ **Les actions horizontales** : effet de séisme.

2.3.2.2. Pré dimensionnement des voiles.

Selon le **RPA99 Version 2003, (article 7.7.1)** le pré dimensionnement des voiles est donné comme suit :

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right] \dots\dots\dots(1).$$

$$L \geq 4 a \text{ (Pour la vérification) } \dots\dots\dots(2).$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d’étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

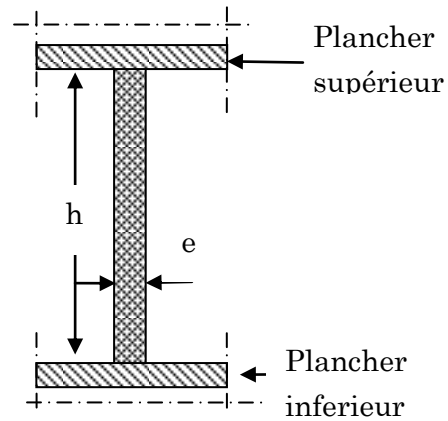


Figure 2-19 : Coupe verticale d'un voile

2.3.2.3. Les types des voiles :

- **1^{ier} type : les voiles de contreventement :**

Tableau 2-1 : Pré dimensionnement des voiles.

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage h_e (m)	Epaisseur du voile $a \geq \max (h_e / 20, 15)$ (cm)
Sous-sol	2.25	$a \geq 15 \Rightarrow a=20\text{cm}$
RDC	3.12	$a \geq 16.85 \Rightarrow a=20\text{cm}$
Etage courant	2.44	$a \geq 15 \Rightarrow a=15\text{cm}$

- **2^{ieme} type : voile au niveau de la cage d'ascenseur**

Comme ce voile n’intervient presque pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera égale à **15cm** qui est l’épaisseur minimale exigée par le **RPA 99/2003**.

❖ **Vérification :**

Pour qu’un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e . \text{ d'où } L_{\min} \geq 80\text{cm}$$

Soit : $L = 1.00 \text{ m.}$

2.3.2. Les poteaux

2.3.2.1. Définition :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, leur pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4, 1)**. Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le **RPA99/2003**.

2.3.2.2. Pré dimensionnement des poteaux.

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

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères suivant:

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

a) Critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

b) Critère de stabilité de forme :

D'après le BAEL (**art B.8.4, 1**), les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ BAEL (art B.8.4, 1)}$$

Avec :

B_r : section réduite du béton : $B_r = (a-2) \times (b-2)$;

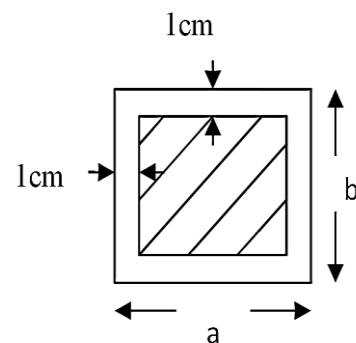


Figure 2-20 Section réduite du poteau

a et b: dimensions du poteau

$A_s \geq 0.8\% Br$ on prend $A_s = 1\% Br$

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient de réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

$l_f = 0.7 l_0$ **BAEL91 (art B.8.3, 31)**

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$ (section rectangulaire)

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le **BAEL91 art B.8.4.1** ;

$$B_r \geq \frac{1.1 \times Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \dots\dots \text{en zone I et II}_a \\ \min(b_1, h_1) \geq 30cm \dots\dots \text{en zone II}_b \text{ et III} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$

Tel que h_e : Hauteur libre d'étage

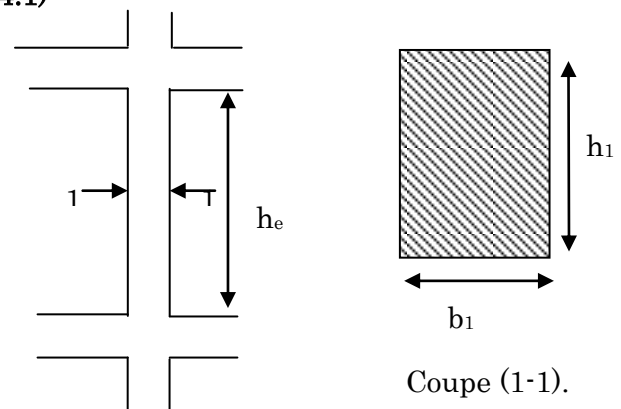


Figure 2-21 : La hauteur libre d'étage.

❖ vérification de l'effort normal réduite

Selon le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)** l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : effort normal réduit (sans majoration).

B_c : section brute du béton.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

RDC et sous-sol	→	$(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	→	$(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	→	$(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	→	$(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	→	$(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$
Terrasse	→	$(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

2.4. Evaluation des charges et surcharges

❖ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau 2-2 : Evaluation de la charge permanente (terrasse inaccessible)

Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Protection en gravillon	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	2.2	0.065	0.143
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Poids du plancher	14.25	0.20	2.85
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
TOTAL		4.463	

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{DTR BC 2.2})$$

❖ Plancher terrasse accessible :

Tableau 2-3 : Evaluation de la charge permanente (terrasse accessible)

Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Forme de pente	22	0.05	1.1
Dalle en corps creux	14.25	0.20	2.85
Enduit en plâtre	14	0.02	0.28
TOTAL	5.43		

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est de **1.5KN/m²**. (DTR BC 2.2).

❖ Plancher d'étage courant

Tableau 2-4 : Evaluation de la charge permanente (étage courant)

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Cloisons de répartition	9	0.1	0.9
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en corps creux	14.25	0.20	2.85
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
TOTAL	5.23		

La charge d'exploitation à prendre dans le cas du plancher d'étage courant est estimée à : **Q = 1.5KN/m²**. (DTR BC 2.2).

❖ Plancher dalle pleine

Tableau 2-5 : Evaluation de la charge permanente (balcon et dalle pleine)

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
mortier de pose	20	0.02	0.40
lit de sable	18	0.02	0.36

dalle pleine	25	0.15	3.75
enduit de plâtre	14	0.02	0.28
TOTAL	5.23		

La charge d'exploitation est : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$. DTR BC 2.2

❖ **Evaluation des charges et surcharges sur le palier**

Tableau 2-6 : Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
G_{totale}			5.23
Q (DTR BC 2.2)			2.50

❖ **Evaluation des charges et surcharges sur la volée :**

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma \times e / \cos(\alpha)$
- poids d'une marche : $\gamma \times h / 2$
- poids de revêtement et de mortier de pose : $\gamma \times e(1 + h / g)$

Tableau 2-7 Evaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Paillasse	25	0.15	4.46
Gardes corps	//	//	0.10
Marches	22	17/2	1.87
Revêtement verticale	20	0.13	2.60
Enduit ciment	18	0.02	0.42
G_{totale}	10.47		
Q (DTR BC 2.2)	2.50		

❖ **Evaluation de la charge permanente (murs intérieurs)**

Tableau 2-8 Evaluation des charges de murs intérieurs

Désignation	Poids volumique (kN/m)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Enduit plâtre	14	0.02	0.28
Brique creuse	9	0.10	0.9
Enduit plâtre	14	0.02	0.28
TOTAL	1.46		

❖ Evaluation de la charge permanente (murs extérieurs)

Tableau 2-9 : Evaluation des charges des murs extérieurs

Désignation	Poids volumique (KN/m)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	9	0.15	1.35
L'âme d'air	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.10	0.9
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	2.93		

❖ Evaluation des charges et des surcharges de l'ascenseur:

- Poids propre de la dalle : $G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$
- Poids du revêtement (e=5cm) : $G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$
- La surface: $S = L_x \times L_y = 1.65 \times 1.85 \Rightarrow S = 3.0525 \text{ m}^2$
- Poids de la machine : $G_3 = F_c / S = 102 / 3.052 \Rightarrow G_3 = 33.415 \text{ KN/m}^2$
- Poids total: $G = G_1 + G_2 + G_3 = 39.51 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation est : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

❖ Evaluation des charges et surcharges (l'acrotère):

Dans notre projet il existe (02) types d'acrotère Les charges revenantes chaque une des acrotères (01) et (2) sont résumées dans les tableaux ci-après :

Tableau 2-10 : Evaluation des charges de l'acrotère(01)

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	10	0.0785	25	1.962

Enduit de ciment intérieur	2	0.020	20	0.40	
Enduit de ciment extérieur	2	0.020	20	0.40	
Charge permanente totale	$G = 2.762 \text{ KN/ml}$				
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN/ml}$				

Coupe de l'acrotère terrasse inaccessible

Tableau 2-11 : Evaluation des charges de l'acrotère(02)

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)	
Poids propre de l'acrotère	10	0.1185	25	2.962	
Enduit de ciment intérieur	2	0.020	20	0.40	
Enduit de ciment extérieur	2	0.020	20	0.40	
Charge permanente totale	$G = 3.762 \text{ KN/ml}$				
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN/ml}$				

Coupe de l'acrotère terrasse accessible

2.5. Descente de charge :

Il s'agit de déterminer les actions mécaniques verticales (charges), s'exerçant sur les éléments porteurs d'une structure, niveau par niveau à partir du haut.

La descente de charge se fera pour les poteaux (P₁) et (P₂) car ce sont ceux qui représentent les configurations les plus défavorables.

Le poteau intermédiaire P₂

1) Les surfaces afférentes :

❖ Surface afférente pour les charges permanentes :

: Corps creux

: Dalle pleine

$$S_{cc1} = 1.25 \times 2.25 = 2.81m^2$$

$$S_{cc2} = 2.5 \times 1.25 = 3.125m^2$$

$$S_{cc3} = 1.25 \times 2.50 = 3.125m^2$$

$$S_{cc} = 9.06m^2$$

$$S_{DP} = 1.80 \times 2.25 = 3.51m^2$$

$$S_{total} = 12.57m^2$$

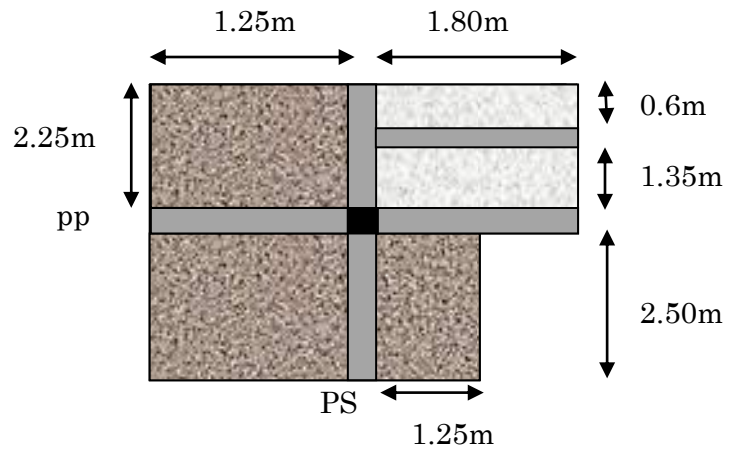


Figure 2-22: La surface afférente du poteau P2

❖ Surface afférente pour les charges d'exploitations :

$$S_{cc} = 10.87m^2$$

$$S_{dp} = 5.355m^2$$

$$S_{total} = 13.11m$$

➤ Calcul des charges et surcharges

• Les poutres

$$L_{pp} = 2.25 + 2.5 = 4.75m$$

$$L_{ps} = 1.25 + 1.80 + 1.80 = 4.85m$$

$$G_p = G_{pp} + G_{ps}$$

• Terrasse (Bianchi)

$$G_p = [(2.25 \times 0.3 \times 0.45) + (1.85 \times 0.3 \times 0.3)] \times \square 25 = 11.643KN$$

• Les planchers

$$G_p = [(4.75 \times 0.3 \times 0.45) + (4.85 \times 0.3 \times 0.3)] \times \square 25 = 26.943KN$$

• Terrasse inaccessible

$$G_t = [(9.06 \times 463) + (3.51 \times 5.23)] = 58.792KN$$

$$Q_t = [(10.87 \times 1) + (5.355 \times 3.5)] = 29.612KN$$

• Bianchi (terrasse inaccessible)

$$G = (4.05 \times 4.463) = 18.075KN$$

$$Q = 5.355 \times \square 1 = 5.355KN$$

• Planchers étages courants

$$G_{cc} = 9.06 \times \square 5.23 = 47.383KN \Rightarrow G_{total} = 65.761KN$$

$$G_{DP} = 3.51 \times \square 5.23 = 18.378KN$$

$$Q_{cc} = 10.87 \times 1.5 = 16.305 \text{KN} \Rightarrow Q_{\text{total}} = 35.047 \text{KN}$$

$$Q_{DP} = 5.355 \times 3.5 = 18.742 \text{KN}$$

- **Plancher sous-sol**

$$G = 12.57 \times 2.23 = 65.741 \text{KN}$$

$$Q = 16.225 \times 5 = 81.125 \text{KN}$$

- **Les poteaux**

Sous-sol	→	$P = 0.50 \times 0.50 \times 2.70 \times 25 = 16.875 \text{KN}$
RDC	→	$P = 0.50 \times 0.50 \times 3.57 \times 25 = 22.312 \text{KN}$
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	→	$P = 0.45 \times 0.45 \times 2.89 \times 25 = 14.630 \text{KN}$
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	→	$P = 0.40 \times 0.40 \times 2.89 \times 25 = 11.560 \text{KN}$
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	→	$P = 0.35 \times 0.35 \times 2.89 \times 25 = 8.850 \text{KN}$
7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	→	$P = 0.30 \times 0.30 \times 2.89 \times 25 = 6.502 \text{KN}$

b.2) La dégression des charges :

$$N_1: Q_0 = 6.355 \text{KN}$$

$$N_2: Q_1 = 6.355 + 29.612 = 35.967 \text{KN}$$

$$N_3: Q_2 = 6.355 + 0.9(29.612 + 35.047) = 67.781 \text{KN}$$

$$N_4: Q_3 = 6.355 + 0.9(29.612 + 2 \times 35.047) = 96.09 \text{KN}$$

$$N_5: Q_4 = 6.355 + 0.85(29.612 + 3 \times 35.047) = 120.895 \text{KN}$$

$$N_6: Q_5 = 6.355 + \frac{3+5}{2 \times 5} (29.612 + 4 \times 35.047) = 142.195 \text{KN}$$

$$N_7: Q_6 = 6.355 + \frac{3+6}{2 \times 6} (29.612 + 5 \times 35.047) = 159.99 \text{KN}$$

$$N_8: Q_7 = 6.355 + \frac{3+7}{2 \times 7} (29.612 + 35.047) = 177.707 \text{KN}$$

$$N_9: Q_8 = 6.355 + \frac{3+8}{2 \times 8} (29.612 + 7 \times 35.047) = 196.376 \text{KN}$$

$$N_{10}: Q_9 = 6.355 + \frac{3+9}{2 \times 9} (29.612 + 8 \times 35.047) = 213.013 \text{KN}$$

$$N_{11}: Q_{10} = 6.355 + \frac{3+10}{2 \times 10} (29.612 + 8 \times 35.047 + 81.125) = 260.578 \text{KN}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (2) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2-12 Descente des charges pour le poteau P2

Localisation	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N ₁	Plancher terrasse	18.075	6.355
	Poutres	11.643	
	Poteaux	6.502	
	acrotère	12.016	
	Murs	28.95	
Total		77.186	
	Venant de N ₁	77.186	

N ₂	Plancher terrasse	58.792	
	Poutres	26.943	
	Poteaux	6.502	
	Murs	30.744	
Total		200.167	35.967
N ₃	Venant de N ₂	200.167	
	Plancher courant	65.761	
	Poutres	26.943	
	Poteaux	6.502	
	Murs	30.744	
Total		330.117	67.781
N ₄	Venant de N ₃	330.117	
	Plancher courant	65.761	
	Poutres	26.943	
	Poteaux	8.85	
	Murs	29.668	
Total		461.339	96.09
N ₅	Venant de N ₄	461.339	
	Plancher courant	65.761	
	Poutres	26.943	
	Poteaux	8.85	
	Murs	29.668	
Total		592.561	120.895
N ₆	Venant de N ₅	592.561	
	Plancher courant	65.761	
	Poutres	26.943	
	Poteaux	11.56	
	Murs	29.668	
Total		726.493	142.195
N ₇	Venant de N ₆	726.493	
	Plancher courant	65.761	
	Poutres	26.943	
	Poteaux	11.56	
	Murs	29.668	
Total		860.425	159.99
N ₈	Venant de N ₇	860.425	
	Plancher courant	65.761	
	Poutres	26.943	
	Poteaux	14.63	
	Murs	29.668	
Total		997.427	177.707
N ₉	Venant de N ₈	997.427	
	Plancher courant	65.761	
	Poutres	26.943	
	Poteaux	14.63	
	Murs	29.668	

Total		1134.429	195.376
N ₁₀	Venant de N ₉	1134.429	
	Plancher courant	65.761	
	Poutres	26.943	
	Poteaux	22.312	
	Murs	34.806	
Total		1284.251	213.013
N ₁₁	Venant de N ₁₀	1284.251	
	Plancher dalle pleine	65.741	
	Poutres	26.943	
	Poteaux	16.875	
Total		1393.81	260.578

❖ **Les efforts normaux :**

$$N_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_S = G + Q$$

$$N_{U2} = 1.35 \times 1393.81 + 1.5 \times 260.578 = 2272.51 \text{ KN}$$

$$N_{S2} = 1393.81 + 260.578 = 1654.388 \text{ KN}$$

❖ **Récapitulation des résultats :**

Tableau 2-13 : Efforts normaux dans les deux poteaux

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	N _u (KN)	N _s (KN)
Poteau P1	950.778	174.393	1545.139	1125.171
Poteau P2	1393.81	260.578	2272.51	1654.388

Le poteau le plus sollicité est **P2** avec un effort normal : $N_{U2}=2272.51 \text{ KN}$

Selon le CBA93 (Art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.Après majoration on trouve : $N_u = 1.1N_u = 1.1 \times 2272.51 = 2499.761 \text{ KN}$

N_u 2499.761KN

❖ **Vérifications:**

➤ **Vérification des poteaux à la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

B : Section du poteau.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Les résultats de vérifications des poteaux à la compression simple sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2-14 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Etages	Nu(KN)	Sections B (m²)	Condition $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{cal}$		Observation
			$_{bc}(\text{MPa}) \bar{\sigma}$	$_{cal}(\text{MPa}) \sigma$	
Sous-sol	2499.761	0.25	14.2	9.99	vérifiée
RDC	2258.584	0.25	14.2	9.03	
1 ^{er} étage	2006.997	0.20	14.2	10.03	
2 ^{eme} étage	1774.395	0.20	14.2	8.87	
3 ^{eme} étage	1541.714	0.16	14.2	9.63	
4 ^{eme} étage	1313.463	0.16	14.2	8.21	
5 ^{eme} étage	1079.429	0.122	14.2	8.85	
6 ^{eme} étage	843.636	0.122	14.2	6.91	
7 ^{eme} étage	602.623	0.09	14.2	6.70	
8 ^{eme} étage	356.593	0.09	14.2	3.96	
9 ^{eme} étage	125.106	0.09	14.2	1.39	

➤ **Vérification du critère de stabilité de forme**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

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

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304 \text{cm}^2 ; a \text{ et } b: \text{dimensions du poteau}$$

$$A_s \geq 0.8\% B_r \quad \text{on prend: } A_s = 1\% B_r \quad \dots\dots\dots \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70$$

On calcule l'élançement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

➤ **Vérification du poteau du sous-sol :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.7 = 1.89\text{m.}$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25\text{m}^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 5.208 \times 10^{-3} \text{m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5.208 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.144\text{m}$$

$$\lambda = \frac{1.89}{0.144} = 13.125 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{13.125}{35}\right)^2} = 0.83$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2499.761 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.137\text{m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = 0.2304 > 0.137\text{m}^2$$

Donc pas de risque de flambement du poteau

Les résultats de vérifications au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2-15 : Vérification des poteaux au flambement

niveaux	B (m ²)	B _r (m ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	I (m ⁴)	i(m)	λ	α	B _r ' (m ²)	condition
Sous sol	0.25	0.2304	2.70	1.89	0.00520	0.144	13.125	0.83	0.137	Vérifié
RDC	0.25	0.2304	3.57	2.499	0.00520	0.144	17.354	0.81	0.126	Vérifié
Etage1	0.2025	0.1849	2.89	2.023	0.00341	0.129	15.68	0.817	0.111	Vérifié
Etage2	0.2025	0.1849	2.89	2.023	0.00341	0.129	15.68	0.817	0.098	Vérifié
Etage3	0.16	0.1444	2.89	2.023	0.00213	0.115	17.59	0.81	0.086	Vérifié

Etage4	0.16	0.1444	2.89	2.023	0.00213	0.115	17.59	0.81	0.073	Vérifié
Etage5	0.1225	0.1089	2.89	2.023	0.00125	0.101	20.03	0.797	0.061	Vérifié
Etage6	0.1225	0.1089	2.89	2.023	0.00125	0.101	20.03	0.797	0.048	Vérifié
Etage7	0.09	0.0784	2.89	2.023	0.00067	0.0866	23.36	0.78	0.035	Vérifié
Etage8	0.09	0.0784	2.89	2.023	0.00067	0.0866	23.36	0.78	0.0207	Vérifié
Etage9	0.09	0.0784	2.89	2.023	0.00067	0.0866	23.36	0.78	0.0073	Vérifié

Le tableau ci-dessous résume les vérifications au flambement des poteaux de tous les étages

On remarque que la condition est vérifiée pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

➤ **Vérification des conditions du RPA 99 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone IIa les

$$\text{Conditions suivantes : } \begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \min(b_1, h_1) \geq h_e/20 \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 1/4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{cases}$$

2.6. Conclusion :

Après avoir fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et fait toutes les vérifications nécessaires, Les sections optées pour les éléments structuraux sont résumées dans le tableau ci après :

Tableau 2-16 Caractéristiques des éléments structuraux

Eléments	largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres principales	30	45
Poutres secondaires	30	30
Poteaux du sous-sol et le RDC	50	50
Poteaux du 1^{er} et 2^{ème} étage	45	45
Poteaux du 3^{ème} et 4^{ème} étage	40	40
Poteaux du 5^{ème} et 6^{ème} étage	35	35
Poteaux du 7^{ème} et 8^{ème} étage	30	30
Voiles de contreventement RDC	e =20cm	
Voiles de contreventement étages courants	e =15cm	

Vérification de l'effort normal réduit

$$N_{rd} = \frac{N}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (v 2003) (Art : 7.1.3.3)}$$

N : Effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Aire (section brute) de la section de béton

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton

Cette vérification a donné les résultats suivants :

Tableau 2-17: Vérification de l'effort normale réduit dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (m ²)	N _d (KN)	N _{rd}	Observation
Sous-sol	0.25	2499.761	0.39	Non vérifiée
RDC	0.25	2258.584	0.36	Non vérifiée
1 ^{er} étage	0.2025	2006.997	0.39	Non vérifiée
2 ^{ème} étage	0.2025	1774.395	0.35	Non vérifiée
3 ^{ème} étage	0.16	1541.714	0.38	Non vérifiée
4 ^{ème} étage	0.16	1313.463	0.32	Non vérifiée
5 ^{ème} étage	0.1225	1079.429	0.35	Non vérifiée
6 ^{ème} étage	0.1225	843.636	0.27	vérifiée
7 ^{ème} étage	0.09	602.623	0.26	vérifiée
8 ^{ème} étage	0.09	356.593	0.15	vérifiée

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit n'est pas vérifiée de sous-sol au 5^{ème} étage. Alors il faut redimensionner les sections des poteaux.

Pour une section de (60*60)

$$B=0.36\text{m}^2$$

$$N_{rd} = \frac{2499.761}{0.36 \times 25} = 0.27 \leq 0.3 \quad \text{Condition est vérifiée}$$

Les sections des poteaux adoptées

Eléments	largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poteaux du sous-sol et le RDC	60	60
1 ^{er} étage	55	55
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50	50
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45	45
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	35	35
8 ^{ème} étage	30	30

Chapitre 3 Etude des éléments secondaires

3.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fera en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout on respectant la réglementation en vigueur (**BAEL91, CBA93, RPA99 / 2003...**).

3.2. Etude des éléments secondaires :

3.2.1. Etude des Planchers :

3.2.1.1. Définition :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Transmission des charges et surcharges.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

3.2.1.2. Calcul des Planchers à corps creux :

Les planchers utilisés dans notre structure sont des planchers à corps creux de dimension (16+4). Ils sont utilisés généralement pour les bâtiments à surcharge modérée

$Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$. Ils assurent une bonne isolation et permettent d'avoir un plafond uni.

- **Étude des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé calculées la flexion simple sous $GetQ$ comme des poutres continues sur plusieurs appuis servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

- **Méthode de calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations nous disposons deux méthodes réservées aux constructions courantes proposées par le règlement BAEL :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de CAQUOT

- a) **Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)**

C'est une méthode qui s'applique pour des poutres (poutrelles) continues et pour des dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).

Conditions d'application (BAEL91 art B.6.210) :

Le **BAEL91** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle n'est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Avec :

G : charges permanentes reprises par la poutre continue

Q : charges d'exploitations reprises par la poutre continue.

Selon Y. Chérait [5] ; La méthode forfaitaire reste applicable même lorsque le rapport des portées des éléments sort de la limite [0.8 ; 1.25].

- **Exposée de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge q

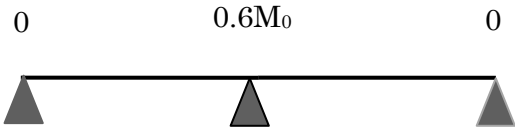
Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

- **Evaluations des moments fléchissant :**

Moment sur appuis :

Appuis de rive : les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0.15 \times M_0)$.

Appuis intermédiaires :



Poutres à deux travées :

Les moments sont de l'ordre de $(-0,6M_0)$

Poutres à plus de deux travées :



$M_a = -0.5M_0$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.

$M_a = -0.4M_0$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que : M_0 le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré :

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

Moment en Travées :

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

• **Evaluations efforts tranchant :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont

confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : Compte tenu de la continuité : $V_i = V_0 + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$

V_0 : l'effort tranchant isostatique

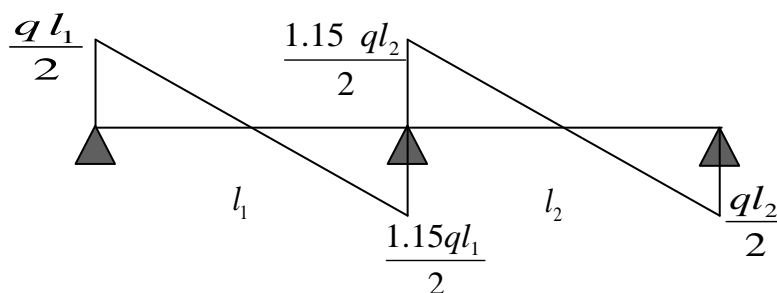


Figure 3-1 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

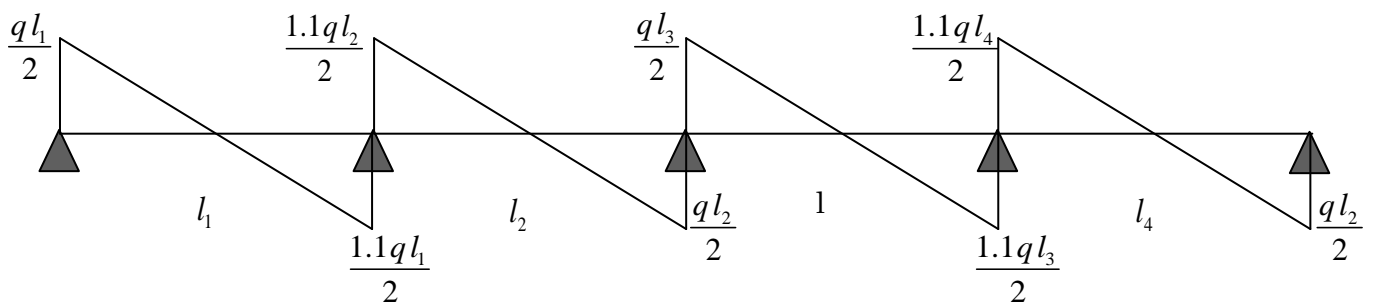


Figure 3-2 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plusieurs travées.

b) Méthode de CAQUOT :

Condition d'application :

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquée pour les planchers à surcharge modérée, lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite dans ce cas on applique la méthode de *CAQUOT* minorée, là on remplace la charge permanente G par G' qui égale à : $\frac{2}{3}G$, pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.

Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Moment en appuis :

$$M_2 = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

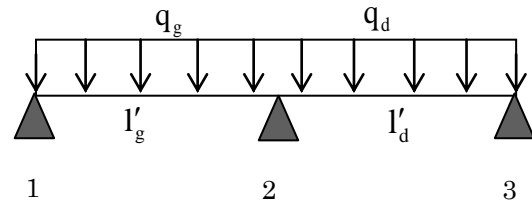


Figure 3-3 : Schéma statique d'une poutrelle

- l_g' et l_d' : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
- q_g et q_d : Chargement uniformes à gauche et à droite de l'appui respectivement.

Avec : $l' = 0.8 \times l$ Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$ Pour une travée de rive.

Moment en travée :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{qx}{2} \times (L - x) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM(X)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0 \Rightarrow X_0 = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

$$M_{\max} = M(X_0)$$

L'effort tranchant :

$$V = \frac{dM(X)}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

• Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

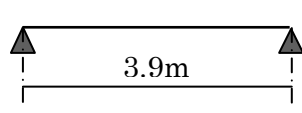
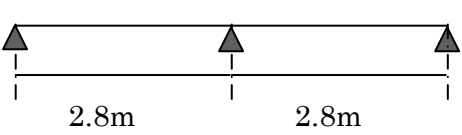
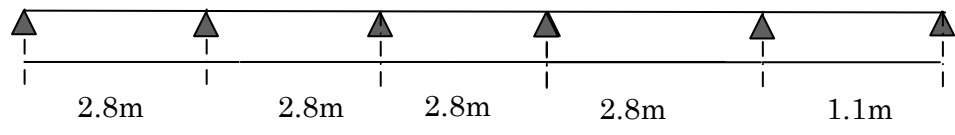
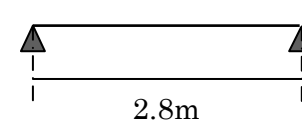
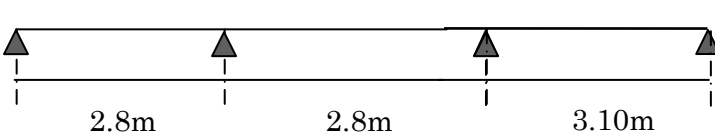
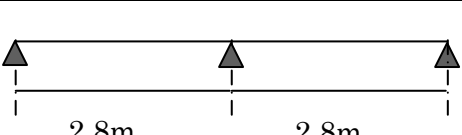
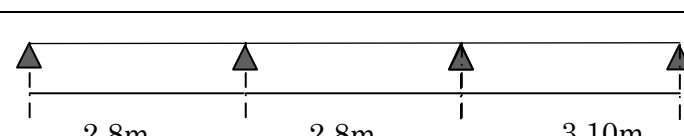
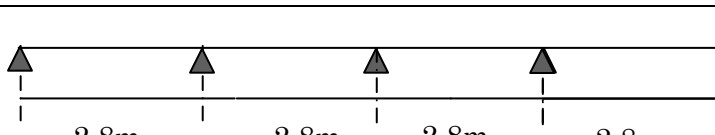
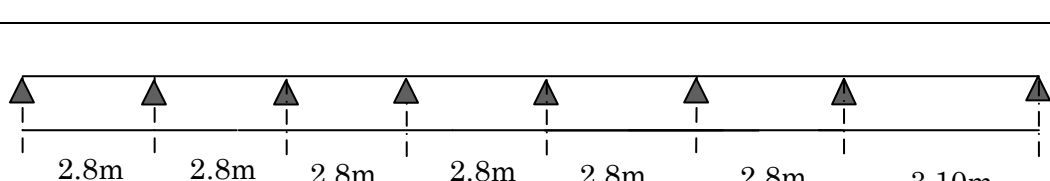
a) **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

b) **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Les Différents types de poutrelles :

Dans notre cas on distingue (09) types de poutrelles, Les Différents types de ces poutrelles sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau 3-1: Les Types de poutrelles

	<i>Types</i>	<i>Schéma statique</i>
Terrasse inaccessible	1	
	2	
	3	
Terrasse accessible	1	
	2	
Etage courant d'habitation et RDC	1	
	2	
	3	
	4	

- **Dimensions de la poutrelle :**

Le pré dimensionnement du plancher, nous a donné un plancher à corps creux de

(16+4) cm

La hauteur du corps creux : $h = 16$ cm.

La hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4$ cm

Calcul des charges revenant aux poutrelles :

À l'ELU : $q_u = b \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

À l'ELS : $q_s = b \times (G + Q)$

les charges revenant aux poutrelles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 3-2 : Chargement sur les poutrelles

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	4.463	1	0.65	4.891	3.55
Terrasse accessible	5.43	1.5	0.65	6.227	4.504
Etage courant	5.23	1.5	0.65	6.051	4.374

q_s : C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite de service.

q_u : C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite ultime.

$b = 65$ cm : C'est la largeur de la dalle de compression.

Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on applique l'une des deux méthodes précédentes qui :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

La structure est classée comme construction courante :

Tableau 3-3 Vérification des charges modérées

désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$	Observation
Terrasse inaccessible	4.463	1	$1 \leq \min(2 \times 4.463, 5) = 5$	vérifiée
Terrasse accessible	5.43	1.5	$1.5 \leq \min(2 \times 5.43, 5) = 5$	vérifiée
Etage courant	5.23	1.5	$1.5 \leq \min(2 \times 5.23, 5) = 5$	vérifiée

- Les éléments du plancher sont sollicités en à la flexion simple

- Les moments d'inertie des sections transversales sont constants dans les différentes travées en continuité.
- Les fissurations sont considérées peu nuisibles.
- Vérification des portées successives : Le rapport $0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq \{2.8/2.8; 2.8/2.8; 2.8/2.8; 2.8/2.8; 2.8/2.8; 2.8/3.1\} \leq 1.25$$

Toutes les conditions sont vérifiées ce qui implique que la méthode forfaitaire est applicable pour tous les types des poutrelles

On exposera un exemple de calcul, soit le **type (2)** du plancher terrasse inaccessible par la méthode forfaitaire et les autres types seront illustrés dans les tableaux ci-dessous.

- **Etude de plancher terrasse inaccessible:**

$$G = 4.463 \text{KN/m}^2; Q = 1 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 \times 4.463 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 4.891 \text{KN/ml}$$

$$q_s = (4.463 + 1) \times 0.65 = 3.55 \text{KN/ml}$$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul des poutrelles de type 2 :

- **Calcul des sollicitations :**

Poutrelle Type (2) :

Calcul des moments isostatiques :

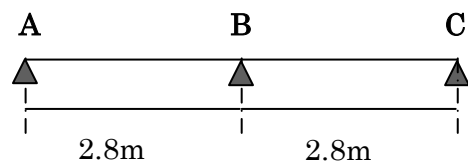
$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = 4.793 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = 4.793 \text{KN.m}$$

Calcul les moments sur appuis :

$$M_A = M_C = 0 \text{KN.m}$$

$$M_B = M_B = -0.6 \times \max(M_{01}, M_{02}) = -0.6 M_{01} = -2.876 \text{KN.m}$$



Les Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.183$$

$$1+0.3\alpha = 1.055$$

$$1.2+0.3\alpha = 1.255$$

Travée AB :

$$(1) : M_t \geq 3.618 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 3.618 \text{KN.m}$$

$$(2) : M_t \geq 3.007 \text{KN.m}$$

Travée BC :

$$(1) : M_t \geq 3.618 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 3.618 \text{KN.m}$$

$$(2) : M_t \geq 3.007 \text{KN.m}$$

Les efforts tranchants :**Travée AB :**

$$V_A = \frac{q_u L}{2} = \frac{4.891 \times 2.8}{2} = 6.847 \text{KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{q_u \times L}{2} = -1.15 \frac{4.891 \times 2.8}{2} = -7.874 \text{KN}$$

Travée BC:

$$V_c = \frac{q_u L}{2} = -\frac{4.891 \times 2.8}{2} = -6.847 \text{KN}$$

$$V_B = 1.15 \frac{q_u L}{2} = 1.15 \frac{4.891 \times 2.8}{2} = 7.874 \text{KN}$$

A l'ELS :**Les moments isostatiques :**

$$M_{01} = 3.48 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = 3.48 \text{KN.m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -2.088 \text{KN.m}$$

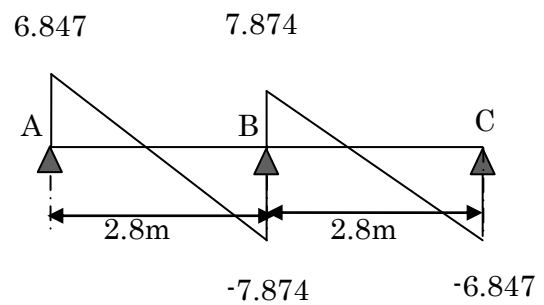


Figure 3-4: Diagramme des efforts tranchants

Les moments en travées :

Travée AB : $M_t = 2.626 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_t = 2.626 \text{ KN.m}$

Les efforts tranchants :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 4.97 \text{ KN} \\ V_B = -5.715 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 5.715 \text{ KN} \\ V_C = -4.97 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableaux récapitulatifs des sollicitations :

a) Etude de plancher terrasse inaccessible

Dans ce plancher il y a trois types de poutrelles :

$$q_u = 4.891 \text{ KN/ml} ; \quad q_s = 3.55 \text{ KN/ml} ; \quad \alpha = 0.183$$

Les résultats des sollicitations de plancher terrasse inaccessible sont résumés dans les tableaux ci-après:

Tableau 3-4 : Sollicitations du plancher terrasse inaccessible à l'ELU.

Type de poutrelles	Travée L(m)	Etat limite					
		ELU					
		$M_0(\text{KN.m})$	$M_g(\text{KN.m})$	$M_d(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$V_g(\text{KN})$	$V_d(\text{KN})$
Type 1	L=3.90	9.23	-1.395	-1.395	9.30	9.53	-9.53
Type 2	L _{AB} =2.8	4.793	-0.72	-2.875	3.62	6.847	-7.874
	L _{BC} =2.8	4.793	-2.875	-0.72	3.62	7.874	-6.847
Type 3	L _{AB} =2.8	4.79	-0.72	-2.40	3.85	6.85	-7.53
	L _{BC} =2.8	4.79	-2.40	-1.92	2.89	7.53	-7.53
	L _{CD} =2.8	4.79	-1.92	-1.92	3.13	6.85	-6.85
	L _{DE} =2.8	4.79	-1.92	-2.40	2.89	6.85	-7.53
	L _{EF} =1.1	0.74	-2.40	-0.111	0.46	2.96	-2.69

Tableau 3-5 : Sollicitations du plancher terrasse inaccessible à l'ELS.

Type de poutrelles	Travée L(m)	Etat limite					
		ELS					
		M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	L=3.90	6.75	-1.011	-1.011	6.74	6.92	-6.92
Type 2	L _{AB} =2.8	3.479	-0.521	-2.087	2.626	4.97	-5.72
	L _{BC} =2.8	3.479	-2.087	-0.521	2.626	5.72	-4.97
Type 3	L _{AB} =2.8	3.48	-0.52	-1.74	2.80	4.97	-5.47
	L _{BC} =2.8	3.48	-1.74	-1.39	2.11	5.47	-5.47
	L _{CD} =2.8	3.48	-1.39	-1.39	2.28	4.97	-4.97
	L _{DE} =2.8	3.48	-1.39	-1.74	2.11	4.97	-5.47
	L _{EF} =1.1	0.54	-1.74	-0.081	0.34	2.15	-1.15

b) Etude de plancher terrasse accessible :

Dans ce plancher il y a deux types de poutrelles :

$$q_u = 6.227 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.504 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = 0.216$$

Les résultats des sollicitations de plancher terrasse accessible sont résumés dans les tableaux ci-après:

Tableau 3-6 : Sollicitations du plancher terrasse accessible à l'ELU

Type de poutrelles	Travée L(m)	Etat limite					
		ELU					
		M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	L _{AB} =2.80	6.102	-0.915	-0.915	6.10	8.717	-8.717
Type 2	L _{AB} =2.8	6.10	-0.92	-3.05	4.97	8.72	-9.59
	L _{BC} =2.8	6.10	-3.05	-3.74	3.25	9.59	-9.59
	L _{CD} =3.10	7.48	-3.74	-1.12	6.09	10.62	-9.65

Tableau 3-7 : Sollicitations du plancher terrasse accessible à l'ELS.

Type de poutrelles	Travée L(m)	Etat limite					
		ELS					
		M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	L _{AB} =2.80	4.414	-0.661	-0.661	4.41	6.30	-6.30
Type 2	L _{AB} =2.8	4.41	-0.66	-2.21	3.59	6.31	-6.94
	L _{BC} =2.8	4.41	-2.21	-2.71	2.35	6.94	-6.94
	L _{CD} =3.10	5.41	-2.71	-0.81	0.441	7.86	-6.98

d) Etude de plancher terrasse étage courant et RDC :

Dans ce plancher il y a quatre types de poutrelles :

$$q_u = 6.051 \text{ KN/ml} ; \quad q_s = 4.437 \text{ KN/ml} ; \quad \alpha = 0.222$$

Les résultats des sollicitations de plancher terrasse accessible sont résumés dans les tableaux ci-après:

Tableau 3-8 : Sollicitation du plancher étage courant l'ELU.

Type de poutrelles	Travée L(m)	Etat limite					
		ELU					
		M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	L _{AB} =2.80	4.414	-0.661	-0.661	4.41	6.30	-6.30
	L _{AB} =2.8	5.93	-3.56	-0.89	4.55	9.74	-8.47
Type 2	L _{AB} =2.8	5.93	-0.89	-2.97	4.84	8.47	-9.32
	L _{BC} =2.8	5.93	-2.97	-2.97	3.36	9.32	-9.32
	L _{CD} =2.8	5.93	-2.97	-0.89	4.84	9.32	-8.47
Type 3	L _{AB} =2.8	5.93	-0.89	-2.97	4.84	8.47	-9.32
	L _{BC} =2.8	5.93	-2.97	-2.37	3.66	9.32	-9.32
	L _{CD} =2.8	5.93	-2.37	-2.97	3.66	8.47	-9.32
	L _{DE} =2.8	5.93	-2.97	-0.89	4.84	9.32	-8.47
Type 4	L _{AB} =2.8	5.93	-0.89	-2.97	4.84	8.47	-9.32
	L _{BC} =2.8	5.93	-2.97	-2.37	3.66	9.32	-9.32
	L _{CD} =2.8	5.93	-2.37	-2.37	3.96	8.47	-8.47
	L _{DE} =2.8	5.93	-2.37	-2.37	3.96	8.47	-8.47
	L _{EF} =2.8	5.93	-2.37	-2.37	3.96	8.47	-8.47
	L _{FG} =2.8	5.93	-2.37	-3.64	3.32	8.47	-9.32
	L _{GH} =3.1	7.27	-3.64	-1.09	5.94	10.32	-9.38

Tableau 3-9 : Sollicitation du plancher étage courant à l'ELS.

Type de poutrelles	Travée L(m)	Etat limite					
		ELS					
		M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	L _{AB} =2.80	4.29	-0.64	-2.57	3.29	6.12	-7.04
	L _{AB} =2.8	4.29	-2.57	-0.64	3.29	7.04	-6.12
Type 2	L _{AB} =2.8	4.29	-0.64	-2.15	3.50	6.12	-6.74
	L _{BC} =2.8	4.29	-2.15	-2.15	2.43	6.74	-6.74
	L _{CD} =2.8	4.29	-2.15	-0.64	3.50	6.74	-6.12
Type 3	L _{AB} =2.8	4.29	-0.64	-2.15	3.50	6.12	-6.74
	L _{BC} =2.8	4.29	-2.15	-1.72	2.64	6.74	-6.74
	L _{CD} =2.8	4.29	-1.72	-2.15	2.64	6.12	-6.74
	L _{DE} =2.8	4.29	-2.15	-0.64	3.50	6.74	-6.12
Type 4	L _{AB} =2.8	4.29	-0.64	-2.15	3.50	6.12	-6.74
	L _{BC} =2.8	4.29	-2.15	-1.72	2.64	6.74	-6.74
	L _{CD} =2.8	4.29	-1.72	-1.72	2.86	6.12	-6.12
	L _{DE} =2.8	4.29	-1.72	-1.72	2.86	6.12	-6.12
	L _{EF} =2.8	4.29	-1.72	-1.72	2.86	6.12	-6.12
	L _{FG} =2.8	4.29	-1.72	-2.63	2.40	6.12	-6.74
	L _{GH} =3.1	5.25	-2.63	-0.787	4.29	7.46	-6.78

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Remarque :

Les moments aux niveaux des appuis de rive sont négligeable, le BAEL préconise de mettre les armatures de fissuration équilibrant un moment fictif, tel que: $M = -0.15 M_0$

Tableau 3-10 : Sollicitations maximales aux états limites des différents niveaux.

niveaux	Type de poutrelles	Etats limites							
		ELU				ELS			
		M_a^{\max} (KN.m)		M_a^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)	M_a^{\max} (KN.m)		M_t^{\max} (KN.m)	V^{\max} (KN)
Rive	Rive			Rive	interne				
Terrasse inaccessible	01	1.395	1.395	9.30	9.53	1.011	1.011	6.74	6.92
	02	0.72	2.875	3.620	7.874	0.521	2.087	2.626	5.72
	03	0.72	2.40	3.85	7.53	0.52	1.74	2.80	5.47
étages courants	01	0.89	3.56	4.55	9.74	0.64	2.57	3.29	7.04
	02	0.89	2.97	4.84	9.32	0.64	2.15	3.50	6.74
	03	0.89	2.97	4.84	9.32	0.64	2.15	3.50	9.74
	04	1.09	3.64	5.94	10.32	0.787	2.63	4.29	7.46
	01	0.915	0.915	6.10	8.717	0.661	0.661	4.41	6.30
	02	1.12	3.74	6.09	10.62	0.81	2.71	4.41	7.68

Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage des poutrelles se fait avec les sollicitations les plus défavorables

Calcul à l'ELU :

$$M_t^{\max} = 9.30 \text{ KN.m}$$

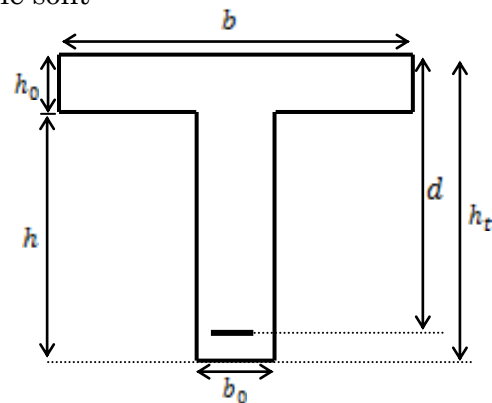
$$M_{\text{aint}}^{\max} = -3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ariv}}^{\max} = -1.395 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 10.62 \text{ KN}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

- $b=60\text{cm}$
- $b_0=10\text{cm}$
- $h_0=4\text{cm}$
- $h=16\text{cm}$
- $h_t=20\text{cm}$
- $d=18\text{cm}$



Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

Armatures longitudinales :• **Ferraillage en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression M_{Tu}

$$M_{Tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{Tu} = 0.6 \times 0.04 \times 14.8 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \Rightarrow M_{Tu} = 54.53 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{9.30 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.60 \times 0.18^2} = 0.0336$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A ».

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0336 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0336}) = 0.0427$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0427) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{9.30 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 1.509 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_t = 1.509 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 0.60 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 1.304\text{cm}^2 < A_t = 1.509\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_t calculé

$$\text{Soit } A_{\text{adoptée}}^t = 3\text{HA}10 = 2.36\text{cm}^2$$

- **Ferraillage aux appuis**

Appuis intermédiaires

Au niveau de l'appui la table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire :

$$b_0 \times h_t = (0.10 \times 0.20)\text{m}^2$$

$$M_{\text{aint}}^{\max} = 3.74\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{aint}}^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.74 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0812$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A ».

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0812 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0812}) = 0.106$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.106) = 0.172\text{m}$$

$$A_{\text{aint}} = \frac{M_{\text{aint}}^{\max}}{Z \times f_{st}} = \frac{3.74 \times 10^{-3}}{0.172 \times 348} = 0.62\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\text{aint}}^{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217\text{cm}^2$$

$$A_{\text{aint}}^{\min} = 0.217\text{cm}^2 < A_t = 0.62\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_t calculé

Soit $A_{adoptée}^{a\ int} = 1HA10 = 0.79\text{cm}^2$

Appuis de rive

$$M_a^{rive} = 1.395\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.395 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.030$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A ».

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0812 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03}) = 0.038$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.038) = 0.177\text{m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{1.395 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.226 \times 10^{-4} \text{m}^2 \Rightarrow A_a^{rive} = 0.226\text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.217\text{cm}^2 < A_a^{rive} = 0.226\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec A calculée

Soit $A_{adoptée}^{a\ rive} = 1HA10 = 0.79\text{cm}^2$

Ferrailage transversale

Vérification de la contrainte de cisaillement

La fissuration peu nuisible et $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \tau_{adm} = \min((0.13f_{c28}; 4\text{MPa})) = 3.33\text{MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{10.62 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.59\text{MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.59 \leq \tau_{adm} = 3.33\text{MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{\min}^l; h/35; b_0/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min(8; 20/35; 10/10) = 0.57 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

On choisit un étrier $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0.57\text{cm}^2$

L'espacement

$$(1) S_t \leq \text{Min}(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$(2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57\text{cm} \quad \text{On prend } S_t = 15\text{cm}.$$

$$(2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3f_{tj} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, cadres droites.)

$$(3) S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 400 \times 10^{-2}}{0.1(0.59 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = -0.5 \Rightarrow S_t \leq 28.06\text{cm}.$$

Donc on n'a pas besoin des armatures transversale puisque l'effort tranchant est petit.

On adopte un espacement de **16cm**

Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \tau_{\text{adm}} \quad \text{Avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.25\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{10.62 \times 10^{-3} \times 0.25}{0.9 \times 0.18 \times 0.60 \times 0.04} = 0.682\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{\text{adm}} = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la bielle

Appui intermédiaire :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a \leq \min(0.9d, L_a - 4\text{cm}) = 0.162\text{m}$$

L_a : largeur de l'appui

$$V_u \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 108.135\text{KN}$$

$$V_u = 10.62\text{KN} \leq 108.135\text{KN} \quad \text{Vérifié}$$

Appuis de rive :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a \leq \min(0.9d; L_a; -4\text{cm}) = 0.162\text{m}$$

L_a : largeur de l'appui

$$V_u \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 108.135\text{KN}$$

$$V_u = 10.62\text{KN} \leq 108.135\text{KN} \quad \text{Vérifié}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant (V_u)

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) \frac{1.15}{400} \left[0.01062 + \frac{-0.00374}{0.9 \times 0.18} \right] = -3.58 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 < 0$$

L'effort V_u n'a aucune influence sur les armatures longitudinale

Appui de rive

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{1.15 \times 10.62 \times 10^{-3}}{400} = 0.305 \text{ cm}^2$$

Avec $A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}}$

$$A_l = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10$$

$$A_l = 3 \times 0.36 + 0.79 = 3.16 \text{ cm}^2 \geq 0.79 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

Vérification de l'adhérence

La condition à vérifier est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}} \quad \text{Tel que :}$$

τ_{su} : Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$V_u = V_{\text{max}} = 10.62\text{KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (3\phi 10 + 1\phi 10 + 1\phi 10)$$

$$\sum U_i = \pi \times (3 \times 10 + 10 + 10) = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{10.62 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 157 \times 10^{-3}} = 0.417 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.417 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 2.835 \text{ MPa} \qquad \text{Condition vérifié}$$

Les résultats de vérifications à l'ELU des poutrelles des différents niveaux sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 3-11 : vérifications à l'ELU

Types	Vérification de Bielle	Vérification de Cisaillement	Armature longitudinale Aux appuis		jonction table-nervure	vérification de l'adhérence
			Rive	Intermédiaire		
	$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \tau_{adm}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$	$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$	$\frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
RDC et Etage courant	10.32 < 108.135	0.57 < 3.33	3.16 > 0.29	-0.349 < 0	0.66 < 3.33	0.405 < 2.835
(Terrasse accessible)	10.62 < 108.135	0.59 < 3.33	3.16 > 0.30	-0.358 < 0	0.68 < 3.33	0.417 < 2.835
Terrasse inaccessible	9.53 < 108.135	0.529 < 3.33	3.16 > 0.27	-0.236 < 0	0.61 < 3.33	0.374 < 2.835
Observation	Vérifiée					

Le ferrailage :

Les résultats de ferrailage des poutrelles des différents niveaux sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 3-12 : Ferrailage du plancher terrasse inaccessible

Type de poutrelle	Localisation Sens Longitudinale			Sens Transversale
	Localisation	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Type1	Appuis de rive	0.226	0.217	1HA10=0.79
	Travées	1.511	1.304	3HA10= 2.36
Type2	Appuis de rive	0.115	0.217	1HA10= 0.79

	Appui inter	0.414	0.217	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0.57
	Travées	0.582	1.304	3HA10 = 2.36	2HA6 = 0.57
Type 3	Appuis de rive	0.115	0.217	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0.57
	Appui inter	0.393	0.217	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0.57
	Travées	0.619	1.304	3HA10 = 2.36	2HA6 = 0.57

Tableau 3-13 : Ferrailage du plancher étage courant et RDC

Type de poutrelle	Localisation Sens Longitudinale				Sens Transversale
	Localisation	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	A _{transversale} (cm ²)
Type1	Appuis de rive	0.143	0.217	1HA10=0.79	2HA6=0.57
	Appui int	0.592	0.217	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0.57
	Travées	0.732	1.304	3HA10 = 2.36	2HA6=0.57
Type2	Appuis de rive	0.143	0.217	1HA10 = 0.79	2HA6=0.57
	Appui int	0.490	0.217	1HA10 = 0.79	2HA6=0.57
	Travées	0.780	1.304	3HA10 = 2.36	2HA6=0.57
Type 3	Appuis de rive	0.143	0.217	1HA10 = 0.79	2HA6=0.57
	Appui int	0.490	0.217	1HA10 = 0.79	2HA6=0.57
	Travées	0.780	1.304	3HA10 = 2.36	2HA6=0.57
Type4	Appuis de rive	0.176	0.217	1HA10 = 0.79	2HA6=0.57
	Appui int	0.606	0.217	1HA10 = 0.79	2HA6=0.57
	Travées	0.958	1.304	3T10=2.36	2T6=0.57

Tableau 3-14 : Ferrailage du plancher terrasse accessible

Type de poutrelle	Localisation Sens Longitudinale				Sens Transversale
	Localisation	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	A _{transversale} (cm ²)
Type1	Appuis de rive	0.147	0.217	1HA10=0.79	2HA6 = 0.57
	Travées	0.985	1.304	3HA10= 2.36	2HA6 = 0.57
Type2	Appuis de rive	0.181	0.217	1HA10= 0.79	2HA6 = 0.57
	Appui inter	0.623	0.217	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0.57
	Travées	0.983	1.304	3HA10 = 2.36	2HA6 = 0.57

Calcul à l'ELS :

$$M_t^{\max} = 6.74 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{aint}}^{\max} = -2.71 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{ariv}}^{\max} = -1.011 \text{KN.m}$$

$$V^{\max} = 7.68 \text{KN}$$

Vérification des poutrelles à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

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

Etat limite d'ouverture de fissures

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

On fait la vérification pour les poutrelles du plancher terrasse inaccessible et les vérifications des autres poutrelles sont illustrées dans le tableau ci-après :

En travée : $M_t^{\max} = 6.74 \text{KN.m}$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$H = \frac{0.60 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -1.56 \times 10^{-5} \text{m}$$

$H = -1.56 \times 10^{-5} < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T

Position de l'axe neutre y :

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (60 - 10) \times 4 + 30 \times 2.36] \times y - [(60 - 10) \times 16 + 30 \times 18 \times 2.36] = 0$$

$$10y^2 + 470.8y - 2074.4 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

La solution de l'équation est : **y = 4.05cm**

3.2.2. Calcul de l'inertie I

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.05^3}{3} + (60 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (60 - 10) \times 4 \times \left(4.05 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 2.36 \times (18 - 4.05)^2$$

$$\Rightarrow I = 8217.52 \text{ cm}^4$$

Calcul de la contrainte

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.74 \times 10^{-3}}{8217.52 \times 10^{-8}} \times 0.0405 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.32 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.32 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Condition vérifié}$$

Aux appuis intermédiaires : $M_a = 2.087 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 0.79y - 15 \times 0.79 \times 18 = 0$$

$$5y^2 + 11.85y - 213.3 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) : **y = 5.45cm**

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10}{3} \times (5.45)^3 + 15 \times 0.79 \times (18 - 5.45)^2 \Rightarrow I = 2406 \text{ cm}^4$$

Calcul de la contrainte

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{2.087 \times 10^{-3}}{2406 \times 10^{-8}} \times 0.0545 = 4.727 \text{MPa} \quad (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

$$\sigma_{bc} = 4.727 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \text{ Condition vérifié}$$

Tableau 3-15 : Vérification des états limite de compression du béton.

Planchers	En travée				En appui				$\sigma \leq \overline{\sigma} = 15$ (MPa)
	M _t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	M _a (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	
RDC et étage courant	4.29	4.05	8217.52	2.11	2.63	5.45	2406	5.95	Vérifié
Terrasse accessible	4.41	4.05	8217.52	2.17	2.71	5.45	2406	6.13	
Terrasse inaccessible	6.74	4.05	8217.52	3.32	2.087	5.45	2406	4.727	

Etat limite de déformation

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

Evaluation de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

Avec :

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Pour une portée supérieure à 5 m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm}$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500}$

Dans notre cas $L=3.90\text{m}$

Propriété de la section

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')}$$

$$y = \frac{10 \frac{20^2}{2} + (60 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18)}{10 \times 20 + (60 - 10)4 + 15 \times 2.36} = 6.97 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{60}{3} \times 6.97^3 + 10 \times \frac{(20 - 6.97)^3}{3} - (60 - 10) \times \frac{(4 - 20 + 6.97)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 6.97)^2$$

$$I_0 = 38016.48 \text{ cm}^4$$

I_0 : c'est le moment d'inertie de la section totale

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.36}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.0131$$

$$\text{Déformation instantanée : } \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} \times \frac{1}{\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.60}) \cdot 0.0131} = 3.206$$

$$\text{Déformation différée : } \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 3.41 = 1.282$$

Module de déformation longitudinale instantanée du béton : $E_i = 32164.2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale instantanée du béton : $E_v=10721.4$ MPa

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.852 \text{ KN/ml.}$$

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0.65 \times 4.463 = 2.90 \text{ KN/ml.}$$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (4.463 + 1) = 3.55 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.852 \times 3.9^2}{8} = 2.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.90 \times 3.9^2}{8} = 4.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.55 \times 3.9^2}{8} = 5.06 \text{ KN.m}$$

Contraintes :

$$y = 4.05 \text{ cm;} \quad I_0 = 38016.48 \text{ cm}^4$$

$$I = 8217.52 \text{ cm;} \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{2.64 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0405)}{8217.52 \times 10^{-8}} = 67.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{4.13 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0405)}{8217.52 \times 10^{-8}} = 105.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5.06 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0405)}{8217.52 \times 10^{-8}} = 128.84 \text{ MPa}$$

Inerties fictives (If)

$$\text{Calcul de } \mu : \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 67.22 + 2.1} = 0.346$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 105.16 + 2.1} = 0.517$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 128.84 + 2.1} = 0.584$$

$$\text{Calcul des inerties : } I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 38016.48 \times 10^{-8}}{1 + 3.206 \times 0.346} = 1.98 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 38016.48 \times 10^{-8}}{1 + 3.206 \times 0.517} = 1.57 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 38016.48 \times 10^{-8}}{1 + 3.206 \times 0.584} = 1.45 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 38016.48 \times 10^{-8}}{1 + 1.282 \times 0.517} = 2.51 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des flèches

$$\frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} \Rightarrow ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{vg}}}$$

$$f_{ji} = \frac{2.64 \times 10^{-3} \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 1.98 \times 10^{-4}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00063\text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{4.13 \times 10^{-3} \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 1.57 \times 10^{-4}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00124\text{m}$$

$$f_{vg} = \frac{4.13 \times 10^{-3} \times 3.9^2}{10 \times 10721.4 \times 2.51 \times 10^{-4}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0023\text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{5.06 \times 10^{-3} \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 1.45 \times 10^{-4}} \Rightarrow f_{pi} = 0.00165\text{m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 0.0023 - 0.00063 + 0.00165 - 0.00124 \Rightarrow \Delta f_t = 0.00208\text{m}$$

$$\Delta f = 0.208\text{cm} \leq f_{adm} = \frac{390}{500} = 0.78\text{cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée}$$

Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

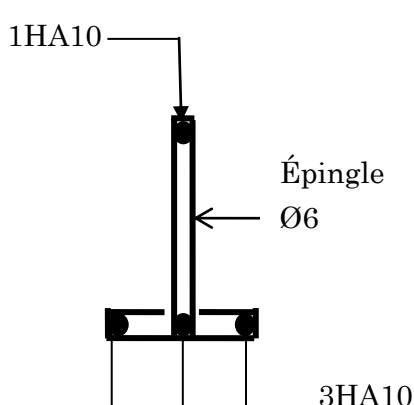
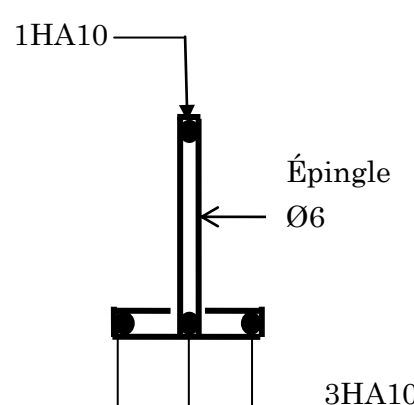
Tableau 3-16 : Vérification des états limites de déformation

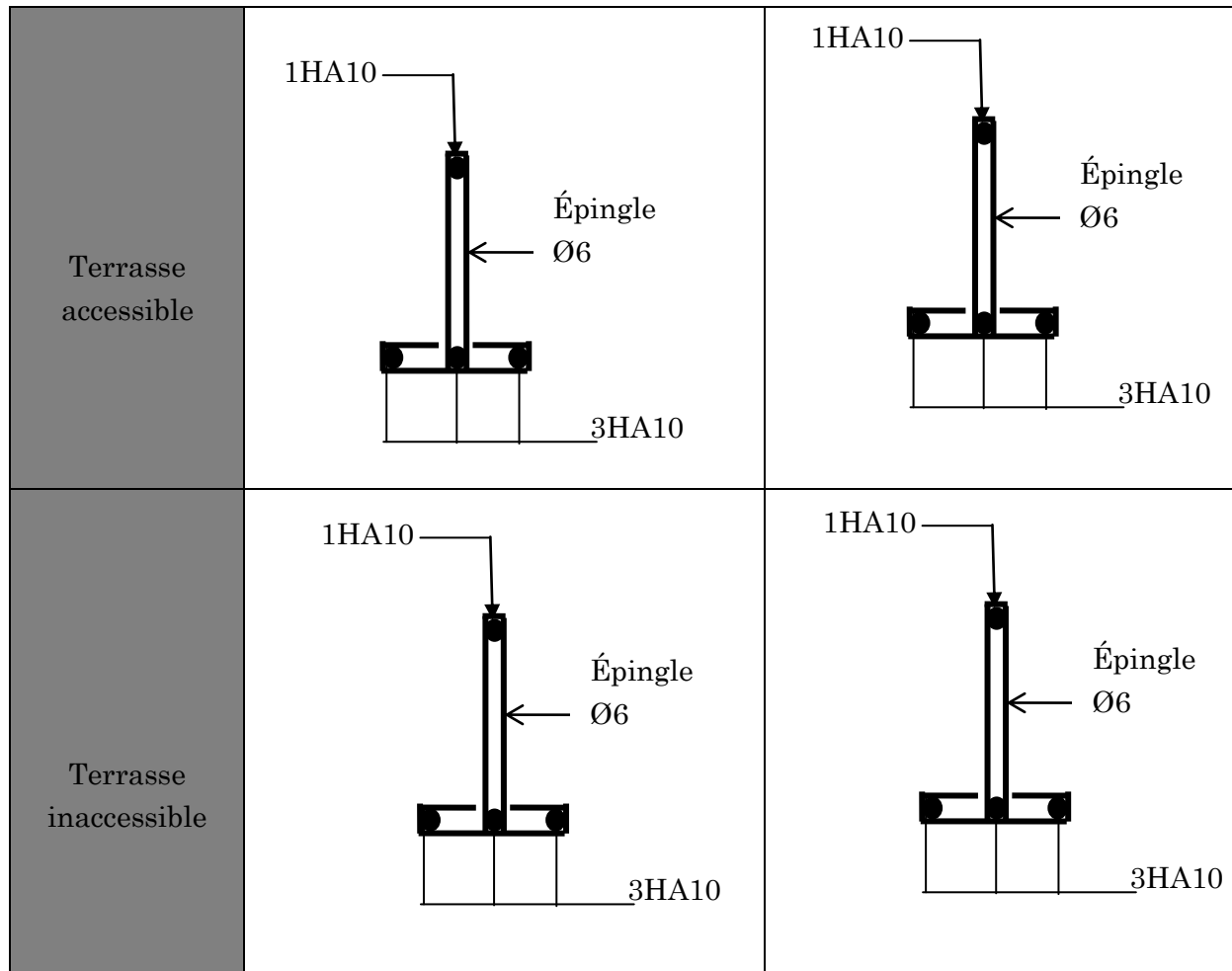
planchers	Terrasse inaccessible	Etage courants	Terrasse accessible
q _{jser} (KN/ml)	1.852	1.852	1.852
q _{gser} (KN/ml)	2.90	3.399	3.529
q _{pser} (KN/ml)	3.55	4.374	4.504
M _{jser} (KN.m)	2.64	1.802	1.802
M _{g ser} (KN.m)	4.13	3.307	3.434
M _{pser} (KN.m)	5.06	4.256	4.382
I ₀ (cm ⁴)	3.801 × 10⁻⁴	4.23 × 10⁻⁴	4.23 × 10⁻⁴
ρ	0.0131	0.0131	0.0131
λ _v	1.282	1.281	1.281

λ_i	3.206	3.203	3.203
$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	67.22	45.878	45.87
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	105.16	84.19	87.409
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	128.84	108.336	111.556
μ_j	0.346	0.184	0.184
μ_g	0.517	0.435	0.445
μ_p	0.584	0.527	0.537
$I_{f_{ij}}(\text{cm}^4)$	1.98×10^{-4}	2.92×10^{-4}	2.92×10^{-4}
$I_{f_{ig}}(\text{cm}^4)$	1.57×10^{-4}	1.94×10^{-4}	1.903×10^{-4}
$I_{f_{ip}}(\text{cm}^4)$	1.45×10^{-4}	1.72×10^{-4}	1.707×10^{-4}
$I_{f_{vg}}(\text{cm}^4)$	2.51×10^{-4}	2.98×10^{-4}	2.948×10^{-4}
$f_{ij}(m)$	0.00063	0.000184	0.000184
$f_{ig}(m)$	0.00124	0.000509	0.000538
$f_{ip}(m)$	0.00165	0.000735	0.000766
$f_{vg}(m)$	0.00285	0.000993	0.00104
$\Delta f(m)$	0.00263	0.00103	0.00108
$f_{adm}(m)$	0.0078	0.0062	0.0062

Schéma de ferrailage des poutrelles :

Tableau 3-17 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui de rive et Appui intermédiaire
étage courant et RDC		



Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 235\text{MPa}$.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5HA 6/ml = 1.41 cm² ⊥ aux poutrelles ⇒ S_t = 20cm < 33cmvérifiée

3HA 6/ml = 0.85 cm² // aux poutrelles ⇒ S_t = 33.33 cm < 44 cm.....vérifiée

Schéma de ferrailage :

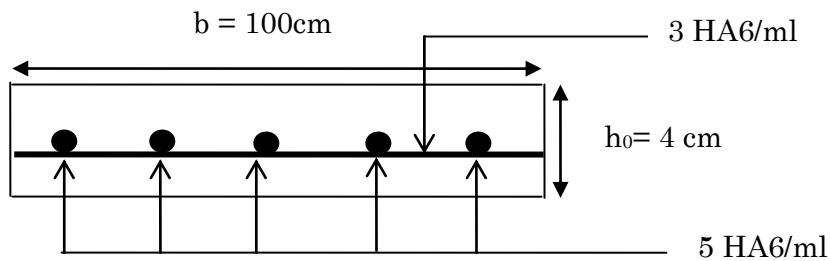


Figure 3-5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Planchers dalles pleines :

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens (flexion principale suivant L_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Calcul de la dalle pleine sur 4 appuis :

$$L_x = 2.5\text{m}$$

$$L_y = 4.9\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.5}{5} = 0.5 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul à l'ÉLU :

Évaluation des charges

$$G = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.23 + 1.5 \times 5 = 14.56 \text{ KN/m}^2$$

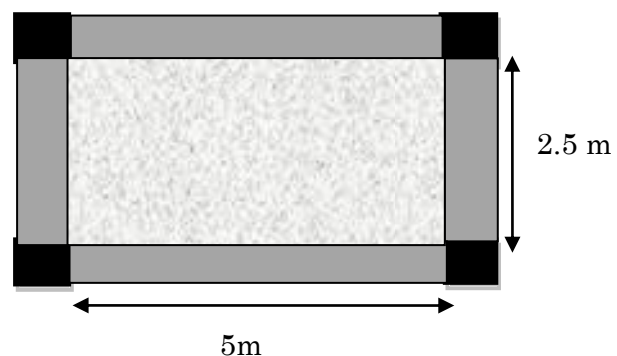


Figure 3-6 : Dalle sur quatre appuis

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur (b=1m)

$$p_u = q_u \times b = 12.31 \times 1 = 14.56 \text{KN/ml}$$

$$\rho = 0.5 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$M_0^x = \mu_x p_u l_x^2 = 0.0966 \times 14.56 \times (2.5)^2 = 8.79 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y M_0^x = 0.2500 \times 8.79 = 2.197 \text{KN.m}$$

Calcul des moments en travées

$$M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 8.79 = 6.592 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 2.197 = 1.867 \text{KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 8.79 = -4.395 \text{KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

Ferraillage en travée :

Sens xx :

$$d_x = e - c = 15 - 2 = 13 \text{cm}$$

Avec c : l'enrobage

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.592 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.027$$

$$\mu_{bu} = 0.027 < \mu_l = 0.39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0342$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.128 \text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{6.592 \times 10^{-3}}{348 \times 0.128} = 1.47 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 1.47 \text{ cm}^2$$

Sens yy:

$$d_y = d_x - \phi = 13 - 1 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.867 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.00913$$

$$\mu_{bu} = 0.00913 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0114$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.119 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = \frac{1.867 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} = 4.508 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A = 0.4508 \text{ cm}^2$$

Ferraillage aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.395 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0183$$

$$\mu_{bu} = 0.0183 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0231$$

$$z = 0.128 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{4.395 \times 10^{-3}}{348 \times 0.128} = 9.86 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.98 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité :

Sens xx :

Pour $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

$$A_t^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \times e$$

$$A_t^{\min} = 1.49 \text{ cm}^2 > A_t^{\text{calculé}}$$

Condition non vérifié, on ferraille avec A_{\min}

$$\text{Soit : } 4\text{HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Sens yy:

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 = 0.00012 \text{ m}^2 = 1.2 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}}$$

Condition non vérifié, on ferraille avec A_{\min}

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_t^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \times e$$

$$A_a^{\min} = 1.49 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculée}}$$

Condition non vérifié, on ferraille avec A_{\min}

$$\text{Soit : } 4\text{HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures :

En travée :

$$\text{Armatures // } L_x: S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y: S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

En appuis :

$$\text{Armatures // } L_x: S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y: S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{14.56 \times 2.50}{2} = 18.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Schéma de ferrailage :

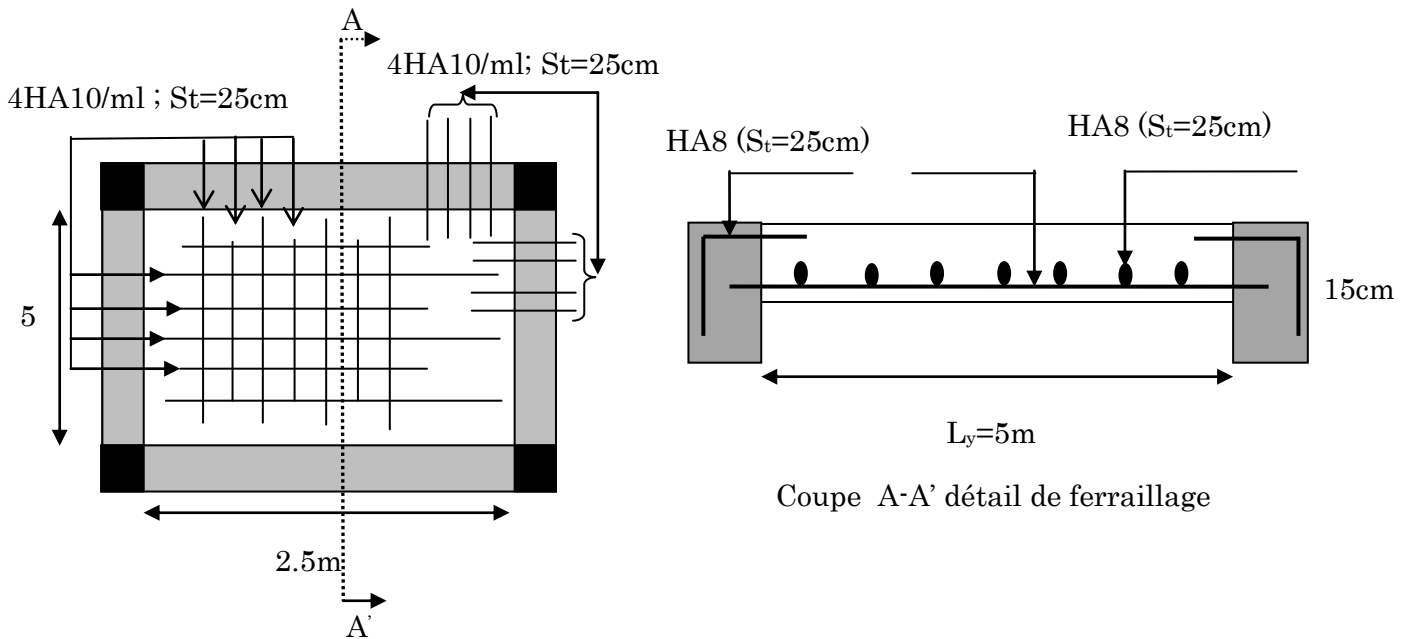


Figure 3-7 : Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis.

Vérification à l'ELS :

Évaluation des charges :

$$q_s = G + Q = 10.23 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = q_s \times b = 10.23 \times 1 = 10.23 \text{ KN/ml}$$

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 0.5 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1000 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Calcul des sollicitations :

Moments isostatiques :

$$M_0^x = \mu_x p_s l_x^2 = 0.1 \times 10.23 \times (2.5)^2 = 6.393 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y M_0^x = 0.3671 \times 6.393 = 2.347 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées

$$M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 6.393 = 4.794 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 2.347 = 1.995 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.5M_0^x = -0.5 \times 6.393 = -3.196 \text{ KN.m}$$

État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y :**Selon xx :**

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15A \times d = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 612.3 = 0 \dots \dots \dots (*)$$

Après la résolution de l'équation (*) on a trouvé : **y=3.05cm**

Selon yy

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 565.2 = 0 \dots \dots \dots (*)$$

Après la résolution de l'équation (*) on a trouvé : **y=2.92cm**

Calcul de I :**Selon xx :**

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

$$I = \frac{100}{3} \times (3.05)^3 + 15 \times 3.14 \times (13 - 3.05)^2 = 5608.77 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 2.606 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Selon yy :

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

$$I = \frac{100}{3} \times (2.92)^3 + 15 \times 3.14 \times (12 - 2.92)^2 = 4713.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 1.23 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

Les fissurations sont peu nuisible, donc aucune vérification à faire

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_x; \frac{M_t^x}{20M_0^x} l_x\right)$$

$$e \geq \max(0.093 ; 0.093) = 0.093 \text{ m}$$

$$e = 0.15 \text{ m} > 0.093 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2) A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0.00065 \text{ m}^2$$

$$A_t^x = 3.14 \text{ cm}^2 < 6.5 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de calculer la flèche.

Calcul d'une dalle sur trois appuis :

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, on a recours pour le calcul des sollicitations, à la théorie des lignes de rupture.

$$L_x = 1.5 \text{ m}$$

$$L_y = 2.5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1.5}{2.5} = 0.6$$

$$\rho = 0.6 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

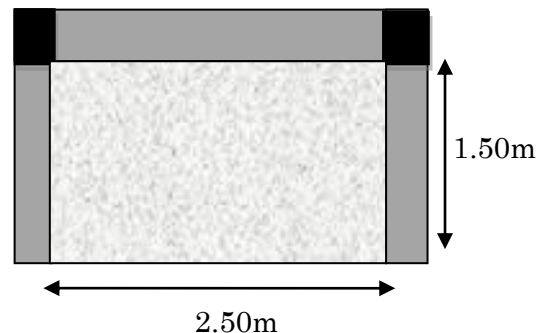


Figure 3-8 : Dalle sur trois appuis

Calcul à l'ÉLU :

Évaluation des charges

Le calcul se fait pour une bonde de 1m de longueur (b=1m)

$$G = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.23 + 1.5 \times 3.5 = 12.31 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = q_u \times b = 12.31 \times 1 = 12.31 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

Moments isostatiques

Pour le calcul des moments fléchissant on distingue deux cas :

$$1) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$2) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

Dans notre cas, les trois panneaux vérifient le deuxième cas

$$L_x = 1.5 \text{ m} \geq \frac{L_y}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$M_0^x = \frac{p l_y^3}{24} \Rightarrow M_0^x = \frac{12.31 \times (2.5)^3}{24} = 8.01 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{p l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p l_y^3}{48} \Rightarrow M_0^y = \frac{12.31 \times (2.5)^2}{8} \left(1.5 - \frac{2.5}{2} \right) + \frac{12.31 \times (2.5)^3}{48}$$

$$M_0^y = 6.41 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 8.01 = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 6.41 = 5.44 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 8.01 = -2.4 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple :

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau 3-18 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
En travées	Sens xx	6.80	0.028	0.035	0.128	1.52	1.44	4HA10 =3.14
	Sens yy	5.44	0.026	0.033	0.118	1.32	1.2	4HA10 =3.14
Aux appuis	Sens xx	2.4	0.01	0.0125	0.129	0.53	1.44	4HA10 =3.14
	Sens yy	2.4	0.011	0.0147	0.119	0.57	1.2	4HA10 =3.14

Espacement des armatures (FN)

- Armatures // L_x: $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$.
- Armatures // L_y: $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité :

$$e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \text{ et } \rho = 0.6 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ Acier HA Fe400

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V^{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V^{\max} = \frac{12.31 \times 1.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.6}{2}} = 7.102.371 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.102 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.054 \text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition de l'effort tranchant est vérifiée \Rightarrow Pas de risque par cisaillement

Calcul à l'ELS :

Évaluation des charges :

$$q_s = G + Q = 5.23 + 3.5 = 8.73 \text{KN/m}^2$$

$$p_s = q_s \times b = 8.73 \times 1 = 8.73 \text{KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

Moments isostatiques :

$$M_0^x = \frac{8.73 \times (2.5)^3}{24} = 5.68 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{8.73 \times (2.5)^2}{8} \left(1.5 - \frac{2.5}{2}\right) + \frac{8.73 \times (2.5)^3}{48} = 4.54 \text{KN.m}$$

Calcul des moments en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 5.68 = 4.82 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 4.54 = 3.85 \text{KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 5.68 = -1.704 \text{KN.m}$$

Vérification des contraintes de compression dans le béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{\text{ser}} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0.$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-19 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	x-x	4.82	5608.73	3.06	2.63	15	Vérifiée
	y-y	3.85	4713.12	2.92	2.39	15	
Appuis	x-x	1.704	5608.73	3.06	0.92	15	
	y-y	1.704	5608.73	3.06	0.92	15	

Vérification état limite d'ouverture de fissures

L'état de fissuration est nuisible, donc on doit vérifier la condition suivante : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \max \left(240 ; 210 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Avec $\eta=1.6$ acier HA

En travée :

Sens x-x :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{4.82 \times 10^{-3}}{5608.73 \times 10^{-8}} \times (0.13 - 0.0306) = 150.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 150.99 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{3.85 \times 10^{-3}}{4713.12 \times 10^{-8}} \times (0.12 - 0.0292) = 111.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 111.25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{1.704 \times 10^{-3}}{5608.73 \times 10^{-8}} \times (0.13 - 0.0306) = 45.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 45.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) e \geq \max\left(\frac{3}{80}l_x; \frac{M_t^x}{20M_0^x}l_x\right)$$

$$e \geq \max(0.0562, 0.0424) = 0.0562 \text{ m}$$

$$e = 0.15\text{m} > 0.0562\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

$$2) A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0.00065\text{m}^2$$

$$A_t^x = 3.14\text{cm}^2 < 6.5\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage

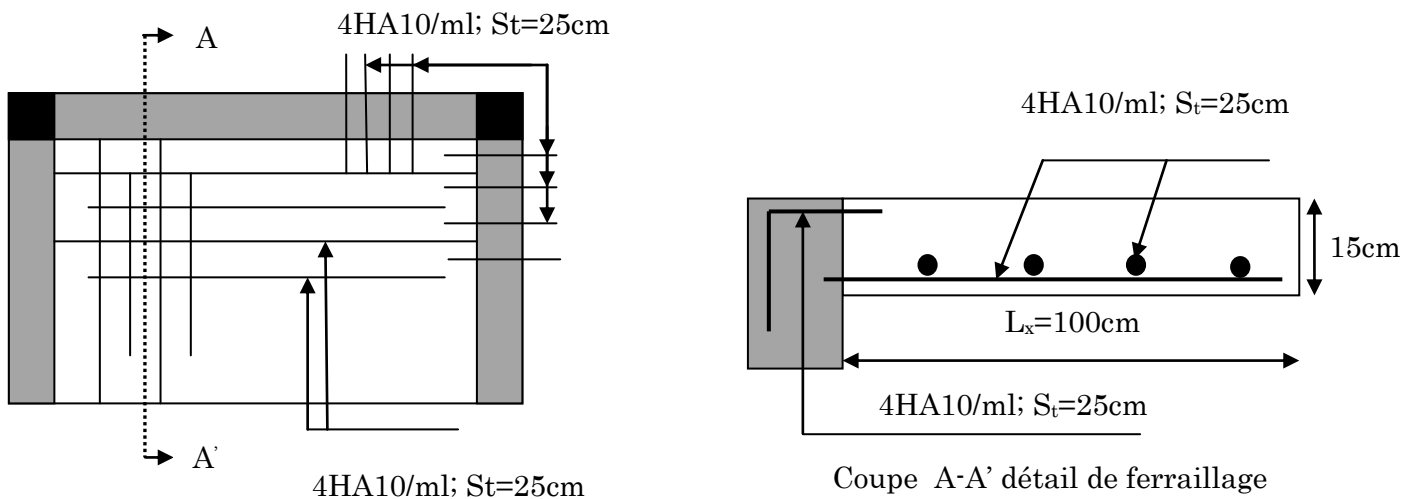


Figure 3-9: Schéma de ferrailage –dalle sur trois appuis

Dalle sur deux appuis

$$L_x = 1.02\text{m}$$

$$L_y = 1.25\text{m}$$

Évaluation des charges

$$G = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

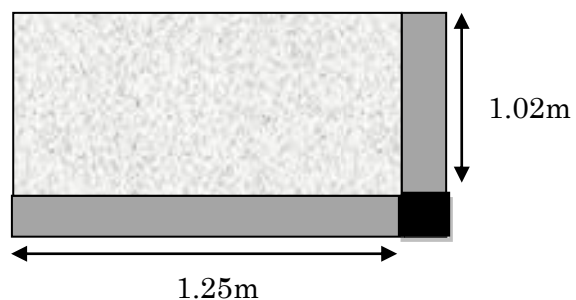


Figure 3-10: Dalle sur un deux appuis

$$\rho = \frac{1.02}{1.25} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.81$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur ($b=1m$)

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.23 + 1.5 \times 1.5 = 9.31 \text{KN/m}^2$$

$$p_u = q_u \times b = 9.31 \times 1 = 9.31 \text{KN/ml}$$

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.81$)

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$M_0^x = \mu_x p_u l_x^2 = 0.055 \times 9.32 \times (1.02)^2 = 0.532 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y M_0^x = 0.6135 \times 0.532 = 0.326 \text{KN.m}$$

Calcul des moments en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 0.532 = 0.452 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.326 = 0.277 \text{KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3M_0^x = -0.3 \times 0.523 = -0.159 \text{KN.m}$$

Le ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple :

Tableau 3-20 : Moments et ferrailage correspondant

localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adopté (cm ²)
En travées	Sens xx	0.452	0.00188	0.0023	0.129	0.1	1.31	4HA10 =3.14
	Sens yy	0.277	0.0013	0.00162	0.119	0.0668	1.2	4HA10 =3.14
Aux appuis	Sens xx	0.159	0.00066	0.00082	0.129	0.0354	1.31	4HA10 =3.14
	Sens yy	0.159	0.00077	0.00096	0.119	0.0383	1.2	4HA10 =3.14

Espacement des armatures

Armatures // L_x: $S_t \leq \min(3e, 33cm) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{ cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

Vérification à l'E.L.U

Condition de non fragilité :

$$e = 15\text{cm} > 12\text{cm} \text{ et } \rho = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ Acier HA Fe400

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.314\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} \leq \tau_{\text{adm}} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}.$$

$$V^{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V^{\max} = \frac{9.31 \times 1.02}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.81}{2}} = 3.405\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{4.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.026\text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition de l'effort tranchant est vérifiée \Rightarrow Pas de risque par cisaillement

Vérification à l'ELS :

$$\nu = 0.2 \text{ et } \rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0617 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 5.23 + 1.5 = 6.73\text{KN/m}^2$$

$$p_s = G + Q = 5.23 + 1.5 = 6.73\text{KN/ml}$$

$$M_0^x = \mu_x p_u l_x^2 = 0.0617 \times 6.73 \times (1.02)^2 = 0.415\text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y M_0^x = 0.7246 \times 0.415 = 0.3\text{KN.m}$$

Calcul des moments en travées

$$M_t^x = 85 \times M_0^x = 0.85 \times 0.415 = 0.352\text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.3 = 0.255\text{KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 0.415 = -0.124 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0.$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-21 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	x-x	0.352	5608.73	3.06	0.192	15	Vérifiée
	y-y	0.225	4713.12	2.92	0.157	15	
Appuis	x-x ou y-y	0.124	5608.73	3.06	0.067	15	

Etat limite d'ouverture de fissures

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

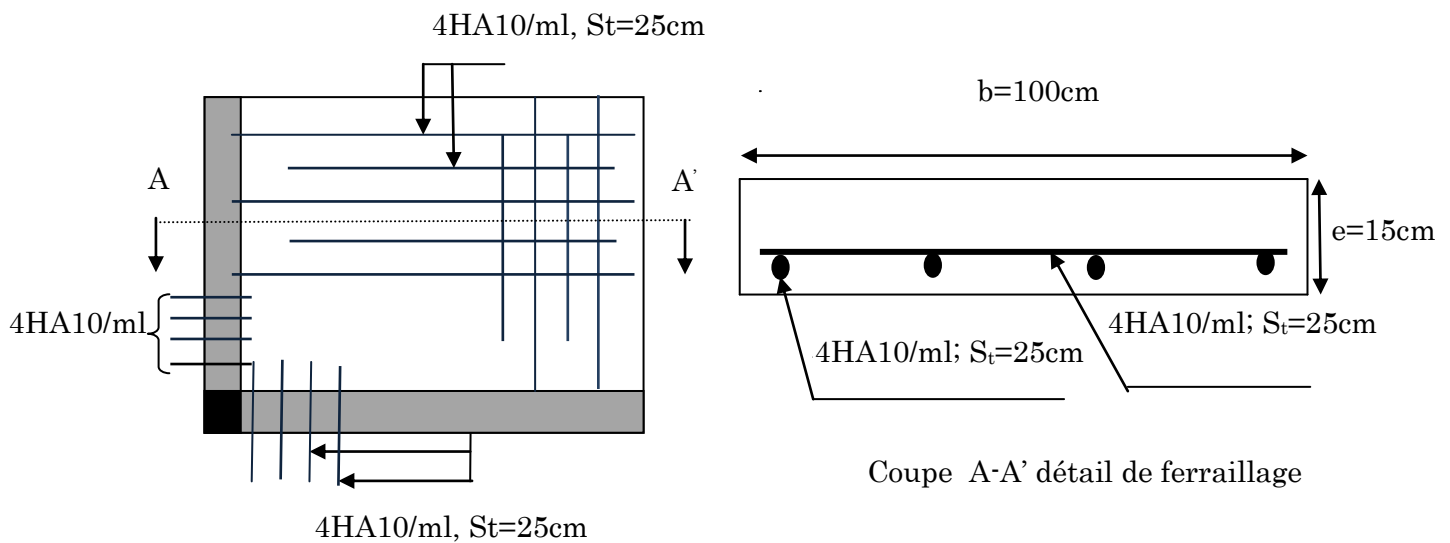
$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}l_x, \frac{M_{tx}}{20M_0^x}l_x\right) = \max(0.0382, 0.043) = 0.0562$$

$$e = 0.15\text{m} > 0.043\text{m} \text{ condition vérifié}$$

$$A_t^x \leq \frac{2bd_x}{f_e} = 0.00065\text{m}^2$$

$$A_t^x = 3.14\text{cm}^2 < 6.5\text{cm}^2 \text{ condition vérifié}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage :**Figure 3-11 :** Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis**Etude des escaliers :****Introduction :**

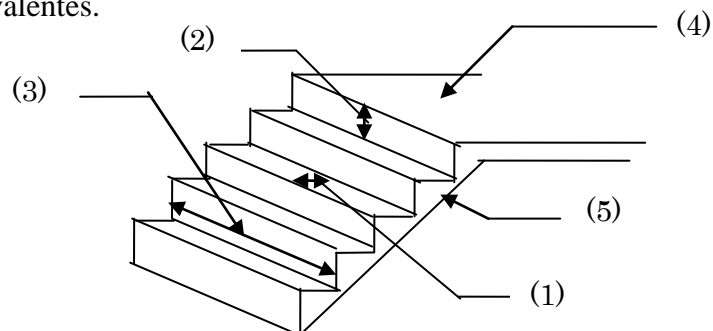
L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Les 'escaliers travaillent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

Terminologie :

- (1) : giron
- (2) : contre marche
- (3) : emmarchement
- (4) : palier
- (5) : paillasse

**Figure 3-12:** Schéma de l'escalier

2) Différent Type d'escaliers : Dans notre structure nous avons trois types d'escaliers :

1^{er} type : Les escaliers du RDC.

2^{ier} type : Les escaliers à usage d'habitation (étages courants)

3^{ieme} type : Les escaliers d'étage commercial (du sous-sol au RDC) qui sont construits en bois

1^{er} type d'escalier

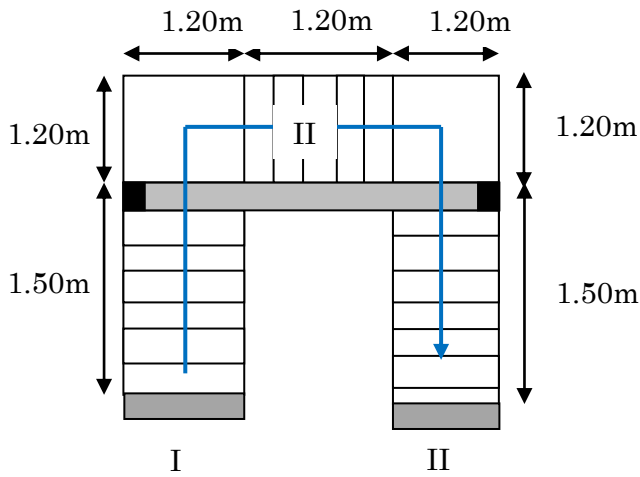


Figure 3-14 : Vue en plan de l'escalier d'étage courant

2^{eme} type d'escalier

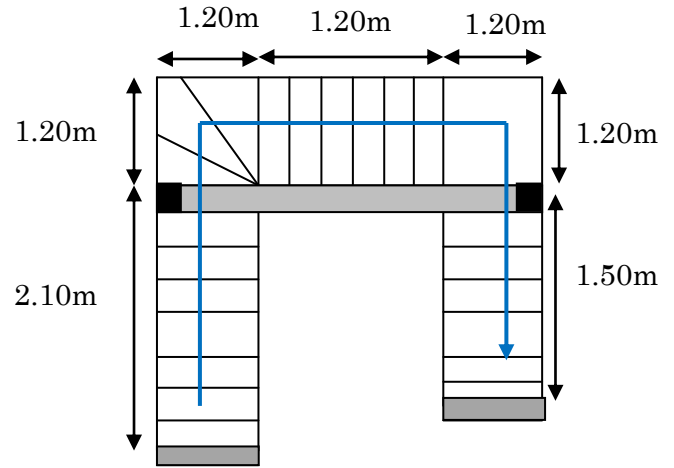


Figure 3-14: Vue en plan de l'escalier de rez de chaussée

Etude du 1^{er} type d'escalier (RDC) :

On a les escaliers de RDC et des étages courants sont presque identiques, alors on prend compte d'étudier le cas le plus défavorable qui est celui de RDC.

Etude de la volée CE (console) :

Charges et surcharge :

La volée :
$$\begin{cases} G_2 = 10.47 \times 1 = 10.47 \text{ KN/ml} \\ Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Calcul à l'ELU:

Calcul du chargement :

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

Volée :

$q_{uv} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 10.47 + 1.5 \times 2.5 = 17.88 \text{ KN/ml}$

Le mur :

$p_m^U = 1.35 \times (2.93 \times 2.59) = 10.24 \text{ KN}$

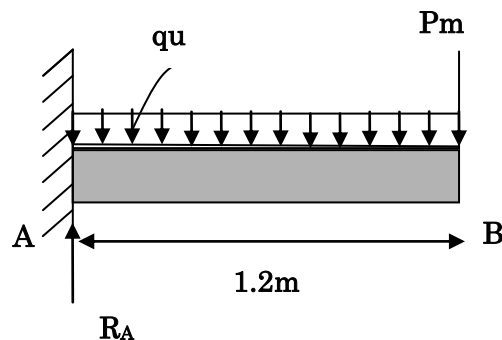


Figure 3-15 : Schéma statique de la volée CE

Les réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A - q_u \times 1.2 - p_m = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 30.64 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

Le calcul de ce type d'escalier se fait comme une console sollicitée à la flexion simple, par une charge uniformément répartie sur toute la longueur de chaque emmarchement et par une charge concentrée (p_m) appliquée à son extrémité (charge concentrée due au poids propre de mur en maçonnerie).

Calcul du moment :

$$M_E^U = q_{uv} \times \frac{l^2}{2} + p_m^u \times l = 17.88 \times \frac{1.2^2}{2} + 10.24 \times 1.2 = 25.16 \text{ KN.m}$$

$$V_u = R_E = 30.64 \text{ KN}$$

Ferraillage (flexion simple) :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 13 \text{ cm.} \\ b = 100 \text{ cm.} \\ e = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

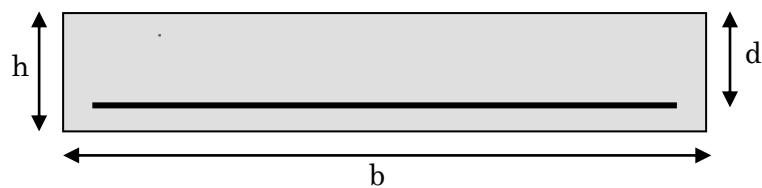


Figure 3-16 : Section à ferraillée

Tableau 3-22 : Moments et ferraillage correspondant

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	(m) ζ	$A_{calculée}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
Travée	25.16	0.105	0.139	0.123	5.87	1.56	4HA14=6.16

Donc on adopte: St=25cm (en travée).

3.2.3. Armatures de répartition :

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de cette structure, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A_s^t}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

On adopte: 4HA8 = 2.01 cm² ; S_t = 25 cm.

Calcul de l'espacement des barres :

On adopte des espacements qui vérifient les règles d'espacement des barres données aux **BAEL91** :

- Armature principales (armatures longitudinales) :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Armature secondaires (armatures transversales):

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Vérfications à l'ELU:

Vérfication de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.5697 \text{ cm}^2$$

En travée : A_t = 5.87 cm² > A_{min} = 1.56 cm².....vérifiée

Vérfication de l'effort tranchant :

$$V_u = 30.64 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.235 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.182 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPa}$ Alors Pas de risque de cisaillement

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.16 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 30.64 \times 10^{-3}}{400} = 0.881 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Calcul à l'ELS :

Calcul du chargement :

La volée : $q_v = G_v + Q_v = 10.47 + 2.5 = 12.97 \text{ KN/ml}$

Le mur : $p_m^s = (2.93 \times 2.59)1 = 7.588 \text{ KN}$

$$M_E^s = q_{sv} \times \frac{l^2}{2} + p_m^s \times l = 12.97 \times \frac{1.2^2}{2} + 7.588 \times 1.2 = 18.43 \text{ KN.m}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Selon le BAEL91 (Art A5. 3. 2) l'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0 \quad ; A_s' = 0 \text{ cm}^2$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 - A_s' \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-23 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

localisation	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	18.43	4.06	9615.72	7.78	15	Vérifiée

Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

La flèche est calculée au point B

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{1.20}{500} = 2.4 \times 10^{-3} m$$

$$f_B = \frac{q_v \times l^4}{8 \times E_i \times I} + \frac{P_m \times l^3}{8 \times E_i \times I}$$

$$\Rightarrow f_B = \frac{12.97 \times 1.2^4 \times 10^{-3}}{8 \times 32164.2 \times 9.61 \times 10^{-5}} + \frac{7.588 \times 1.2^3 \times 10^{-3}}{8 \times 32164.2 \times 9.61 \times 10^{-5}} = 1.62 \times 10^{-3} m$$

$f_B = 0.162 cm < f_{adm} = 0.24 cm \Rightarrow$ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Guide de calcul : Formulaire des poutres en console.

Calcul d'une dalle sur un seul appui (palier de repos) :**Calcul à l'ELU :****Calcul du chargement :**

$$G_p = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$q_{up} = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 2.5 = 8.812 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m linière

$$P_{up} = 8.812 \times 1 = 8.812 \text{ KN/ml}$$

Calcul de charge P (charge de la maçonnerie)

$$P = (2.93 \times 1.2 \times 2.59) \times 1.35 = 12.28 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations

Moment à l'encastrement (par la méthode RDM)

$$M_u = \frac{P_{up} \times l^2}{2} + P \times l \Rightarrow M_u = \frac{8.812 \times 1.20^2}{2} + 12.28 \times 1.2 = 22.92 \text{ KN.m}$$

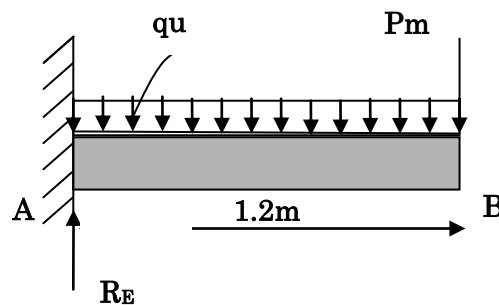


Figure 3-17 : Schéma statique de la volée CE

Effort tranchant

$$V_u = P_u \times l + P = 8.812 \times 1.20 + 12.85 = 22.85 \text{ KN}$$

Ferraillage de la section à l'encastrement à l'ELU :

Tableau 3-24 : Résultat de ferraillage de la volée CE

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	(m) ζ	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	22.92	0.0955	0.125	0.123	5.35	1.56	4HA14=6.16

Calcul des armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_{Adop}}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Espacement

$$St^x \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$St^y \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

Vérifications à l'ELU**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.175 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\tau_{adm} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CBA.A.5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = 0.175 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL (A.5.1.3.1.2), avec : } A_l = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.16 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 22.85 \times 10^{-3}}{400} = 0.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence

La condition à vérifier est : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}}$ Tel que :

$\overline{\tau_{su}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = \pi \times (4 \times \phi 14) = 175.84 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{22.85 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 175.84 \times 10^{-3}} = 1.11 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$ tel que $\psi = 1.5$ pour les aciers HA.

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} > \tau_{su} = 1.11 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Calcul à l'ELS :

Calcul du chargement :

$$G_p = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_{sp} = 3.75 + 2.5 = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m linière

$$P_{up} = 6.25 \times 1 = 6.25 \text{ KN/ml}$$

Calcul de charge P (charge de la maçonnerie)

$$P = (2.93 \times 1.2 \times 2.59) = 9.1 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations

Moment à l'encastrement (par la méthode RDM)

$$M_s = \frac{P_{sp} \times l^2}{2} + P \times l \Rightarrow M_s = \frac{6.25 \times 1.20^2}{2} + 9.1 \times 1.2 = 15.42 \text{ KN.m}$$

Vérification à l'ELS

Etat limite d'ouverture des fissures

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Vérification des contraintes dans le béton

$$M_t^{\text{ser}} = 15.42 \text{ KN.m.}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{\text{ser}} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15dA = 0$$

$$50y^2 + 92.4y - 1201.75 = 0$$

$$y = 4.06 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15(A(d - y)^2) = 9615.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{15.42 \times 10^{-3}}{9615.72 \times 10^{-8}} \times 0.0406 = 6.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 0.05 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{\text{adm}} \text{ Condition vérifié}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont peu nuisible, aucune vérification à faire

Vérification de la flèche

La flèche est calculée à l'extrémité libre de la console

$$f = \frac{q_p \times l^4}{8 \times E_i \times I} + \frac{p_u \times l^3}{8 \times E_i \times I} = 0.00052 + 0.00063 = 0.00115 \text{ m} = 0.115 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{120}{500} = 0.24 \text{ cm} > 0.115 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée

Le schéma de ferrailage

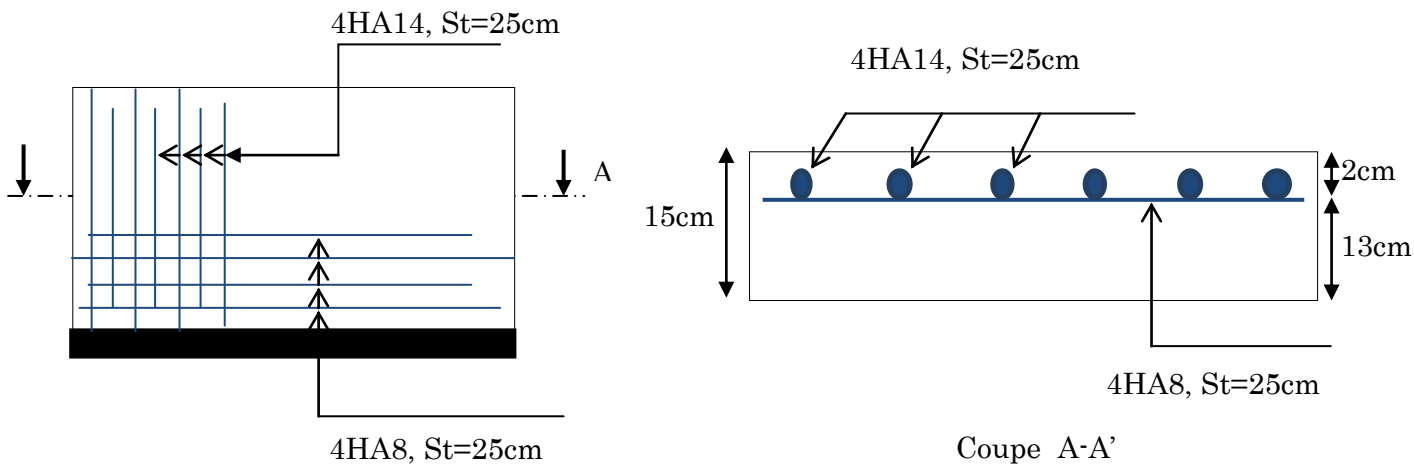


Figure 3-18 : Schéma de ferrailage de la volée (CE) et le palier de repos de l'escalier type(1)

Etude de la volée GH (une seule volée) :

- Charges et surcharge :

$$\begin{cases} G_v = 10.47 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

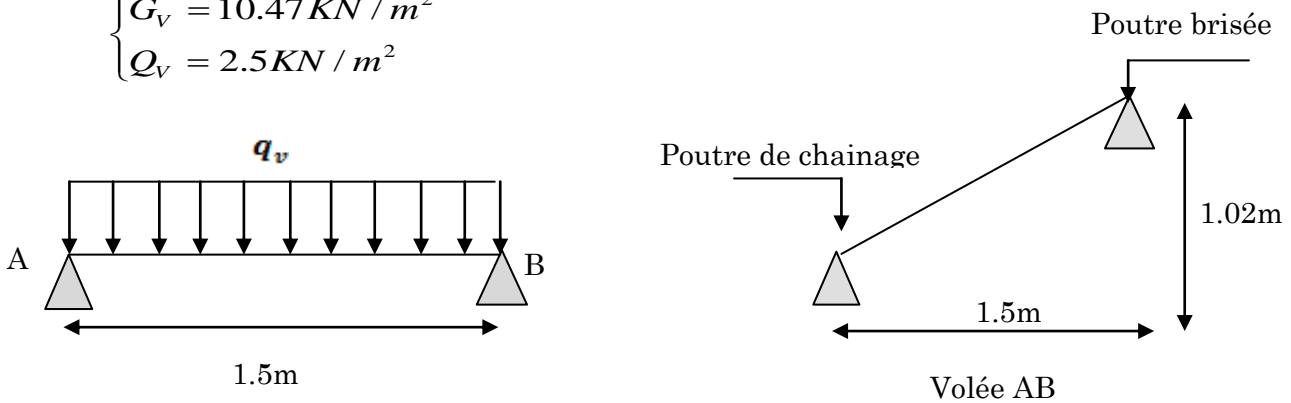


Figure 3-19: Schéma statique de la volée(AB) et(GH) de l'escalier type 1.

Calcul du chargement :

La volée :

$$\begin{cases} G = 10.47 \times 1 = 10.47 \text{ KN} / \text{ml} \\ Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN} / \text{ml} \end{cases}$$

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v$$

$$q_{uv} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 10.47 + 1.5 \times 2.5 = 17.88 \text{ KN/ml}$$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 17.88 \times 1.5$$

$$\text{Alors : } R_A + R_B = 26.82 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (17.88 \times \frac{1.5^2}{2}) - (R_B \times 1.5) = 0$$

$$\text{Alors : } R_A = R_B = 13.41 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

$$M^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{17.88 \times 1.5^2}{8}$$

$$M^{\max} = 5.028 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17.88 \times 1.5}{2}$$

$$V^{\max} = 13.41 \text{ KN}$$

Le Ferrailage :

$$M_0 = M_{\max} = 5.028 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 5.028 = 3.771 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 5.028 = -2.514 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

En travée :

$$M^t = 3.771 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.771 \times 10^{-3}}{1(0.13)^2 14.2} = 0.0157$$

$$\mu_{bu} = 0.1124 < \mu_l = 0.392.$$

\Rightarrow Pivot A et les armatures comprimée ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.0198$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.129 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_{st}} = \frac{3.771 \times 10^{-3}}{44.892} = 0.84 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \frac{2.1}{400} = 1.5698 \text{cm}^2$$

$A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ le ferrailage se fait avec A_{\min}

Donc on adopte : 4HA10=3.14cm²

En appuis :

$$M^a = 2.514 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.514 \times 10^{-3}}{1(0.13)^2 14.2} = 0.0104$$

$$\mu_{bu} = 0.0104 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.0131$$

$$Z = 0.129 \text{m}$$

$$A_s = \frac{2.514 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 0.558 \text{cm}^2$$

$A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0.558 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ le ferrailage se fait avec A_{\min}

On adopte : 4HA10 = 3.14cm²

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessus :

Tableau 3-25 : Résultat de ferrailage de la volée(AB) et(GH).

Localisation	M (KN. m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	3.771	0.00157	0.0198	0.1290	0.84	1.5698	4HA10= 3.14
En appui	2.514	0.0104	0.0131	0.129	0.558	1.5698	4HA10 =3.14

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de cette structure, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

$$\text{En appuis : } A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 3\text{HA8/ml} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 3\text{HA8/ml} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Calcul du l'espacement des barres :

On adopte des espacements qui vérifient Les règles d'espacement des barres données aux **BAEL91** :

- Armature principales (armatures longitudinales) :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

- Armature secondaires (armatures transversales):

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

$S_t=33\text{cm}$ (en armatures de répartition).

Vérifications à l'ELU:

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.103 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.103 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \text{ Alors Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 3.14 + 3.14 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.28 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 13.41 \times 10^{-3}}{400} = 0.385 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

Calcul à l'ELS :

Calcul du chargement :

$$\text{Volée : } q_v = G_v + Q_v = 10.47 + 2.5 = 12.97 \text{ KN/ml}$$

En appliquant la méthode de la RDM de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

- $R_A = R_B = 9.727 \text{ KN}$.
- $M_{max}^0 = 3.647 \text{ KN.m}$
- $V_{max}(x = 0\text{m}) = -9.727 \text{ KN}$.
- $M_t = 0.75 \times 3.647 = 2.735 \text{ KN.m}$
- $M_a = -0.5 \times 3.647 = -1.823 \text{ KN.m}$

2.1) Etat limite d'ouverture des fissures:

Selon le BAEL91 (Art A5. 3. 2) l'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0 \quad ; A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 - A_s' \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-26: Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	2.735	3.06	5608.73	1.492	15
Appuis	1.823	3.06	5608.73	1.492	15

Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites, selon **BAEL91** :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}l_x; \frac{M_t^x}{20M^x_0}l_x\right) \cdot \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3 \times 1.5}{80}; \frac{2.727 \times 1.5}{20 \times 3.647}\right) = 0.056 \Rightarrow e = 0.15m \geq 0.056m \\ A_t^x \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} m^2 \Rightarrow A_t^x = 3.14cm^2 < 6.5cm^2 \end{array} \right.$$

Les deux conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Etude de la volée AB (une seule volée) :

- **Charges et surcharge :**

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_v = 10.47 KN/m^2 \\ Q = 2.5 KN/m^2 \end{cases}$$

Calcul de la partie AB (une seule volée) :

$$\begin{cases} G_v = 10.47 \times KN/m^2 \\ Q_v = 2.5 KN/m^2 \end{cases}$$

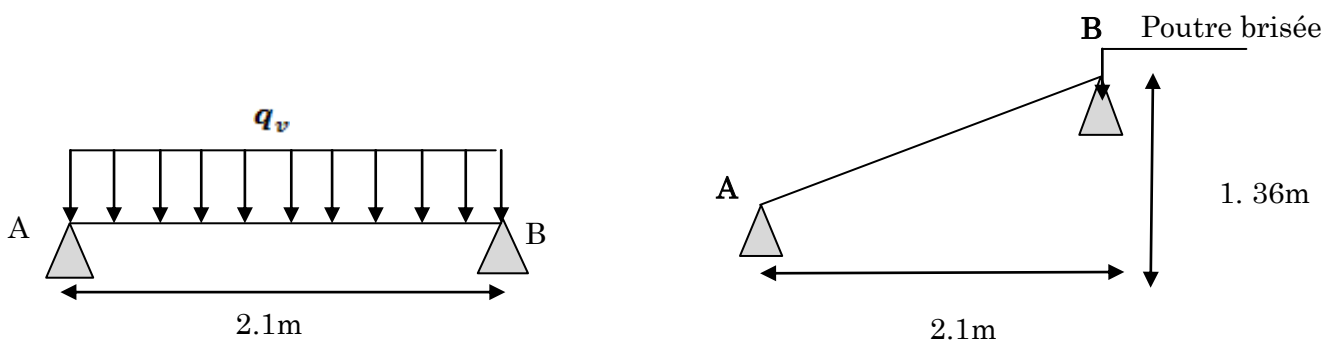


Figure 3-20 : Schéma statique de la volée (AB) de l'escalier type 2.

Calcul du chargement :

- **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = 1.35 G_v + 1.5 Q_v = 1 \times (1.35 \times 10.47 + 1.5 \times 2.5) = 17.88 \text{ KN/ml}$$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 17.88 \times 2.1$$

$$\text{Alors : } R_A + R_B = 37.548 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (17.88 \times \frac{2.1^2}{2}) - (R_B \times 2.1) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = R_B = 18.778 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

$$M^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{17.88 \times 2.1^2}{8}$$

$$M^{\max} = 9.856 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17.88 \times 2.1}{2}$$

$$V^{\max} = 18.774 \text{ KN}$$

➤ **Le Ferrailage :**

$$M_0 = M_{\max} = 9.856 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 9.856 = 7.392 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 9.856 = -4.928 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

En travée :

$$M^t = 7.392 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.392 \times 10^{-3}}{1(0.13)^2 \times 14.2} = 0.0308$$

$$\mu_{bu} = 0.0308 < \mu_l = 0.392.$$

⇒ Pivot A et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \text{ et } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.0392$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.128 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_{st}} = \frac{7.392 \times 10^{-3}}{44.532} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \frac{2.1}{400} = 1.5698 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.660 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.5697 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

On ferraille avec $A_{\text{calculée}}$ donc on adopte : 4HA10=3.14cm²

En appuis :

$$M^a = 4.928 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.928 \times 10^{-3}}{1(0.13)^2 14.2} = 0.0206$$

$$\mu_{bu} = 0.020 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.026$$

$$Z = 0.128 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{4.928 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348} = 1.106 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 1.106 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{le ferrailage se fait avec } A_{\min}$$

On adopte : 4HAA10 = 3.14cm²

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau 3-27 : Résultat de ferrailage de la volée(AB).

Localisation	M (KN. m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	7.392	0.0308	0.0392	0.128	1.660	1.5698	4HA10= 3.14
En appui	4.928	0.0205	0.0260	0.128	1.106	1.5698	4HA8 =3.14

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de cette structure, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

$$\text{En appuis : } A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 3\text{HA8/ml} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 3\text{HA8/ml} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Calcul du l'espacement des barres :

On adopte des espacements qui vérifient Les règles d'espacement des barres données aux **BAEL91** :

- **Armature principales (armatures longitudinales) :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Armature secondaires (armatures transversales):**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$S_t = 33 \text{ cm} \quad (\text{armatures de répartition}).$$

Vérifications à l'ELU:

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.774 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.144 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.144 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Alors Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 2.01 + 2.01 = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.28 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 18.774 \times 10^{-3}}{400} = 0.539 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

Calcul à l'ELS :

Calcul du chargement :

Volée : $q_v = G_v + Q_v = 10.47 + 2.5 = 12.97 \text{ KN/ml}$

En appliquant la méthode de la RDM de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = R_B = 13.618 \text{ KN.} \\ M^0_{\max} = 7.149 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = -13.618 \text{ KN.} \\ M^t = 5.361 \text{ KN.m} \\ M^a = 3.574 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Etat limite d'ouverture des fissures:

Selon le BAEL91 (Art A5. 3. 2) l'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 \quad ; A'_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 - A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-28 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	5.361	3.06	5608.73	2.92	15	Vérifiée
Appuis	3.574	3.06	5608.73	1.95	15	Vérifiée

Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites, selon **BAEL91** :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}l_x; \frac{M_t^x}{20M^x_0}l_x\right). \\ A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3 \times 2.1}{80}; \frac{5.361 \times 2.1}{20 \times 7.149}\right) = 0.0787 \Rightarrow e = 0.15m \geq 0.0787m \\ A_t^x \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} m^2 \Rightarrow A_t^x = 3.14cm^2 < 6.5cm^2 \end{array} \right.$$

Les deux conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de l'escalier de type (1)

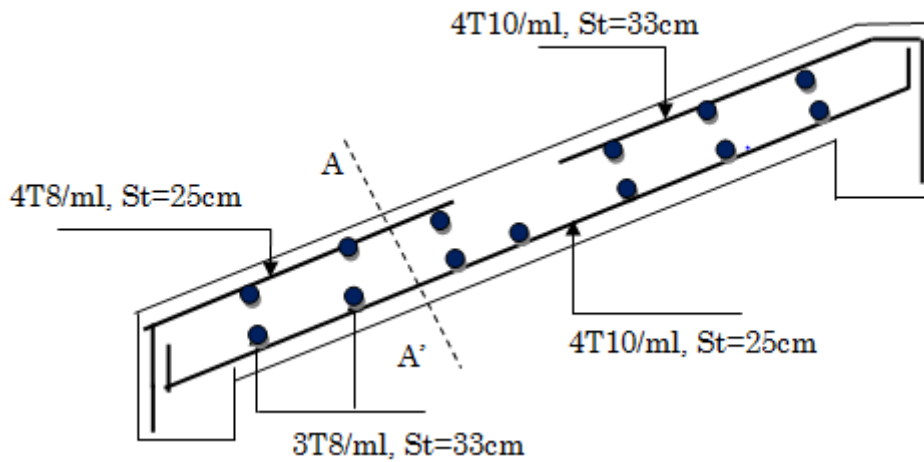
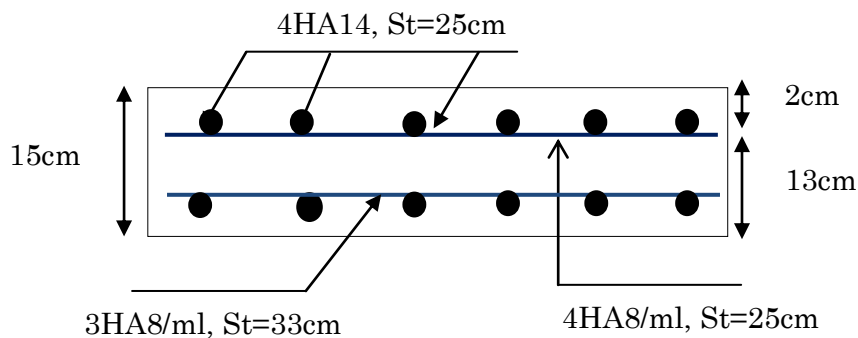


Figure 3-21 : Schéma de ferrailage des volées (AB) et (GH) L'escalier type (1)



Etude de la poutre Brisée (Escalier RDC) :

On prend l'escalier le plus défavorable (escalier de RDC) et on calcule sa poutre brisée et ça sera le même ferrailage pour celle de l'escalier d'étage courant.

La poutre brisée est calculée à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre
- aux charges transmises par l'escalier.

La poutre est supposée encastrer à ses deux extrémités aux poteaux.

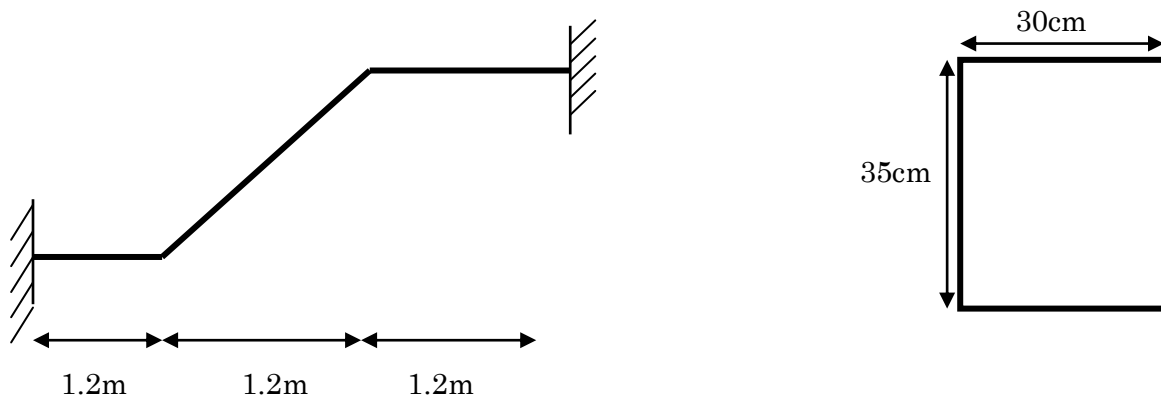


Figure 3-22 : Schéma de statique de la poutre brisée.

Pré dimensionnement : $L=360\text{cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}. \text{ Soit } \begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc la section de la poutre brisée à adopter est : $\mathbf{b \times h = (30 \times 35)\text{cm}^2}$.

$$\text{Selon RPA 99/version 2003, Zone II} \Rightarrow \begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ b/h \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35\text{ cm} \\ b = 30\text{ cm} \\ b/h = 0.857 < 4 \end{cases}$$

Les conditions de la **RPA 99/version 2003** sont vérifiées pour une section $(b \times h) = (30 \times 35)$

Evaluation des charges :

Charges dues au Poids propre de la poutre

Au niveau du palier :

$$G = 25 \times 0.30 \times 0.35 \Rightarrow G = 2.625 \text{ KN / ml}$$

Au niveau de la volée :

Volée(II) :

$$\text{tg}\alpha = \frac{1.36}{2.4} = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.538^\circ$$

$$G_{P1} = \frac{25 \times 0.30 \times 0.35}{\cos(29.538)} \Rightarrow G_{P1} = 3.017 \text{ KN/ml}$$

$$G_{eq1} = \frac{2.625 \times 1.2 + 3.0174 \times 2.4}{3.6} = 2.886 \text{ KN / ml}$$

En plus de son poids propre la poutre palière reprend le poids des escaliers.

Charges dues aux volées :

$$G_1 = \frac{1}{2} (10.47 \times 2.1) = 10.993 \text{ KN / ml}$$

$$G_2 = \frac{1}{2} (10.47 \times 1.5) = 7.852 \text{ KN / ml}$$

$$G_3 = 10.47 \times 2.4 + 5.23 \times 1.2 = 31.404 \text{ KN / ml}$$

$$G_{eq2} = \frac{10.993 \times 1.2 + 7.852 \times 1.2 + 31.404 \times 3.6}{3.6} = 37.685 \text{ KN / ml}$$

$$G_T = 2.886 + 37.685 = 40.57 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times 40.57 + 1.5 \times 2.5 = 58.521 \text{ KN / ml}$$

Evaluation des sollicitations :

Pour calculer les sollicitations, on considère la poutre bi encastree à ses deux extrémités et les résultats obtenus sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3-29 : Calcul des sollicitations.

Combinaison de charge	$1.35 \times G + 1.5 \times Q$	58.52KN/ml
Réactions de la poutre	$R_1 = R_2 = \frac{q_u \times l}{2}$	105.33KN
Moment en travée (KN.m)	$M_{uu} = \frac{q_u \times l^2}{24}$	31.60KN.m
Moment sur appuis (KN.m)	$M_u^a = \frac{q_u \times l^2}{12}$	63.20KN.m

Diagramme des moments:

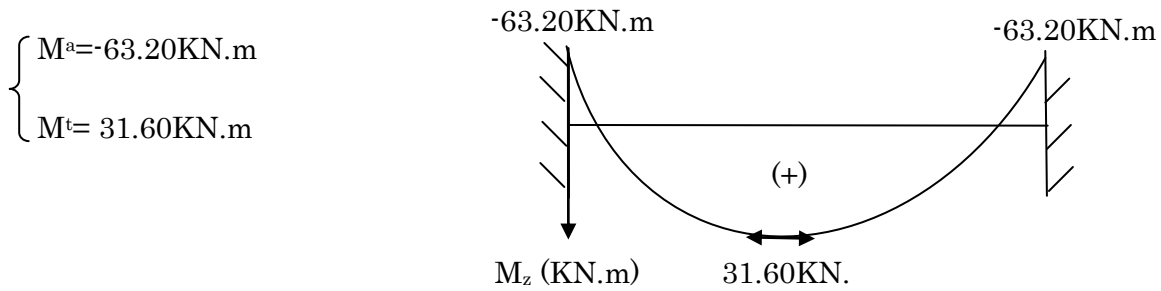


Figure 3-23: Diagramme des moments de la poutre brisée.

Caractéristique de la section

Tableau 3-30: Caractéristique de la section :

Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 0.30 \text{ m}$
	Hauteur de la section	$h = 0.35 \text{ m}$
	Hauteur utile des aciers tendus	$d = 0.32 \text{ m}$
	Hauteur utile des aciers comprimés	$c = 0.02 \text{ m}$
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$= 400 \text{ MPa } f_e$
	Contrainte du béton à 28 jours	$= 25 \text{ MPa } f_{c28}$
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable

Ferrailage de la poutre brisée à la flexion :

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-31 : Moments et ferrailage correspondant à la flexion

Localisation	M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	31.60	0.068	0.088	0.3183	2.85	1.56
En appui	63.20	0.1366	0.1843	0.3057	5.94	1.56

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau 3-32 : Vérification de l'effort tranchant

La charge à l'ELU	q_u	63.20 kN/ml
L'effort tranchant	$V_u = \frac{q_u \times l}{2}$	113.76 kN
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$	1.149 MPa

Contrainte de cisaillement admissible (FPN)	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$	3.33MPa
Vérification de cisaillement.	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	Vérifiée

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u < V^{\max} = 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0.9d = 0.9 \times 33 = 29.7 \text{ cm.}$$

$$V^{\max} = 0.267 \times 29.7 \times 30 \times 2.5 = 594.742 \text{ KN.}$$

$$V_u = 113.76 \text{ KN} < V^{\max} = 594.742 \text{ KN}$$

Influence sur les armatures inférieures :

$$V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \leq 0 \Rightarrow 113.76 - \frac{63.20}{0.9 \times 0.33} = -99.034 \text{ KN}$$

Les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Calcul des armatures transversales à la flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 300 \times 200}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{30 \times 20 \times (1.149 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.973 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_t = 0.973 \text{ cm}^2$

A) Calcul de la poutre brisée à la torsion : CBA93 (Art A.5.4)

Moment de torsion M_t :

– $R_1 = 30.64 \text{ KN}$ par mètre, du à la partie AB

– $R_2 = 18.774 \text{ KN}$ par mètre, du à la partie CE.

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$R = R_1 - R_2 \Rightarrow 30.64 - 18.774 = 11.866 \text{ KN}$$

$$M_t = \frac{11.866 \times 3.6}{2} \Rightarrow M_t = 21.36 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion $M_T = 21.36KN.m$ est le moment statique au niveau de l'appui B. L'expérience montre que pour une section pleine, le noyau de cette dernière ne joue aucun rôle dans l'ELU de la torsion donc on considère une section creuse fictive Ω d'épaisseur e .

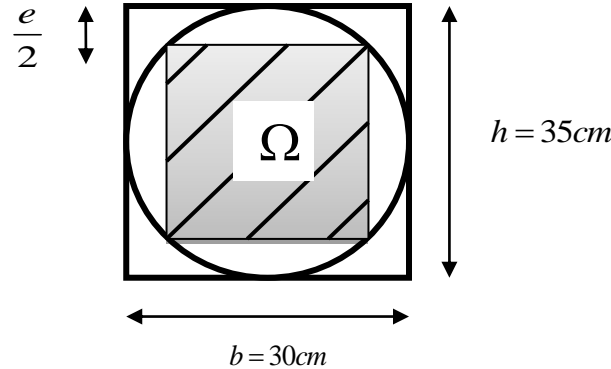


Figure 3-24: Section considérée dans le calcul à la torsion

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}.$$

- Calcul de Ω : aire du contour du tracé à mi-épaisseur de la paroi.

$$\Omega = (h - e) \times (b - e) = (35 - 5) \times (30 - 5) = 750\text{cm}^2$$

- Calcul de μ (périmètre de Ω) :

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110\text{cm}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa}$$

$$\text{Avec : } \tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} \quad [\text{Art A.5.421 BAEL91}]$$

τ_T : Contrainte de cisaillement due à la torsion

$$AN : \tau_T = \frac{21.36 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 2.848\text{Mpa}$$

$$\tau_T = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{1.149^2 + 2.848^2} = 3.07\text{Mpa} < \tau_{adm} = 3.33\text{Mpa}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement

Ferraillage :

La section des armatures longitudinales et transversales est donnée par :

$$\frac{A_l \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_l \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \dots\dots \text{Article.5.4.4BAEL91}$$

- **Armatures longitudinales :**

Armatures longitudinales à la torsion

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{21.36 \times 10^{-3} \times 110 \times 10^{-2} \times 1,15}{2 \times 750 \times 10^{-8} \times 400} = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.4 \times e \times \frac{\mu}{f_e} = 0.4 \times 5 \times \frac{110}{400} = 0.55 \text{ cm}^2$$

Alors: $A_l = 4.50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.55 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales à la torsion :**

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{21.36 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 750 \times 10^{-4}} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La section de ferraillage totale (A_l) est calculée en flexion +torsion et elle est donnée dans le tableau suivant :

Localisation	Flexion simple		Torsion
	En travée	En appui	
Moments (KN.m)	31.60	63.20	21.36
Armatures longitudinales (cm ²)	$A_l = 2.85$	$A_a = 5.94$	$A_l = 4.50$
Armatures transversales (cm ²)	$A_{trans} = 0.97$	/	$A_{trans} = 0.81$

Le ferraillage opté est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 3-33 : Le ferraillage de la poutre brisée.

Ferraillage		Armatures longitudinales	Armatures transversales
Flexion simple	En travée	2.85	0.973
	En appui	5.94	
Torsion	//	4.5	0.81

A_{total}	En travée	$2.85+4.5/2=5.1$	$0.973+0.81=1.783\text{cm}^2$
	En appui	$5.94+4.5/2=8.19$	
$A_{opté}$	En travée	$3\text{HA}16=6.03\text{cm}^2$	$4\Phi 8=2.01\text{cm}^2$ (1cadre $\Phi 8$, étrier $\Phi 8$, $S_t=20\text{cm}$)
	En appui	$3\text{HA}14+3\text{HA}16=10.65\text{m}^2$	

Calcul à l'ELS :

Tableau 3-34: Calcul des sollicitations

Combinaison de charge	$q_s = G + Q$	43.07KN/ml
Réaction d'appui	$R_1 = R_2 = q_s \times l / 2$	77.52KN
Moment en travée (KN.m)	$M_{ts} = q_s \times l^2 / 24$	23.25KN.m
Moment sur appuis (KN.m)	$M_s^a = q_s \times l^2 / 12$	-46.51KN.m

Vérification de la contrainte de béton :

Tableau 3-35 : Vérification de la contrainte de compression du béton.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	A (cm ²)	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	23.25	6.87	72565.26	6.03	2.2	15	Vérifiée
Appui	-46.51	8.79	116271.7	10.65	3.51	15	Vérifiée

Vérification de la flèche (CBA93.art(B.6.5.3))

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

Tableau 3-36: Vérification de la flèche.

$h / L > 1 / 16$	0.097	0.0625	Vérifiée
$h / L > M_t / 10M_0$	0.097	0.0265	Vérifiée
$A_s / b d < 4.2 / f_e$	0.00235	0.0105	Vérifiée

Les trois conditions précédentes sont vérifiées, donc pas de vérification pour la flèche.

Etat limite d'ouverture de fissures

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Schémas de ferrailage de la poutre brisée :

3HA16

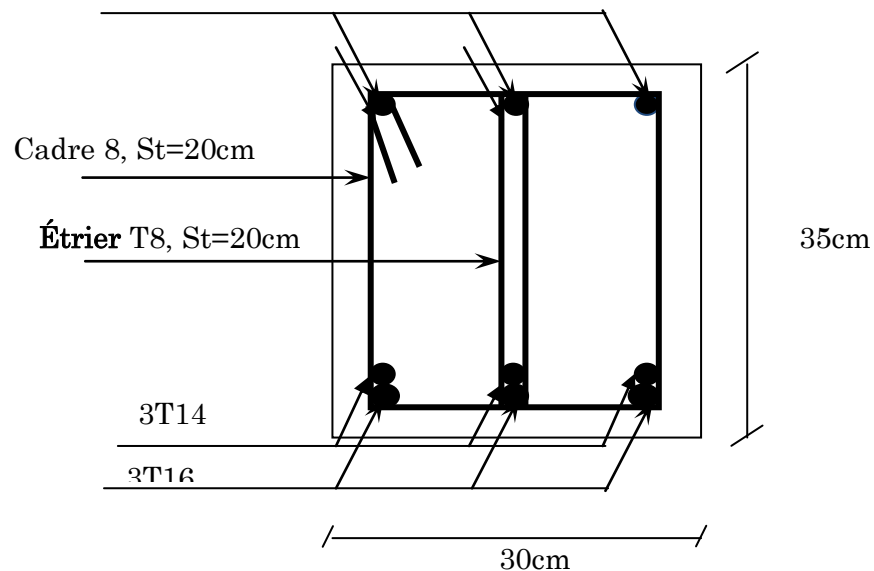


Figure 3-25: Schéma de ferrailage de la poutre brisée

Etude des poutres de chaînages :

Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$L_{\max} = (5.30 - 0.30) = 5\text{m}$$

Selon la condition de la flèche

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}$$

Soit : $h = 30\text{ cm} \Rightarrow$ la section de la poutre à adopter est : $(b \times h) = (30 \times 30)\text{ cm}^2$.

Vérification des conditions du RPA

$$h = 30\text{cm} \geq 15\text{cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

(RPA2003.A. 9.3.3)

$$b = 30\text{cm} \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

Calcul des sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des murs et le poids du plancher à corps creux.

$$\text{Poids propre de chaînage : } P_p = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25\text{KN/m}$$

$$\text{Poids du mur : } P_m = G_m \times (H - h) = 2.93 \times (2.89 - 0.3) = 7.58\text{KN/m}$$

Avec :

G_m : charges permanentes des murs en doubles parois.

H : c'est la hauteur d'étage.

h : c'est la hauteur de la poutre de chaînage.

Combinaisons de charges

$$\text{ELU : } P_u = 1.35 \times (P_m + P_p) = 1.35 \times (2.25 + 7.58) \Rightarrow P_u = 13.27 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_s = (P_m + P_p) = 2.25 + 7.58 \Rightarrow P_s = 9.83 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

$$M_0^u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 13.27 \frac{5^2}{8} \Rightarrow M_u = 41.46 \text{ KN.m}$$

$$M_0^s = P_s \frac{L_{\max}^2}{8} = 9.83 \frac{5^2}{8} \Rightarrow M_u = 30.71 \text{ KN.m}$$

Tableau 3-37 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Combinaisons	P(KN/ml)	M ₀ ^{max} (KN.m)	M _a ^{max} (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	13.27	41.46	20.27	31.09	33.17	-33.17
ELS	9.83	30.71	-26.82	45.59	24.57	-24.57

Le ferrailage :

Les poutres de chaînage se calculent comme des poutres simplement appuyées sollicitées en flexion simple.

Tableau 3-38 : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage

Localisation	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)/ml
En travée	31.09	0.10	0.13	0.255	3.49	3HA14=4.62
En appui	20.27	0.065	0.084	0.26	2.23	3HA10=2.36

Armature transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.85 \text{ mm}$$

Soit un cadre T6 plus un étrier T6 $\Rightarrow A_t = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$

L'espacement

$$1) St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 25.2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_c}{b_o (\tau_u - 0.3f_{tj})} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.31 \times 0.8 \times 400}{30(0.405 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t < 0.$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_c}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.13 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 37.67 \text{ cm}$$

Selon RPA2003 (Article 9.3.3), l'espacement est :

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Vérification à L'ELU :

Tableau 3-39 : Vérification à L'ELU :

Vérifications		
L'effort tranchant : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \tau_{adm}$ (MPa)	$\tau_u = 0.395 < \tau_{adm} = 2.5$	Vérifiée
Armatures longitudinales au cisaillement : $A_l \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_c}$ (MPa)	$6.98 > 0.953$	Vérifiée
L'adhérence : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$	$0.998 < 2.835$	Vérifiée

Vérification à l'E.L.S

Etat limite d'ouverture de fissures

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Vérification des contraintes de compression dans le béton

Tableau 3-40 : Vérification des contraintes dans le béton.

Localisations	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	23.03	42033.65	2.45	6.36	15	Vérifiée
Travées	15.35	57003.30	11.74	9.39	15	

Vérification de la flèche (CBA93.art(B.6.5.3))

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{515} = 0.068 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{515} = 0.068 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{62.19}{10 \times 73.17} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.97}{30 \times 31.5} = 0.0073 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée \Rightarrow la vérification de la flèche est nécessaire

Vérification à L'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$M_s = 9.83 \frac{5^2}{8} \Rightarrow M_s = 30.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.75 \times 30.71 = 23.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -0.5 \times 30.71 = 15.35 \text{ K.Nm}$$

Calcul de y : $A=3.39 \text{ cm}^2$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.45 \text{ cm}$$

Calcul de I:

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 33342.06 \text{ cm}^4$$

En travée : $\sigma_{bc} = 1.69 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

En appuis : $\sigma_{bc} = 1.12 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Evaluation de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{500} = 0.06 < 0.0625$$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche

La flèche totale est d'après le **BAEL 91** comme suite :

$$\Delta_f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ig} - f_{ij}$$

Pour une portée supérieure ou égale à 5m la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1\text{cm}$$

Le calcul par **SOCOTEC** nous a donné

$$\Delta_f = 5.868\text{mm} < f_{adm} = 10\text{mm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

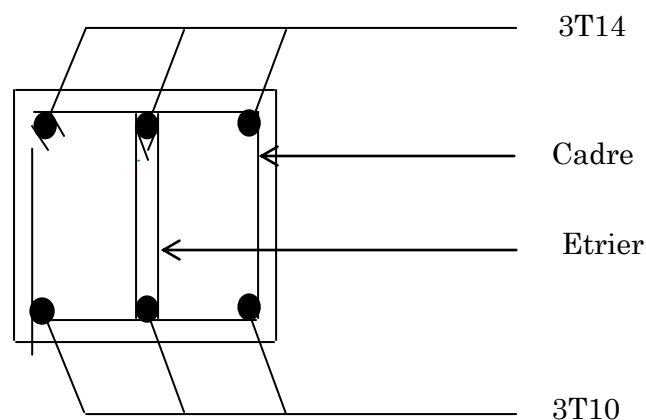


Figure 3-26 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Etude de l'ascenseur :

Caractéristiques :

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour 8 personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

La vitesse $V = 1\text{m/s}$

La course maximale = 32m

La charge nominale est de 630 kg.

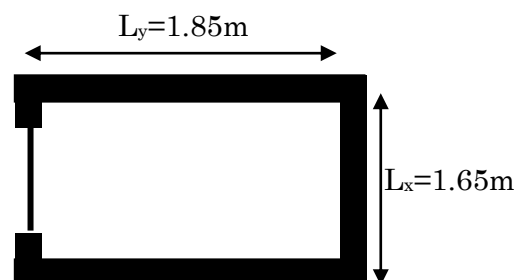


Figure 3-27 : Cage d'ascenseur

H : Hauteur de l'ascenseur = 220 cm

L_y : Longueur de l'ascenseur = 185cm = TS

L_x : Largeur de l'ascenseur = 165 cm = BS

F_c : Charge due à la cuvette = 102 KN

P_m:p_m: Charge due à l'ascenseur = 15 KN

D_m: Charge due à la salle des machine = 82 KN

Les dimensions de la gaine : BS × TS = 180 × 170 cm²

Les dimensions de la cabine BK × TK × HK = (110 × 140 × 220) cm³

$$\text{Donc } g = D_m + P_m + p_{\text{personnes}} = 103.3 \text{ KN}$$

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- Dalle de salle machine (locale).
- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse (soit l'épaisseur de la dalle $e = 20\text{cm}$)

pour quelle puisse supporter les charges importantes (machines + ascenseur) qui lui sont appliquées.

Evaluation des charges et surcharges :

Poids de la dalle en béton armé : $G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2$

Poids du revêtement en béton ($e=5\text{cm}$): $G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$

$$\text{poids de la machine: } G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{1.85 \times 1.65} = 33.41 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{totale}} = G_1 + G_2 + G = 5 + 1.1 + 33.41 = 39.51 \text{ KN/m}^2$$

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

Cas d'une charge répartie :

Calcul des sollicitations

A l'ELU : ($\nu = 0$)

$$q_u = 1,35G_{\text{totale}} + 1,5 Q = 1,35(39.51) + 1,5(1) = 54.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,65}{1,85}$$

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Moments isostatiques :

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0466 \times 54.83 \times 1.65^2 = 6.95 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7635 \times 6.95 = 5.30 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 6.95 = 5.90 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 5.30 = 4.50 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = 0.3 \times 6.95 = -2.02 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

Le calcul sera mené sur une dalle de 1m de longueur et de 20 cm d'épaisseur soumise à la flexion simple avec $d_x = 18 \text{ cm}$

En travée :

Selon xx :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.012$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.95 \text{ cm}^2$$

Selon yy : $d_y = 17 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.0109$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.013$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.169 \text{ m}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 0.76 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0.008 \text{ (On a des HA } f_e E400)$$

$$\rho = 0.89$$

Selon xx :

$$A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h_0 = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.89)}{2} \times 1 \times 0.2 = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 0.95 \text{ cm}^2 < A_{\min}^x = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition pas vérifiée}$$

On ferraille avec A_{\min}^x soit 4HA10 = 3.14 cm²

Selon yy :

$$A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^y = 0.76 \text{ cm}^2 < A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition pas vérifiée}$$

On ferraille avec A_{\min}^y soit 4HA10 = 3.14 cm²

Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.004$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.005$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_a^x = A_a^y = \frac{M_a^{y,x}}{z \times f_{st}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Condition à non fragilité

$$A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h_0 = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.89)}{2} \times 1 \times 0.2 = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 0.32\text{cm}^2 < A_{\min}^y = 1.68\text{cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\text{On ferraille avec } A_{\min}^y \text{ soit } 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$$

Calcul des espacements :

$$\text{Armatures // } L_x: S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y: S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 25\text{cm}$$

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \tau_{\text{adm}} = 0,05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\rho = 0,89 > 0.4 \text{ (Flexion simple dans les deux sens)}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 54.83 \times \frac{1.65}{3} = 30.15\text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 54.83 \times \frac{1.65}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.89}{2}} = 31.30\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{31.30 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,184\text{MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 1.25\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL 91 art A.5.2.42 page 63**, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est pas nécessaire, si la condition suivante est satisfaite.

Calcul à l'ELS :

$$q_{\text{ser}} = G_{\text{totale}} + Q = 39.51 + 1 = 40.51\text{KN/m}^2$$

$$\nu = 0.2 \text{ et } \rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

Evaluation des moments

Moments isostatiques :

$$M_0^x = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 = 5.92\text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 4.94\text{KN.m}$$

Moments réel :

En travées

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 5.03\text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85M_0^y = 4.2\text{KN.m}$$

Aux appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_0^x = 0,3 \times 5.92 = -1.77\text{KN.m}$$

Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures

Les fissurations sont peu nuisible, donc aucune vérification à faire

Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton. On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-41 : Vérification des contraintes

Localisation		Mser(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	(MPa) σ_{bc}	(MPa) $\bar{\sigma}_{bc}$	observation
Travée	x-x	5.03	3.63	11319.62	1.63	15	vérifié
	y-y	4.2	3.55	10011.8	1.48	15	vérifié
appuis	x-x	-1.77	3.67	11319.62	0.57	15	vérifié
	y-y	-1.77	3.67	11319.62	0.57	15	vérifié

Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers.

D'après le BAEL 91 art B.7.5 donne les conditions à vérifier pour éviter la vérification de la flèche

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}l_x, \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}l_x\right) = \max\left(\frac{3}{80} \times 1.65, \frac{5.03}{20 \times 5.92} \times 1.65\right) = 0.061\text{m}$$

$e = 20\text{cm} > 6.1\text{cm}$ condition vérifié

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = \frac{2 \times 1 \times 0.18}{400} = 0.0009\text{m}^2$$

$A_t^x = 3.14\text{cm}^2 < 9\text{cm}^2$ condition vérifié

Les deux conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Cas d'une charge concentrée

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surface d'impact ($a_0 \times b_0$) agit uniformément sur une aire ($u \times v$).

Calcul du rectangle d'impact (u, v) :

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h \end{cases}$$

- $a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.
- $u \times v$: Surface d'impact.
- a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.
- b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

On a $h_0=20\text{cm}$ et une vitesse $V = 1\text{m/s} \Rightarrow a_0 = 80\text{cm}; b_0 = 80\text{cm}$

- $h = 5\text{cm}$: Epaisseur du revêtement
- $h_0 = 20\text{cm}$ Epaisseur de la dalle
- ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (cas de béton armé $\xi=1$)

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow u = 110\text{cm.} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow v = 110\text{cm.} \end{cases}$$

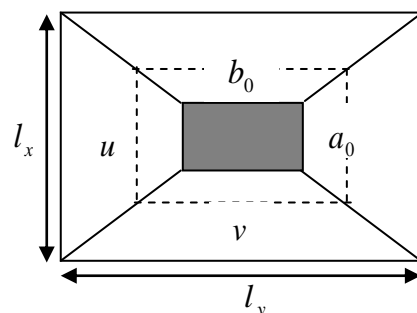
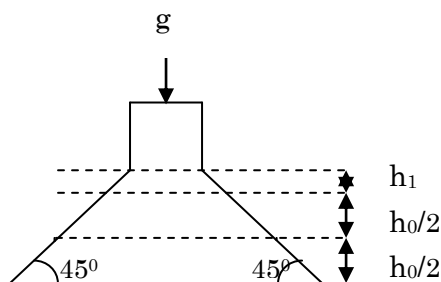


Figure 3-28 : Schéma représentant la surface d'impacte.

Calcul des moments selon le BAEL 91:

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}$$

$$\text{On a: } g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 \Rightarrow P_u = 139.455 \text{ KN}$$

Avec : ν coefficient de poisson ($\nu = 0$ à ELU, $\nu = 0.2$ à ELS)

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

$$M_1 \text{ est en fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{110}{165} = 0.66 \text{ et } \rho = 0.89$$

$$M_2 \text{ est en fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{110}{185} = 0.59 \text{ et } \rho = 0.89$$

On se réfère à l'**annexe(2)** on trouve :

$$\begin{cases} M_1 = 0.081 \text{ KN.m} \\ M_2 = 0.064 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139.455 \times 0.081 = 11.29 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 139.455 \times 0.064 = 8.92 \text{ KNm} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \text{à ELU } (\nu = 0): \\ \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$G' = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9.735 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0466 \times 9.735 \times 1.65^2 = 1.235 \text{KN.m} \\ M_{y2} = 0.7635 \times 1.235 = 0.0943 \text{KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.525 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.014 \text{KN.m} \end{cases}$$

N.B : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles de la gaine d'ascenseur.

Les moments en travée et en appui sont :**En travée :**

$$M_t^x = 0.85 \times 12.525 = 10.65 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.014 = 7.662 \text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 10.65 = 3.195 \text{KN.m}$$

Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-42 : Ferrailage de la dalle de la salle des machines

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
x-x	10.65	3.195	1.720	1.68	0.512	1.68	4HA10=3.14	4HA10=3.14
y-y'	7.662	3.195	1.307	1.60	0.512	1.68	4HA10=3.14	4HA10=3.14

Vérification à l'ELU :**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$e = 20\text{cm} \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho = 0.89 \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ Acier HA Fe400 $A_t^y > \frac{A_x^t}{4}$

En travée :

$$\begin{cases} A_t^x = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 \geq A_x^{\min} = 8 \times 10^{-4} \times \left(\frac{3 - 0.89}{2} \right) \times 0.2 = 1.68\text{cm}^2 \\ A_t^y = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 \geq A_y^{\min} = 8 \times 10^{-4} \times 1 \times 0.2 = 1.60\text{cm}^2 \end{cases}$$

En appuis :

$$\begin{cases} A_a^{x,y} = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 / ml \geq A_{x,y}^{\min} = 8 \times 10^{-4} \times \left(\frac{3 - 0.89}{2} \right) \times 0.2 = 1.68\text{cm}^2 \end{cases}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées

Diamètre des barres

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$\varphi_{\max} = 10\text{mm} < 20 \text{ mm}$ C'est vérifié.

Espacement des armatures :

On doit vérifier :

- **Sens xx:** $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 25\text{cm}$.
- **Sens yy:** $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit: $S_t = 25\text{cm}$.

Vérification au poinçonnement:

Selon le BAEL91 (Article H. III.10) on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (165+185) = 700 \text{ cm}$$

$$P_u \leq 0.045 \times 7 \times 0.2 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1050 \text{ KN}$$

Or : $P_u = 139.455 \text{ KN} < 1050 \text{ KN}$ pas de risque de poinçonnement.

Vérification de l'effort tranchant :

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_{\max} = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{139.455}{3 \times 1.1} = 42.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{42.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.234 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage M_{x1} et M_{y1} :

$$q_{\text{ser}} = g = 103.3 \text{ KN}.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 103.3 \times (0.081 + 0.2 \times 0.064) = 9.68 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 103.3 \times (0.064 + 0.2 \times 0.081) = 8.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} .

$$\text{On a: } q_s = Q + G = 1 + 6.1 = 7.1 \text{ KN/m}.$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \text{à ELS } (v = 0.2): \\ \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0537 \times 7.1 \times 1.65^2 = 1.038 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.8358 \times 1.03 = 0.867 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.68 + 1.038 = 10.72 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.28 + 0.867 = 9.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réels :

En travée:

$$M_t^x = 0.85 \times 10.71 \Rightarrow M_t^x = 9.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.14 \Rightarrow M_t^y = 7.76 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_a = -0.3 \times 10.71 \Rightarrow M_a = -3.21 \text{ KN.m}$$

État limite de compression du béton :

En travée

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y:

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$A_s' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow y = 3.67 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \quad I = 11319.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.10 \times 10^{-3}}{11319.62 \times 10^{-8}} \times 0.0367 = 2.95 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-43 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travées	x-x	9.10	11319.62	3.67	2.95	15	Vérifiée
	y-y	7.76	10017.45	3.55	2.75	15	
Appuis	x-x/ y-y	- 3.21	11319.62	3.67	1.04	15	

État limite de déformation :**Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers.

D'après le BAEL 91 art B.7.5 donne les conditions à vérifier pour éviter la vérification de la flèche

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}l_x, \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}l_x\right) = \max\left(\frac{3}{80} \times 1.65, \frac{5.03}{20 \times 5.92} \times 1.65\right) = 0.061\text{m}$$

$$e = 20\text{cm} > 6.1\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = \frac{2 \times 1 \times 0.18}{400} = 0.0009\text{m}^2$$

$$A_t^x = 3.14\text{cm}^2 < 9\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

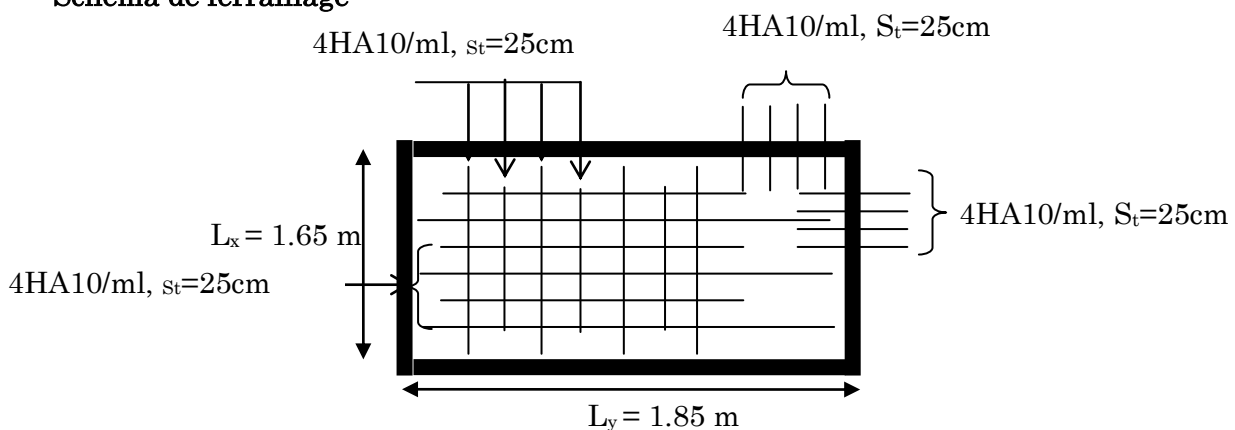
Schéma de ferrailage

Figure 3-29: Schéma de ferrailage –dalle du local machine-dalle de la cuvette

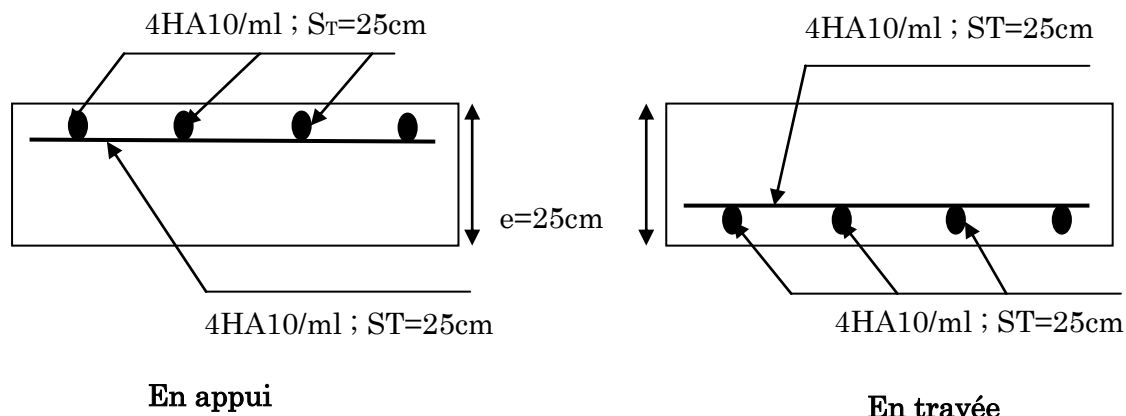


Figure 3-30 : Schéma de détails de ferrailage –dalle du local machine-dalle de la cuvette

Calcul de l'acrotère :**Définition :**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme un système isostatique assimilé à une console encastrée dans le plancher soumise à :

- Son poids propre (G).
- Une force horizontale due à l'effort sismique F_p .
- Une charge horizontale (Q) due à la main courante

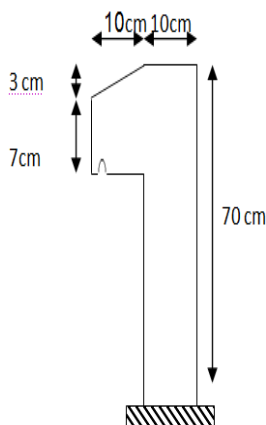
Hypothèse de calcul :

Les hypothèses de calcul sont :

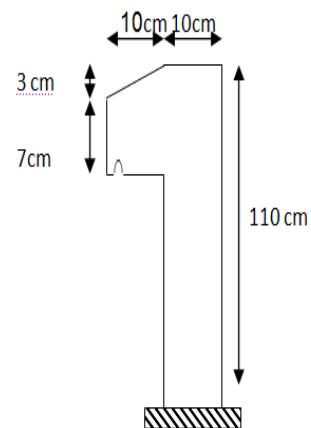
- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée

Les différents types d'acrotère :

Dans notre projet il existe (03) types d'acrotère qui sont les suivants :



1^{ier} type : acrotère terrasse
Inaccessible



2^{ieme} type : acrotère
terrasse accessible

Figure 3-31 : Les types d'acrotère.

Evaluation des charges et surcharges :

Charges verticales :**Tableau 3-44 : Charges et surcharges**

Type	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Enduit ciment KN/ml	Poids propre (KN/ml)	W _P (KN/ml)	Q (KN/ml)
1	0.7000	0.1000	0.0785	$(0.02 \times 20 \times 0.7)^2 = 0.56$	1.9625	2.5225	1.0000
2	1.1000	0.1000	0.1185	$(0.02 \times 20 \times 1.1)^2 = 0.88$	2.9625	3.8425	1.0000

Charges horizontales : (dues au séisme).

D'après le RPA99 Version 2003 Article 6.2.3, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

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

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99**

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1 du RPA99**)

W_p : Poids propre ($W_p = G_t$)

F_p : Force horizontale pour les éléments non structuraux

Pour notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone sismique IIa (Bejaia).} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \end{cases}$$

Tableau 3-45 : Charges horizontales

Le type d'acrotère	Type 1	Type 2
$F_p(\text{KN})$	1.2108	1.8444

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III Calcul des sollicitations :

- **Caractéristique géométrique des acrotères :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

Les caractéristiques géométriques des acrotères sont calculées et illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 3-46: Caractéristiques des acrotères.

Acrotères	Type 1	Type 2
G_t (KN/ml)	2.5225	3.8425
Q (KN/ml)	1.0000	1.0000
S (m ²)	0.0785	0.1185
CDG (m)	$X_G = 0.0605$ $Y_G = 0.3817$	$X_G = 0.0570$ $Y_G = 0.5853$

Sollicitations :

Les efforts normaux sont donnés par:

Un effort normal dû à son poids propre $N = W_p$

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_{FP} = F_p \cdot Y_G$$

$$M_Q = Q \times H$$

Les résultats de calcul des différentes sollicitations sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 3-47 : Les efforts normaux dans les acrotères.

Efforts	Type 1	Type 2
N_G (KN)	2.5225	3.8425

Tableau 3-48: Les moments dans les acrotères.

Moments	Type 1	Type 2
M_{FP} (KN.m)	0.4621	1.0795
M_Q (KN.m)	0.7000	1.1000

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau 3-49: Les combinaisons d'action à utiliser

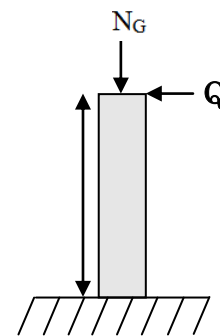


Figure 3-32 : Schéma statique de l'acrotère

Sollicitations	acrotères	RPA99	ELU	ELS
		G + Q + E	1,35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	Type 1	2.5225	3.4053	2.5225
	Type 2	3.8425	5.1873	3.8425
M (KN.m)	Type 1	1.1621	1.0500	0.7000
	Type 2	2.1795	1.6500	1.1000

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

La section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h = 100 \times 10$) cm² solliciter en flexion composée.

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

On va prendre le cas le plus défavorable (l'acrotère dont la hauteur : H=1.1m)

Position de centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_0 = \frac{1.6500}{5.1873} = 0.318 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1.1}{6} = 0.183\text{m}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central \Rightarrow la section

est partiellement comprimée \Rightarrow le ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

\rightarrow Les éléments soumis à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

\rightarrow L'excentricité de calcul « e » sans tenir compte de l'effet du second ordre e_1 est :

$$e_1 = e_0 + e_a$$

Avec :

e_0 : excentricité structurelle (dite de premier ordre) $\Rightarrow e_0 = 0.318\text{m}$

e_a = excentricité additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{h}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{110}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$e_1 = 0.318 + 0.02 = 0.338 \text{ m}$$

→ Vérification de la condition en tenant compte de l'effet du second ordre e_1 due à la déformation de la structure.

On doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_0}{h_0}\right)$$

Avec :

$$l_f : \text{Longueur de flambement } l_f = 2h = 2 \times 1.1 = 2,2 \text{ m}$$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section } \Rightarrow h_0 = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_0}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{2.2}{0.1} = 22 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.318}{0.1}\right) = 63.6 \Rightarrow \text{La condition est}$$

vérifiée, donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2 .

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \dots \dots \dots \text{BAEL91.Article .A.4.3.5}$$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\bullet \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

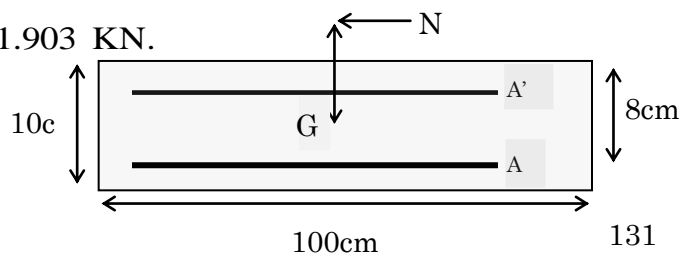
$$e_2 = \frac{3 \times 2.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.029$$

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.318 + 0.02 + 0.029 = 0.367 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$\begin{cases} N_u = 5.1873 \text{ KN.} \\ M_u = N_u \times e = 5.1873 \times 0.266 = 1.903 \text{ KN.} \end{cases}$$

Ferrailage:



a) à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} h=10\text{cm} \\ d=8\text{cm} \\ b=100\text{cm} \end{array} \right.$$

Figure 3-33 : Section à ferrailer

Armatures principales :

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Tel que :

M_{UG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{UA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{UA} = 1.903 + 5.1873 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 2.058 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.058 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0226$$

$$\mu_{bu} = 0.0226 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0226}}{0.8} = 0.0285$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0285) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{2.058 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.7485 \text{ cm}^2.$$

En flexion composée on a :

N_u est un effort de compression

$$\Rightarrow A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.7485 \times 10^{-4} - \frac{5.1873 \times 10^{-3}}{348} = 0.5994 \text{ cm}^2.$$

Vérification à l'ELU selon le BAEL 91 :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On ferraille avec A_{\min} et on adopte : $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

◆ Espacement :

1. Armatures principales : $S_t \leq 100 / 3 = 33.3 \text{ cm}$ alors on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartition : $S_t \leq 110 / 4 = 27.5 \text{ cm}$ alors on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

◆ Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0.1 \times f_{c28} ; 3) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (2.5 ; 3) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times (F_p + Q) = 1.5 \times (1.844 + 1) = 4.266 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.266 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0533 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Alors pas de risque de cisaillement.

• Calcul de la section à l'ELS selon BAEL 91 :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable (l'acrotère est exposé aux intempéries) sont :

1. Contrainte limite de l'acier

2. Contrainte limite du béton

◆ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V}{0,9 \cdot d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser}.$$

$$V = F_p + Q = 1,844 + 1 = 2,844 \text{ kN}.$$

Avec : $\sum u_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3,14 \times 4 \times 8 = 100,48 \text{ mm}.$$

$$\tau_{ser} = \frac{2,844 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 100,48 \times 10^{-3}} = 0,393 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ Pour acier HA. Selon (RPA 99 Art : A.6.1, 21)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

● **Vérification de la contrainte limite de l'acier et du béton :**

$$\text{Le béton : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{L'acier : } \sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa} \quad \text{avec} \quad \eta = 1,6$$

Position de l'axe neutre :

$C = d \cdot e$; Tel que :

e : la distance du centre de pression C et la fibre la plus comprimée de la section

$$M_{ser} = 1,1000 \text{ KN.M}$$

$$N_{ser} = 3,8425 \text{ KN} \Rightarrow e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,286 \text{ m}$$

$$e_G = e + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,286 + \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,316 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h_0}{2} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$c = d - e_G \Rightarrow c = 0.08 - 0.316 = -0.236 \text{ m} \Rightarrow C$ est à l'extérieur de la section.

$$y_{\text{ser}} = y_c + c$$

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

Tel que :

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \quad ; \quad q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$P = -3 \times (-0.236)^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.236) = -0.161 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.236)^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.236)^2 = 0.024 \text{ m}^3$$

$$\text{Soit : } \Delta = 4p^3 + 27q^2$$

Si: $\Delta \leq 0$ alors l'existence de trois racines.

Si: $\Delta \geq 0$ alors l'existence d'une seule racine.

$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -1.14 \times 10^{-3} \leq 0 \Rightarrow$ Il existe trois racines réelles ; il faut choisir celle qui convient :

$$0 \leq y = y_c + c \leq h$$

$$\bullet \quad \alpha = 2 \times \sqrt{\left(\frac{-P}{3}\right)} = 2 \times \sqrt{\left(\frac{0.161}{3}\right)} = 0.463 \text{ m}$$

$$\bullet \quad \cos(\phi) = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\left(\frac{-3}{p}\right)} = \left(-\frac{3 \times 0.024}{2 \times 0.161}\right) \times \sqrt{\left(\frac{-3}{-0.161}\right)} = -0.965 \Rightarrow \phi = 164.8^\circ.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Y_{C1} = \alpha \times \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0.266 \text{ m} \\ Y_{C2} = \alpha \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -0.461 \text{ m} \\ Y_{C3} = \alpha \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = 0.195 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On a : } 0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.236 \leq y_c \leq 0.336$$

$$y_c = 0.266 \text{ m} \Rightarrow y = -0.236 + 0.266 = 0.030 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.030^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.030) = 2.992 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.8425 \times 10^{-3} \times 0.030}{2.992 \times 10^{-4}} = 0.642 \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \quad \text{Vérifiée}$$

• Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = 15 \frac{3.8425 \times 10^{-3}}{2.992 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.030) = 9.631 \leq \bar{\sigma}_s = \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

Schéma de ferrailage de l'acrotère

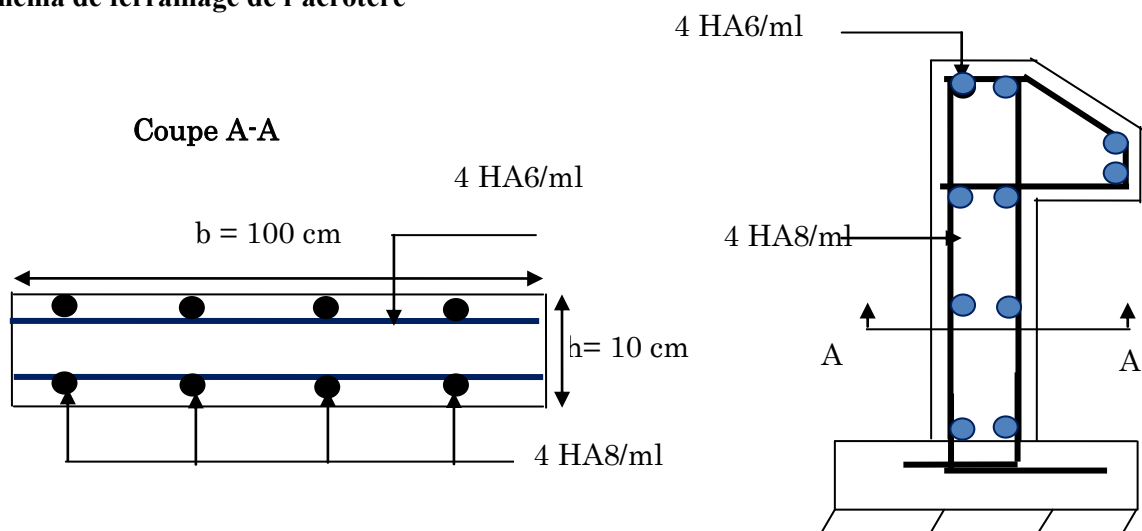


Figure 3-34 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre 4 : Etude sismique

4.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu l'activité sismique du nord Algérien, les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques afin d'éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels et cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure en respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (**RPA99/version2003**).

4.2. Modélisation de la structure à l'aide du logiciel SAP 2000 :

Le SAP 2000 version 14 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs, ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation de façon totalement graphique, numérique ou combinée en utilisant les innombrables outils disponibles.

Les étapes de modélisation sont :

- ✓ Choix d'un modèle de structure spatiale à partir de la bibliothèque du SAP 2000
- ✓ Changer les longueurs des GRID LINES.
- ✓ Définition des matériaux et des sections
- ✓ Définition de cas de charges dynamique spectrale.
- ✓ Définition des combinaisons de charge
- ✓ Spécification des conditions d'appuis
- ✓ Introduction des masses des planchers pour le calcul dynamique dans le sens horizontal X.Y
- ✓ Spécifications des différentes charges.

Après ces étapes on fait l'analyse par la commande RUN et finalement l'interprétation des résultats.

Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accéléro-grammes

Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Conditions d'application de la méthode :

Selon le RPA99/version2003 (art 4.1.2), la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone 1 et à 30m en zone 2b et 3.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a,

Calcul de la force sismique totale à la base :

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales sens X et sens Y

$$V_{St} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{Art (4.2.3).RPA99/VER2003}$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment, Dans notre cas on a :
 - Groupe d'usage : groupe 2
 - Zone sismique : zone Iia

$$\Rightarrow A=0.15$$

Tableau (4.1)

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction

$$\Rightarrow R=5$$

Tableau (4.3)

- **Q** : Facteur de qualité, Le facteur de qualité Q est fonction de :
 - La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
 - La régularité en plan et en élévation.
 - La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots \dots \text{RPA (Formule 4-4)}$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Du **Tableau (4-4).RPA99/VER 2003** on a :

Tableau 4-1 : Valeurs des pénalités P_q

" Critère q "	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q_{/xx} = Q_{/yy} = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05) = 1.2$$

- **W** : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation **Tableau (4-5) du RPA99/2003**.

$$\beta = 0.2 \quad (\text{Bâtiments d'habitation})$$

$W = 22189.014\text{KN}$ (Par le SAP2000 V 14)

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen : il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 Formule (4-2)}$$

Valeur de T_1 et T_2

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 tableau 4-7)

Le sol est constitué de limons argileux en surface, à argileuse limoneuse marneuse parfois sableux avec passage de bloc calcaires très rigides en profondeur.

Donc du RPA99/version2003 (Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S2 (site ferme) donc on aura :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.4\text{s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement il est donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4-3)}$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$.

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$. **Tableau (4-2) /RPA99**

Contreventement mixte $\rightarrow \xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 > 0.7$

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

Estimation de la période fondamentale (T) de la structure :

Selon le (RPA99), la période peut être calculée par deux formules

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T h_n^{3/4} \dots\dots\dots(1) \\ T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D'_{x,y}}} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Formule (4-6) / RPA99} \\ \text{Formule (4-7) / RPA99} \end{array}$$

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

$$h_n = 30.28\text{m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage
 $C_T = 0.050$ **Tableau (4-6) / RPA99**

D : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$D'_x = 20.2\text{m}$; étant la dimension de bâtiment selon le sens x

$D'_y = 10.5\text{m}$; étant la dimension de bâtiment selon le sens y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens(x) : } D' = 20.20\text{m} \\ \text{Sens(y) : } D' = 10.50\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min(1, 2) \Rightarrow T_x = 0.6\text{s} \\ T_y = \min(1, 2) \Rightarrow T_y = 0.64\text{s} \end{array} \right.$$

$$\text{Car } 0.4 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.6} \right)^{2/3} = 1.54 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.64} \right)^{2/3} = 1.48 \end{array} \right.$$

La force sismique totale dans les deux directions est égale à :

$$\text{Sens(x) : } V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.54 \times 1.20}{5} \times 22189.014 \Rightarrow V_{st,x} = 1230.158\text{KN}$$

$$\text{Sens(y) : } V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.48 \times 1.20}{5} \times 22189.014 \Rightarrow V_{st,y} = 1182.23\text{KN}$$

La méthode dynamique :

Méthode d'analyse par Accéléro-grammes.

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

Principe de la méthode:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Le spectre de réponse est établi grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{RPA99 (formule 4.13)}$$

* A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

Avec : R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude, le spectre de réponse est donné par le logiciel (spectre RPA99)

$$S_a/g$$

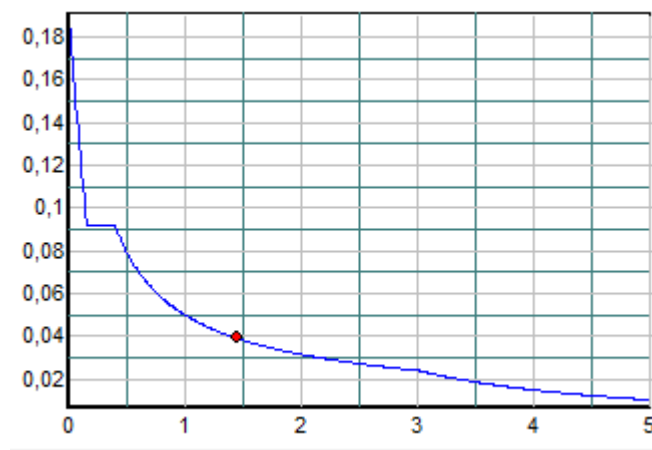


Figure 4-1 : Spectre de réponse

Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions de RPA99.

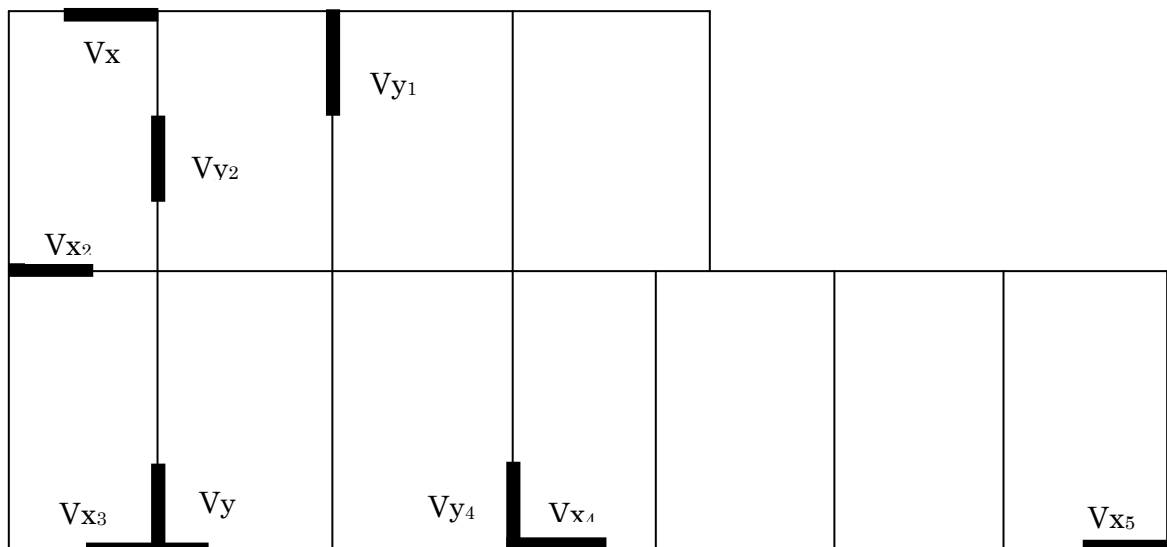


Figure 4-2 : Disposition des voiles

Interprétation des résultats donnés par le SAP 2000

Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Tableau 4-2: Vérification de l'effort tranchant à la base

Résultante des forces sismique	V_{dyn}	V_{sta}	V_{dyn} / V_{sta}
Sens xx	1577.328	1230.158	1.28
Sens yy	2169.41	1182.23	1.83

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0.8 \text{ Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.}$$

Vérification de la période

$$T_{analy}^x = 0.46s < 1.3 \times 0.6 = 0.78s$$

$$T_{analy}^y = 0.34 < 1.3 \times 0.64 = 0.83s$$

La période est vérifiée

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Tableau 4-3 : Période et taux de participation

Mode	Période	Mode individuel (%)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.468708	0.0008600	0.80655	0.0000364	0.00086	0.80655	0.0000364
2	0.349424	0.7622400	0.00163	0.0000601	0.7631	0.80818	0.0000965
3	0.32438	0.0124500	0.00400	0.00003828	0.77555	0.81217	0.00013
4	0.206902	0.0037200	0.00001287	0.00337	0.77928	0.81219	0.00351
5	0.20558	0.0003700	0.0013	0.00029	0.77965	0.81349	0.00379
6	0.204707	0.0000465	0.00000945	0.0008	0.77969	0.8135	0.00459
7	0.203982	0.0002100	0.00007915	0.00005376	0.77991	0.81358	0.00465
8	0.203423	0.0025000	0.00098	0.01253	0.7824	0.81456	0.01717

9	0.203285	0.0005500	0.00009347	0.00065	0.78295	0.81466	0.01783
10	0.202792	0.000003112	0.00003751	0.00002406	0.78295	0.81469	0.01785
11	0.202258	0.000031320	0.00013	0.0002	0.78298	0.81483	0.01805
12	0.193682	0.000001895	0.10988	0.00003164	0.78298	0.92471	0.01808
13	0.147665	0.123250000	0.00015	0.00021	0.90623	0.92486	0.01829

On remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction Y est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction. La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction X, et le troisième mode est une rotation autour de Z

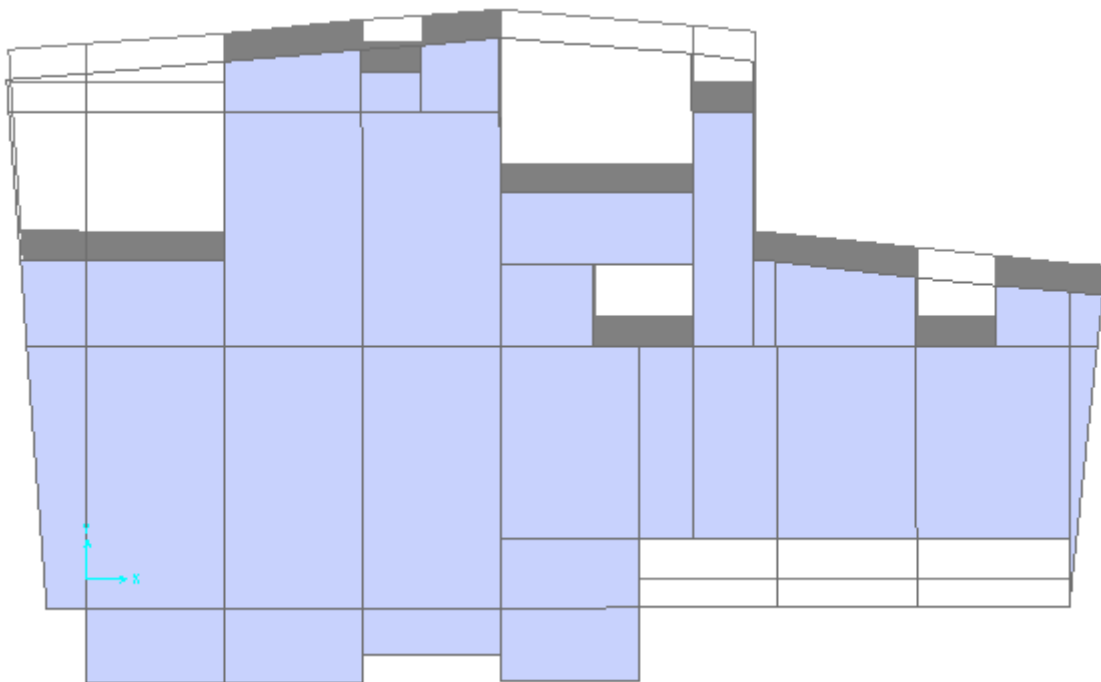


Figure 4-3: Translation suivant Y-Y

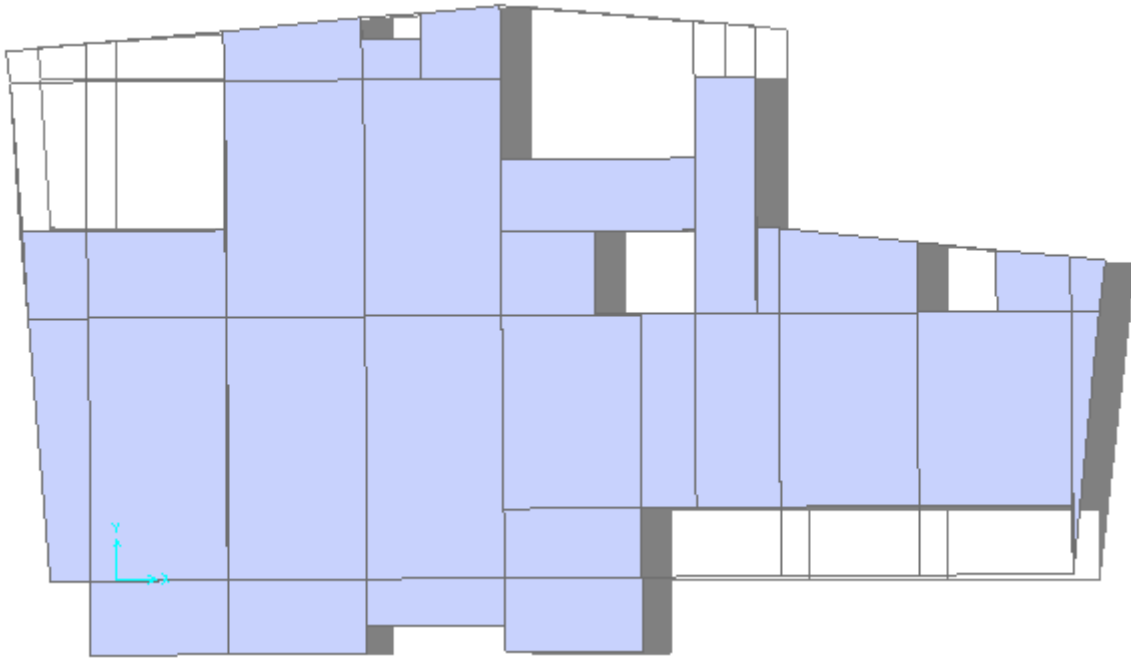


Figure 4-4: Translation suivant X-X

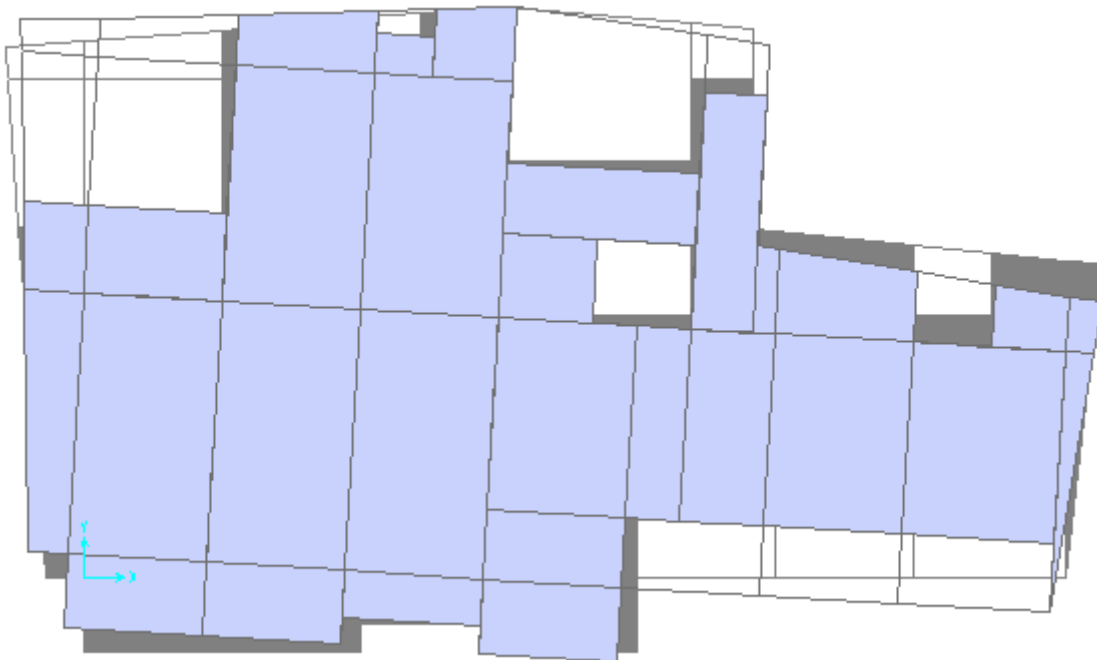


Figure 4-5 : Rotation autour de Z

Vérification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les

charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Tableau 4-4: Vérification de l'interaction sous charges verticales

étages	P portiques (KN)	P voiles (KN)	% portiques	% voiles
RDC	23183.32	5835.755	80.004589	19.995411
1 ^{er} étage	20364.246	4529.199	81.8056561	18.1943439
2 ^{eme} étage	17361.865	4022.44	81.1897558	18.8102442
3 ^{eme} étage	14582.295	3192.637	82.0385417	17.9614583
4 ^{eme} étage	11680.733	2572.044	81.9540852	18.0459148
5 ^{eme} étage	8325.296	2110.303	79.777845	20.222155
6 ^{eme} étage	6078.562	1194.62	83.575002	16.424998
7 ^{eme} étage	3562.895	991.032	78.2378593	21.7621407
8 ^{eme} étage	1804.082	445.795	77.19262	22.80737

On remarque que l'interaction sous charges verticales n'est pas vérifiée dans les étages 5, 7 et 8. Dans ce cas on passe à un autre type de contreventement. Mais nous continuons les calculs avec ce système de contreventement.

Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens X-X'

Tableau 4-5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens X-X')

étages	P portiques (KN)	P voiles (KN)	% portiques	% voiles
RDC	624.015	944.672	39.7794461	60.2205539
1 ^{er} étage	1055.241	460.802	69.6049518	30.3950482
2 ^{eme} étage	751.919	659.915	53.2583151	46.7416849
3 ^{eme} étage	310,479	877.104	26,1437727	73.8562273
4 ^{eme} étage	665.363	476.791	58.255104	41.744896
5 ^{eme} étage	659.774	274.727	70.6017436	29.3982564
6 ^{eme} étage	524.316	189.688	73.4332021	26.5667979
7 ^{eme} étage	336.95	159.111	71.5748	28.4251
8 ^{eme} étage	214.435	59.488	53.5927	46.4072

Sens Y-Y'

Tableau 4-6 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens-Y-Y')

étages	P portiques (KN)	P voiles (KN)	% portiques	% voiles
RDC	849.644	639.369	57.0608853	42.9391147
1 ^{er} étage	1144.561	290.15	79.7764149	20.2235851
2 ^{eme} étage	849.55	478.256	63.9814852	36.0185148
3 ^{eme} étage	567.585	551.748	50.7074302	49.2925698
4 ^{eme} étage	630.638	415.137	60.3034113	39.6965887
5 ^{eme} étage	636.522	265.659	70.5536916	29.4463084
6 ^{eme} étage	492.112	146.418	77.0695191	22.9304809
7 ^{eme} étage	294.056	153.979	68.01212	31.9878
8 ^{eme} étage	161.833	83.896	50.20753	49.79246

Analyse des résultats :

A partir des résultats illustrés dans les tableaux ci-dessus on déduit que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée

Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (v 2003) (Art : 7.1.3.3)}$$

N_d : Effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Aire (section brute) de la section de béton

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton

Cette vérification a donné les résultats suivants :

Tableau 4-7: Vérification de l'effort normale réduit dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC	60 × 60	1926.712	0.21	vérifiée
1 ^{er} étage	60 × 55	1657.955	0.2	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55 × 55	1418.152	0.18	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55 × 50	970.969	0.14	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50 × 50	618.262	0.09	vérifiée
8 ^{ème} étage	40 × 40	278.613	0.06	vérifiée

Il est à noter que les sections des différents poteaux ont été revues à la hausse pour que l'interaction soit vérifiée.

Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_k$ RPA99 (Article 5.10)

Tableau 4-8 : Vérification des déplacements des différent niveaux du bâtiment (sens X-X)

Niveaux	Sens xx						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
1	0.0005	0.0025	0	0.0025	3.57	0.00070028	vérifiée
2	0.0012	0.006	0.0025	0.0035	2.89	0.00121107	vérifiée
3	0.0017	0.0085	0.006	0.0025	2.89	0.00086505	vérifiée
4	0.0017	0.0085	0.0085	0	2.89	0	vérifiée
5	0.0023	0.0115	0.0085	0.003	2.89	0.00103806	vérifiée
6	0.0029	0.0145	0.0115	0.003	2.89	0.00103806	vérifiée
7	0.0035	0.0175	0.0145	0.003	2.89	0.00103806	vérifiée
8	0.0041	0.0205	0.0175	0.003	2.89	0.00103806	vérifiée
9	0.0045	0.0225	0.0205	0.002	2.89	0.00069204	vérifiée
10	0.0049	0.0245	0.0225	0.002	2.89	0.00069204	vérifiée

Tableau 4-9 : Vérification des déplacements des différent niveaux du bâtiment (sens Y-Y)

Niveaux	Sens yy						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
1	0.0009	0.0045	0	0.0045	3.57	0.0012605	vérifiée
2	0.0021	0.0105	0.0045	0.006	2.89	0.00207612	vérifiée
3	0.003	0.015	0.0105	0.0045	2.89	0.00155709	vérifiée
4	0.003	0.015	0.015	0	2.89	0	vérifiée
5	0.0037	0.0185	0.015	0.0035	2.89	0.00121107	vérifiée
6	0.0047	0.0235	0.0185	0.005	2.89	0.0017301	vérifiée
7	0.0055	0.0275	0.0235	0.004	2.89	0.00138408	vérifiée
8	0.0009	0.0045	0	0.0045	3.57	0.0012605	vérifiée
9	0.0021	0.0105	0.0045	0.006	2.89	0.00207612	vérifiée
10	0.003	0.015	0.0105	0.0045	2.89	0.00155709	vérifiée

- **Analyse des résultats :**

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens } (x) : \Delta_{k \max} = 0.35 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 2.89 \text{ cm}$$

$$\text{Sens } (y) : \Delta_{k \max} = 0.6 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 2.89 \text{ cm}$$

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0.1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$.

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$: l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 4-10 : Vérification vis à vis l'effet P-Δ

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k (m)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
1	3.57	19069.538	0.0025	1568.687	0.00851286	0.0045	1568.687	0.01532315
2	2.89	16416.75	0.0035	1516.043	0.01311432	0.006	1516.043	0.0224817

3	2.89	13680.208	0.0025	1411.834	0.00838207	0.0045	1411.834	0.01508772
4	2.89	11046.281	0	1187.583	0	0	1187.583	0
5	2.89	8179.855	0.003	1142.154	0.00743437	0.0035	1142.154	0.00867344
6	2.89	5848.49	0.003	934.501	0.00649662	0.005	934.501	0.0108277
7	2.89	3741.055	0.003	714.004	0.00543897	0.004	714.004	0.00725196
8	2.89	1977.707	0.003	496.061	0.00413857	0,003	496.061	0.00413857
9	2.89	263.317	0.002	273.923	0.00066525	0.003	273.923	0.00099787
10	2.89	0	0.002	41.473	0	0.002	41.473	0

Analyse des résultats

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

Conclusion

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel sap2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et les décrochements que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique) et qui vérifie toutes les exigences de **RPA 99 Version 2003** (La période de vibration, le taux de participation, le déplacement, l'effort réduit et l'effet P- Δ).

Afin de vérifier L'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées pour satisfaire les exigences de **RPA 99 Version 2003** en vigueur.

Chapitre 5 Etude des éléments structuraux

Introduction :

Une construction résiste au séisme grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voile. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

$$1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots (1)$$

$$G + Q \dots\dots\dots (2)$$

$$G + Q \pm E_x \dots\dots\dots (3)$$

RPA99 (article 5.2)

$$G + Q \pm E_y \dots\dots\dots (4)$$

$$0.8 G \pm E_x \dots\dots\dots (5)$$

$$0.8 G \pm E_y \dots\dots\dots (6)$$

Les sections les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$$

V.2.1 Recommandations du RPA99/2003 :

V.2.1.1 Les armatures longitudinales : (article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de :

- $A_{\min} = 0.8 \%$ section de béton en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),
 - $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

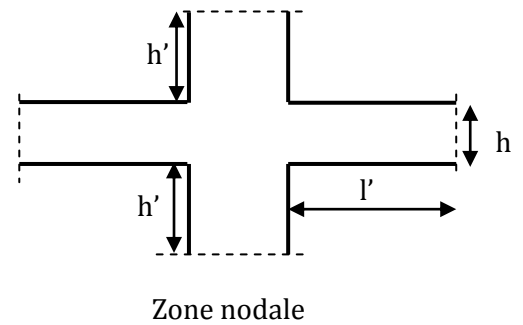
Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$$

h_e : est la hauteur de l'étage

(h_1, b_1) : Dimensions de la section transversale du poteau



Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} RPA (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
S-sol et RDC	60×60	28.8	144	216
1 ^{er} étage	60×55	26.4	132	198
2 et 3 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
4 et 5 ^{ème} étage	55×50	22	110	165
6 et 7 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
8 ^{ème} étage	40*40	18	90	135

V.2.1.2 Armatures transversales : RPA (article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ (En zone IIa)
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ (En zone IIa)

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si $\lambda_g < 3$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

λ_g : est l'élancement géométrique de poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ avec a et b, la section droite de poteau dans la direction déformation considérées.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de $10\phi_t$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

: Les sollicitations dans les poteaux

Poteaux	Comb	N _{max} — M _{cor}		Comb	M _{max} — N _{cor}		Comb	N _{min} — M _{cor}	
		N (KN)	M (KN.m)		M (KN.m)	N (KN)		N (KN)	M (KN.m)
60×60	1	1883.337	8.1868	4	116.81	1380.033	6	48.058	40.35
60×55	1	1625.786	12.974	4	137.7961	896.127	6	39.389	55.92
55×55	1	1418.152	14.61	4	105.6201	965.246	6	95.657	35.29
55×50	1	970.969	15.80	4	105.547	353.479	6	21.08	50.86
50×50	1	618.262	23.002	4	81.9648	274.343	6	31.998	42.34
50×45	1	278.613	24.7713	4	60.3199	51.73	6	18.39	22.53

V.2.2. Ferrailage des poteaux :

a) Les armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul

Soit a calculer le poteau le plus sollicité du RDC avec les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} = 1883.337\text{KN} \longrightarrow M_{\text{coresp}} = 8.1868\text{KN.m}$$

$$N_{\min} = 48.058\text{KN} \longrightarrow M_{\text{coresp}} = 40.3507\text{KN.m}$$

$$M_{\max} = 116.8176\text{KN.m} \longrightarrow N_{\text{coresp}} = 1380.033\text{KN}$$

Sous N max et M coresp

$$d = 55\text{cm}; d' = 0.05\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 1883.337\text{KN} \\ M = 8.1868\text{KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow e_G = M/N = 0.0043\text{m}$$

$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3m \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section (entre les armatures A et A')

On doit vérifier la condition suivante

$$N(d - d') - M_A \geq (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_A = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 8.1868 + 1883.337 \left(0.55 - \frac{0.6}{2} \right) = 479.702 \text{ KN.m}$$

$$1883.337 \times 10^{-3} (0.55 - 0.05) - 479.702 \times 10^{-3} = 0.4619$$

$$(0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 0.82$$

Donc $0.4619 < 0.82$ la condition n'est pas vérifiée

Le calcul d'une section partiellement comprimée, la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{479.702 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.186$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \quad \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\varepsilon_{st} = 10^0/00 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.122$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.523 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{z \times f_{st}} = \frac{479.702 \times 10^{-3}}{348 \times 0.523} = 0.00263 \text{ m}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 0.00263 - \frac{1883.337 \times 10^{-3}}{348} = -0.00276 \text{ m}^2 < 0$$

Donc $A = 0 \text{ cm}^2$

Sous M max et N coresp

$$d = 55 \text{ cm}; d' = 0.05 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N = 1380.033 \text{ KN} \\ M = 116.8176 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow e_G = M/N = 0.084 \text{ m}$$

$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3m \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section (entre les armatures A et A')

On doit vérifier la condition suivante

$$N(d - d') - M_A \geq (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_A = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 116.817 + 1380.033 \left(0.55 - \frac{0.6}{2} \right) = 461.825 \text{ KN.m}$$

$$[1380.033 \times 10^{-3} (0.55 - 0.05) - 461.825 \times 10^{-3}] = 0.228$$

$$(0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 0.82$$

Donc $0.228 < 0.82$ la condition n'est pas vérifiée

Le calcul d'une section partiellement comprimée, la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{116.817 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.179$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \quad \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\varepsilon_{st} = 10^0/00 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.117$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.524 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{z \times f_{st}} = \frac{116.817 \times 10^{-3}}{348 \times 0.524} = 0.00253 \text{ m}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 0.00253 - \frac{1380.033 \times 10^{-3}}{348} = -0.00143 \text{ m}^2 < 0$$

Donc $A = 0 \text{ cm}^2$

Sous N min et M coresp

$$d = 55 \text{ cm}; d' = 0.05 \text{ cm}$$

$$N = 48.058 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow e_G = M/N = 0.83 \text{ m}$$

$$M = 40.3507 \text{ KN.m}$$

$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3m \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'extérieur de la section

On doit vérifier la condition suivante

$$N(d - d') - M_A \leq (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_A = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 40.3507 + 48.058 \left(0.55 - \frac{0.6}{2} \right) = 52.365 \text{ KN.m}$$

$$[48.058 \times 10^{-3} (0.55 - 0.05) - 52.365 \times 10^{-3} = -0.0283$$

$$(0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 0.82$$

Donc $-0.0283 < 0.82$ la condition est vérifiée

Le calcul d'une section partiellement comprimé, la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{52.365 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.0203$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \quad \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0256$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.544 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{z \times f_{st}} = \frac{52.365 \times 10^{-3}}{348 \times 0.544} = 0.000276 \text{ m}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 0.000276 - \frac{48.058 \times 10^{-3}}{348} = -0.000137 \text{ m}^2$$

Donc **A = 1.37 cm²**

Le tableau résume le calcul des armatures longitudinales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Armatures longitudinal dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	M (KN.m)	N (KN)	A _{inf} (cm ²)	A _{Sup} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Barres
S-sol et RDC	60×60	40.35	48.058	1.37	0	28.8	30.29	4T14+12T16
1 ^{er} étage	60×55	55.922	39.389	2.36	0	26.4	26.51	4T16+12T14
2 et 3 ^{ème} étage	55×55	35.291	95.657	0.57	0	24.2	26.51	4T16+12T14
4 et 5 ^{ème} étage	55×50	50.865	21.08	2.98	0	22	24.13	12T16
6 et 7 ^{ème} étage	50×50	42.346	31.998	2.25	0	20	20.36	4T16+8T14
8 ^{ème} étage	50×45	22.539	18.39	3.67	0	18	18.22	4T14+6T16

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Armatures transversale dans les poteaux

Niveau	S-sol et RDC	1 ^{er} étage	2,3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} étage	6,7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étages
Section (cm)	60×60	60×55	55×55	55×50	50×50	40*40
ϕ_l^{\max} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
ϕ_l^{\min} (cm)	1.4	1.4	1.4	1,6	1.4	1.4
l f (cm)	249.9	202.3	202.3	202.3	202.3	202.3
λ_g	4.166	3.371	3.678	3.678	4.064	4.064
V _u (KN)	72.058	124.584	114.127	111.877	97.093	67.989
l _r (cm)	56	56	56	64	56	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A ^t (cm ²)	1.688	2.918	2.918	2.86	2.73	1.912

A_{\min}^t (cm ²)	6.547	6.547	6.0018	6.0018	5.456	5.456
---------------------------------	-------	-------	--------	--------	-------	-------

→ Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérifications à faire :

a) Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (Art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

→ Le poteau le plus élancé : ($l_0=3.57\text{m}$)

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_d \leq N_U = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\text{Tel que : } \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$$

$$\text{Avec : } l_f = 0.7 \times l_0$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \quad \text{avec : } \begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$$

l_f : Longueur de flambement

A_s : Section d'armature.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{2.499}{0.6} = 14.14 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.14}{35}\right)^2} = 0.822$$

$$B_r = (0.6 - 0.02) \times (0.6 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.822 \left[\frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 30.29 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right] = 5.986 \text{ MN}$$

$$N_d = 1883.337 \text{ KN} < N_u = 5986.78 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée donc pas risque de flambement de poteau.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

: Vérification de l'effort normale ultime

niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _d (KN)
S-sol et RDC	60×60	3.57	2.499	14.14	0.822	30.29	0.3364	5986.78	1883.33
1 ^{ème} étage	60×55	2.89	2.023	12.72	0.828	26.51	0.3074	5476.95	1625.77
2 et 3 ^{ème} étage	55×55	2.89	2.023	12.72	0.828	26.51	0.2809	5070.62	1418.15
4 et 5 ^{ème} étage	55×50	2.89	2.023	13.99	0.823	24.13	0.5244	4567.99	970.97
6 et 7 ^{ème} étage	50×50	2.89	2.023	13.99	0.823	20.36	0.2304	4094.29	618.26
8 ^{ème} étage	50×45	2.89	2.023	15.55	0.817	18.22	0.2064	3640.52	278.61

D'après les résultats illustrées dans leu tableau ci-dessus on constate que : $N_{\max} < N_u \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v \right)$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

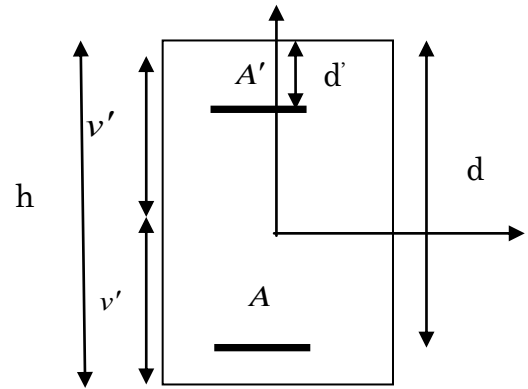
$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ;$$

$$v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$



Section d'un poteau

Nous allons résumer tous les résultats dans le tableau suivant :

Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (m)	A (cm ²)	A' (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	Nser (KN)	Mser (KN.m)	M _{serG} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)
S-sol et RDC	60×60	0.55	30.29	0	0.328	0.272	1346.24	27.73	65.42	4.93	15
1 ^{ème} étage	60×55	0.55	26.51	0	0.327	0.273	1163.43	30.663	62.07	4.83	15
2 et 3 ^{ème} étage	55×55	0.5	26.51	0	0.301	0.249	1016.13	33.25	59.66	4.88	15

4et 5 ^{ème} étage	55×50	0.5	24.13	0	0.337	0.212	696.861	33.53	76.735	5.414	15
6et 7 ^{ème} étage	50×50	0.45	20.36	0	0.271	0.229	445.567	32.94	42.29	3.41	15
8 ^{ème} étage	50×45	0.45	18.22	0	0.272	0.228	203.728	25.55	30.032	2.25	15

Du tableau ci-dessus, on remarque que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ donc, la contrainte de compression dans le béton est vérifiée pour tous les poteaux de tous les niveaux.

Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \quad , \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Tel que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2)}$$

Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ_g	ρ_d	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	observation
S-sol et RDC	60×60	2.499	4.166	0.04	72.058	0.218	1.875	Vérifié
1 ^{ème} étage	60×55	2.023	3.371	0.04	124.584	0.411	1	Vérifié
2 et 3 ^{ème} étage	55×55	2.023	3.678	0,04	114.127	0.415	1	Vérifié
4et 5 ^{ème} étage	55×50	2.023	3.678	0.04	111.877	0.447	1	Vérifié
6et 7 ^{ème} étage	50×50	2.023	4.064	0.04	97.093	0.431	1	Vérifié
8 ^{ème} étage	50×45	2.023	4.064	0.04	67.989	0.335	1	Vérifié

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.4. Disposition constructive des poteaux

Longueurs de recouvrement : [RPA99/2003]

La longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II}$$

$$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}, \text{ on adopte } L_r = 70\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}, \text{ on adopte } L_r = 60\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}, \text{ on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

La zone nodale :

Les dimensions de la zone nodale sont

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

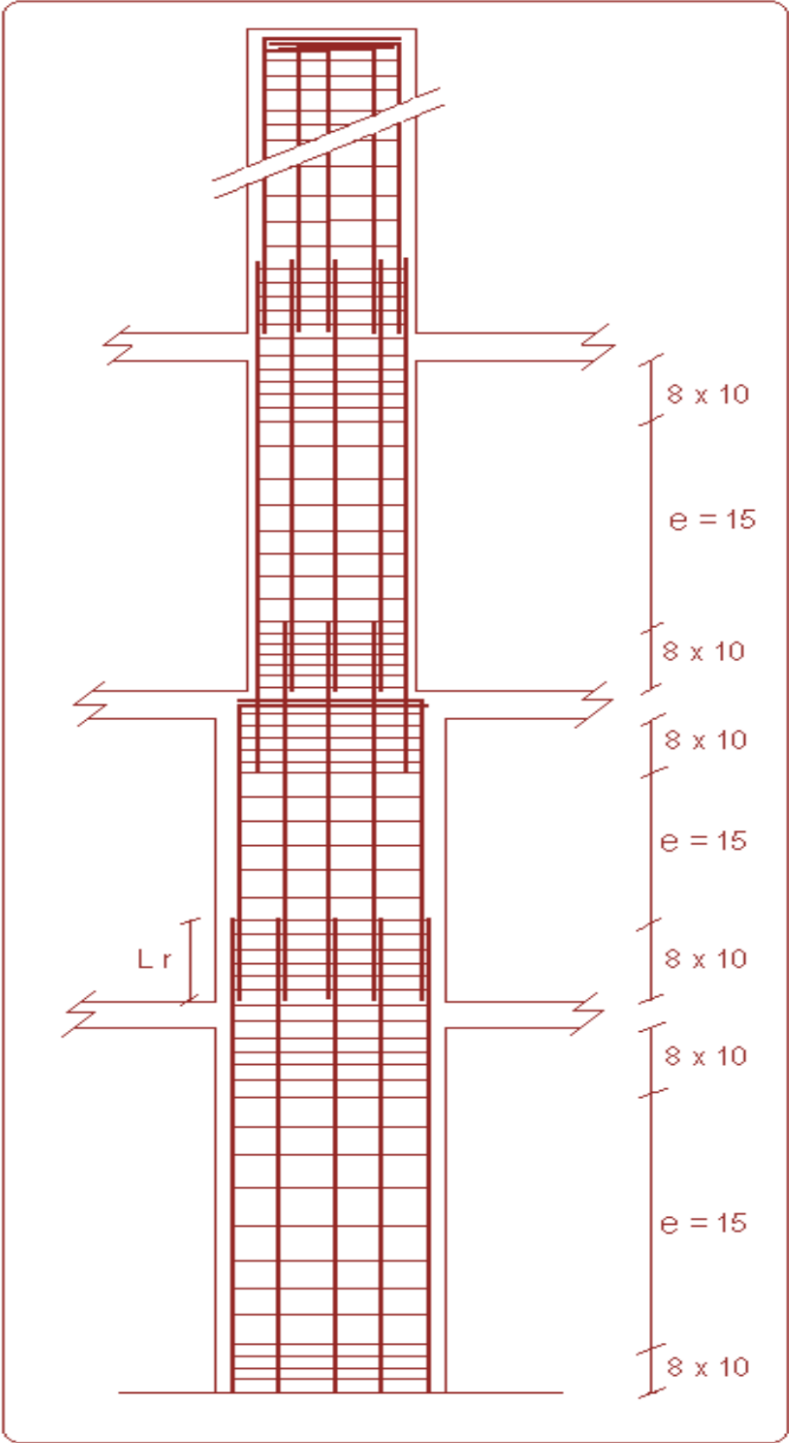
$L' = 2h$. Tel que :

h_e : La hauteur de chaque niveau

h : La hauteur de la poutre principale

Zones nodales dans les poteaux

Niveau	h_e (cm)	b_1 (cm)	h_1 (cm)	$\frac{h_e}{6}$ (cm)	h' (cm)	L' (cm)
Sous-sol	270	60	60	45	60	120
RDC	357	60	60	59.5	60	120
Etage courant	289	55	60	48.16	60	100



Schéma

de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
RDC	<p>3HA16/Face</p> <p>2HA14/Face</p> <p>60cm</p> <p>60 cm</p> <p>2Cadres $\phi 10$</p> <p>2cadres $\phi 10$</p>
1 ^{er} étage	<p>2HA16/Face</p> <p>3HA14/Face</p> <p>55cm</p> <p>60 cm</p> <p>2Cadre $\phi 10$</p> <p>2cadres $\phi 10$</p>

<p>4^{ème}, 5^{ème} étage</p>	
<p>6^{ème} 7^{ème} éta ge</p>	
<p>8^{ème} étage</p>	

TABLEAU V.8 – Ferrailage des sections des poteaux

V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après la détermination des sollicitations, on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
 - ✓ $G + Q$
 - ✓ $G + Q + E$
 - ✓ $G + Q - E$
 - ✓ $0.8 \times G + E$
 - ✓ $0.8 \times G - E$
- RPA99 (Article 5.2)**

V.3.1 Recommandation du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

V.3.1.1 Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % $b \times h$ En zone courante.
 - 6% $b \times h$ En zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - ✓ 40ϕ en zone I et II
 - ✓ 50ϕ en zone III
 avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les

circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

V.3.1.2 Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

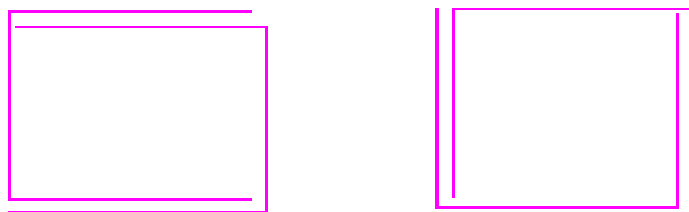
En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**

•

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)



: 2U superposés

V.3.2 Recommandation du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité})$$

V.3.4. Ferrailages des poutres :

B- Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (40×40) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 109.84 \text{ KN.m} \\ M_a = 137.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{109.84 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.141$$

$$\mu_{bu} = 0.141 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.19 \Rightarrow z = 0.341 \text{ m} \Rightarrow A_s = 9.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_s = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = A_s = 10.65 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = 0.177 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.245 \Rightarrow z = 0.333 \text{ m} \rightarrow A_s = 11.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte pour } A_s = 6 \text{ HA } 16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants regroupent le calcul de ferrailage des différentes poutres.

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

Récapitulation du ferrailage des poutres.

Etage	Type de la poutre	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
RDC	Poutre	40×40	Appui	11.88	8	6HA16=12.06

	principale		Travée	9.25		3HA16+3HA14=10.65
	Poutre secondaire	35×35	Appui	6.49	6.125	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	6.18		3HA14+2HA12=6.88
Etages Courants	Poutre principale	40×40	Appui	10.59	8	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	8.92		3HA16+2HA14=9.11
	Poutre secondaire	35×35	Appui	5.07	6.125	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	5.49		3HA14+2HA12=6.98
Terrasse Inaccessible	Poutre principale	40×40	Appui	7.47	8	3HA16+2HA14=9.11
			Travée	8.42		3HA16+2HA14=9.11
	Poutre secondaire	35×35	Appui	3.67	6.125	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	2.67		3HA14+2HA12=6.98
Terrasse accessible	Poutre principale	40×40	Appui	5.33	8	3HA16+2HA14=9.11
			Travée	3.94		3HA16+2HA14=9.11
	Poutre secondaire	35×35	Appui	1.68	6.125	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	1.38		3HA14+2HA12=6.88

Vérification du (%) des armatures selon le RPA 99 :

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

Poutres principales

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2 > A_{\text{cal}} \rightarrow \text{vérifier}$$

En Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2 > A_{\text{cal}} \rightarrow \text{vérifier}$$

Poutres secondaires :

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}} \rightarrow \text{vérifier}$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}} \rightarrow \text{vérifier}$$

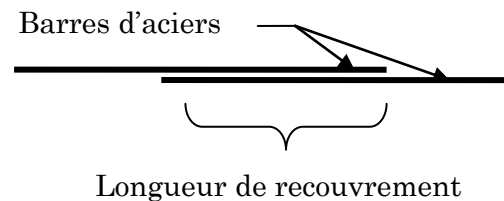
Les longueurs de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

**b) Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 4)$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3.5)$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA :

$$\text{Zone nodale} : S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

Poutres principales :

$$S_t \leq \text{Min}(10 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) \quad \text{Soit} : S_t = 8 \text{ cm}$$

Poutres secondaires

$$S_t \leq \text{Min}(8.75\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm}) \text{ Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutres principales :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

Poutres secondaires :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.5. Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 1.78\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte tangentielle maximale :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \tau_{adm}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Observation
Poutre principale	220.163	1.48	3.33	Vérifier
Poutre secondaire	216.30	1.93	3.33	Vérifier

$\tau_{bu} < \tau_{adm} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

➤ en appui de rives :
$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

➤ en appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Vérification au cisaillement.

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	(cm ²) A_1^{rive}	(cm ²) A_1^{int}	Observation
Principale	12.06	220.01	123.83	6.32	-4.36	Vérifiée
Secondaires	6.98	216.30	67.15	6.21	-0.48	Vérifiée

$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \leq 0 \Rightarrow$ aucune vérification pour les armatures longitudinales à l'effort tranchant

Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (V2003), (art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2

Détermination du moment résistant dans les poteaux

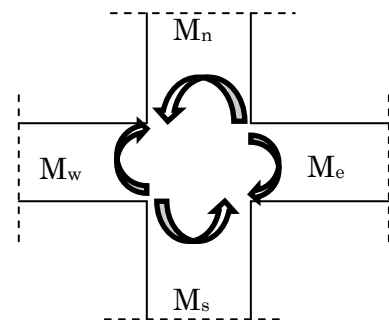
Les moments résistants (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement

- des dimensions de la section de béton
- de la quantité d'armatures dans la section
- de la contrainte limite élastique des aciers

$$M_r = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$$Z = 0.9 \times h$$

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



Les moments sur la zone nodale

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	Sections	Z(m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC	60×60	0.54	30.29	569.2

1 ^{er} étage	60×55	0.54	26.51	498.175
2 et 3 ^{ème} étage	55×55	0.495	26.51	456.66
4 et 5 ^{ème} étage	55×50	0.495	24.13	415.66
6 et 7 ^{ème} étage	50×50	0.45	20.36	318.83
8 ^{ème} étage	50×45	0.45	18.22	285.32

Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

Moment résistant dans les poutres

niveaux	M_s (KN.m)	M_n (KN.m)	M_s+M_n (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	1.25 (M_e+M_w) (KN.m)	observations
RDC	569.2	498.175	1067.375	248.51	248.51	621.875	vérifié
1	498.175	456.66	954.835	247.55	247.55	618.875	Vérifié
2	456.66	456.66	913.32	247.55	247.55	618.875	Vérifié
3	456.66	415.66	872.32	247.55	247.55	618.875	Vérifié
4	415.66	415.66	831.32	247.55	247.55	618.875	Vérifié
5	415.66	318.83	734.49	247.55	247.55	618.875	Vérifié
6	318.83	318.83	637.66	247.55	247.55	618.875	Vérifié

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Vérification à l'ELS :

L'état limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Résultats de vérification des contraintes dans le béton.

Poutres	Localisation	Mser(KN.m)	I (cm ⁴)	Y(m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutre principale	Appui	96.36	132432.52	13.77	10.02	15	Vérifiée
	Travée	78.80	132205.02	14.32	8.53	15	Vérifiée
Poutre secondaire	Appui	21.10	61084.90	10.78	3.72	15	Vérifiée
	Travée	26.61	61028.30	11.10	4.84	15	Vérifiée

V.3.7. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

• **Poutres secondaires :**

(1) $\Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{35}{390} = 0.089 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

$M_t = 26.611 \text{ KN.m}$

$G = 26.41 \text{ KN/m}; Q = 8.10 \text{ KN/m}; G_0 = 25 \times 0.35 \times 0.35 = 3.062 \text{ KN/m}$

$G_T = 26.41 + 3.062 = 29.47 \text{ KN/m}$

$q_u = G + Q = 29.47 + 8.10 = 37.57 \text{ KN/m}$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = 71.43 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.089 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{26.611}{10 \times 71.43} = 0.037 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b \times d} = \frac{6.88 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.32} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Poutres principales :**

$$(1) \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{40}{530} = 0.075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$M_t = 78.80 \text{ KN.m}$$

$$G = 15.42 \text{ KN/m} ; Q = 5.02 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.40 \times 0.40 = 4. \text{ KN/m}$$

$$G_T = 15.42 + 4 = 19.42 \text{ KN/m}$$

$$q_u = G + Q = 19.42 + 5.02 = 24.45 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = 85.86 \text{ KNm}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.075 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{78.80}{10 \times 85.86} = 0.091 \dots \text{Condition non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

Vérification des états limites de déformation

planchers	Terrasse inaccessible	Etage courants	Terrasse accessible
q_{jser} (KN/ml)	3.64	3.562	4.27
q_{gser} (KN/ml)	6.24	5.99	6.12
q_{pser} (KN/ml)	6.89	6.79	7.10
M_{jser} (KN.m)	9.60	9.38	11.26
M_{gser} (KN.m)	1.64	1.57	1.61
M_{pser} (KN.m)	1.81	1.83	1.87
I_0 (cm ⁴)	2.5×10^{-3}	2.53×10^{-3}	2.48×10^{-3}
ρ	0.0056	0.00625	0.0054

λ_v	1.47	1.344	1.55
λ_i	3.69	3.36	3.88
σ_{sj} (MPa)	34.73	31.019	42.74
σ_{sg} (MPa)	59.49	52.24	61.26
σ_{sp} (MPa)	67.67	60.73	71.01
μ_j	0.27	0.27	0.21
μ_g	0.064	0.078	0.073
μ_p	0.022	0.015	0.010
$I_{f_{ij}}$ (cm) ⁴	1.5	0.042	0.016
$I_{f_{ig}}$ (cm) ⁴	0.0035	0.0037	0.0038
$I_{f_{ip}}$ (cm) ⁴	0.0029	0.0029	0.0028
$I_{f_{vg}}$ (cm) ⁴	0.0030	0.0031	0.0030
f_{ji} (m)	5.581×10^{-7}	1.93×10^{-5}	5.91×10^{-5}
f_{gi} (m)	0.00039	0.000363	0.00036
f_{pi} (m)	0.00052	0.00054	0.00057
f_{gv} (m)	0.0014	0.00132	0.0013
Δf (m)	0.0015	0.00148	0.0015
f_{adm}	0.0106	0.0106	0.0106

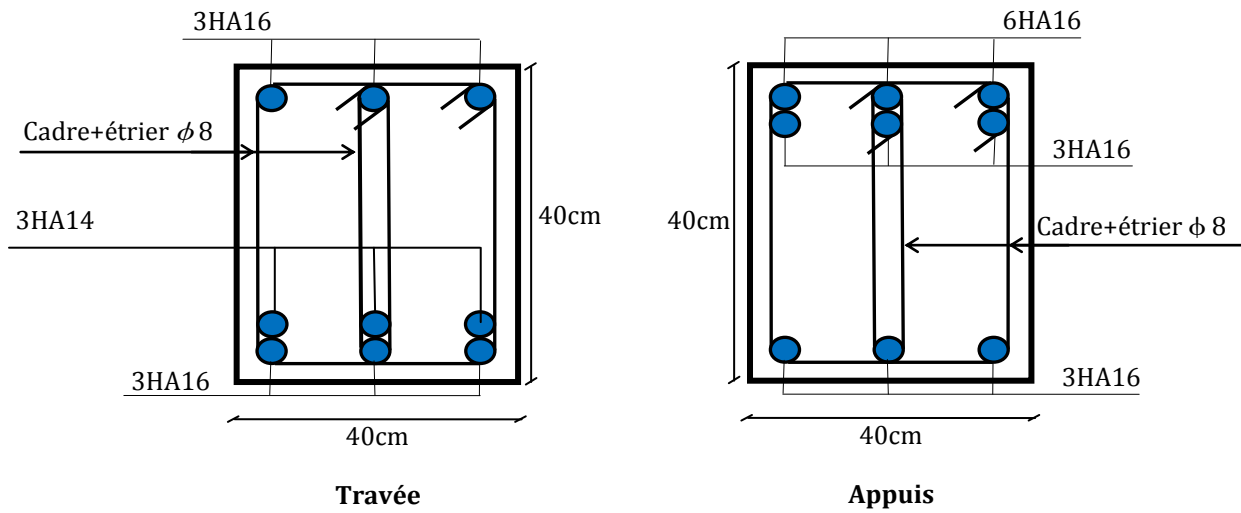
D'après les résultats on remarque que la flèche est vérifiée

Schéma de ferrailage des poutres

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés dans schémas ci-après :

a) Poutres de RDC :

a.1) Poutres principales :



a.2) Poutres secondaires

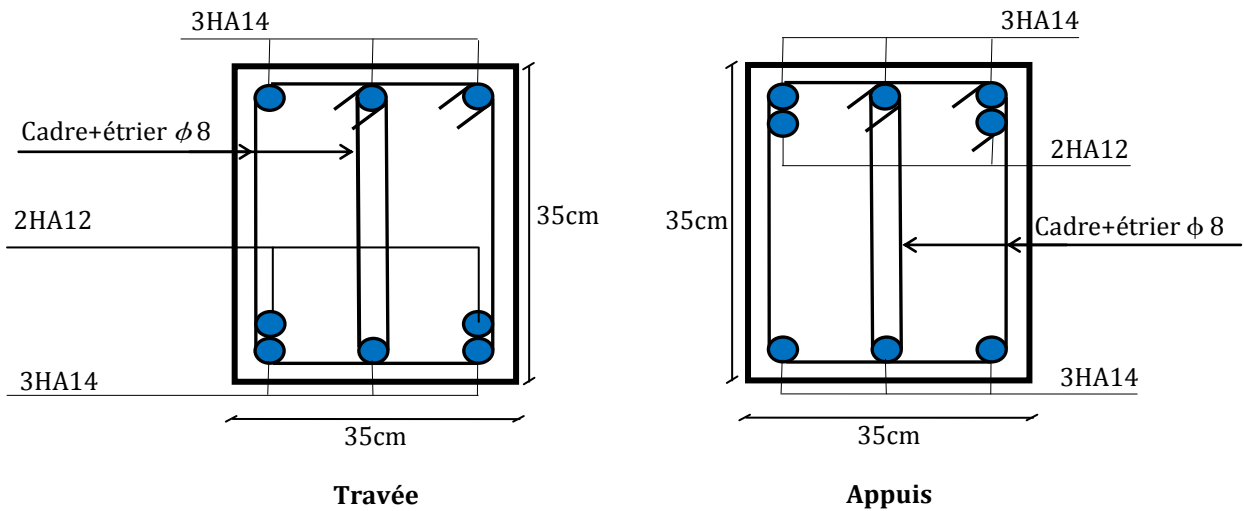


Schéma de ferrailage des poutres secondaires de RDC.

b) Poutres d'étage courant

b.1) Poutres principales :

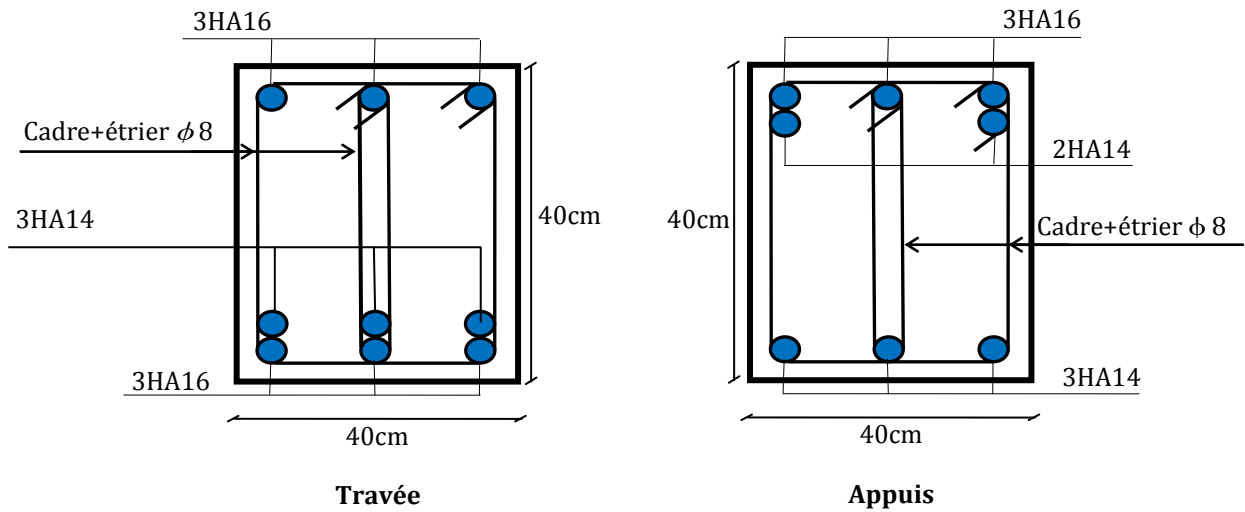


Schéma de ferrailage des poutres principales d'étage courant

b.2) Poutres secondaire

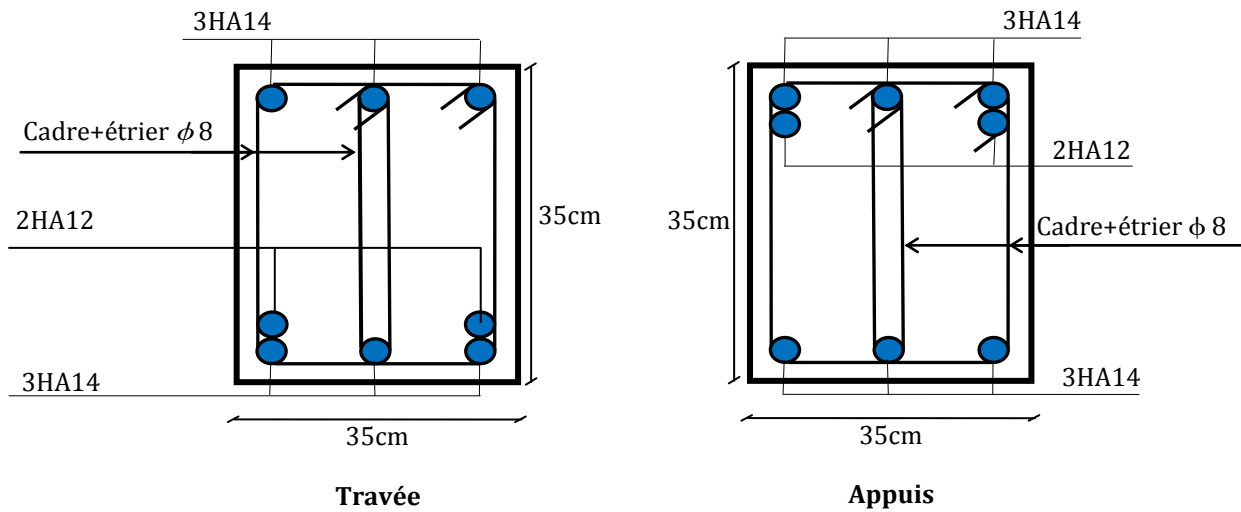


Schéma de ferrailage des poutres secondaires d'étage courant.

c) Terrasse inaccessible

c.1) Poutres principales :

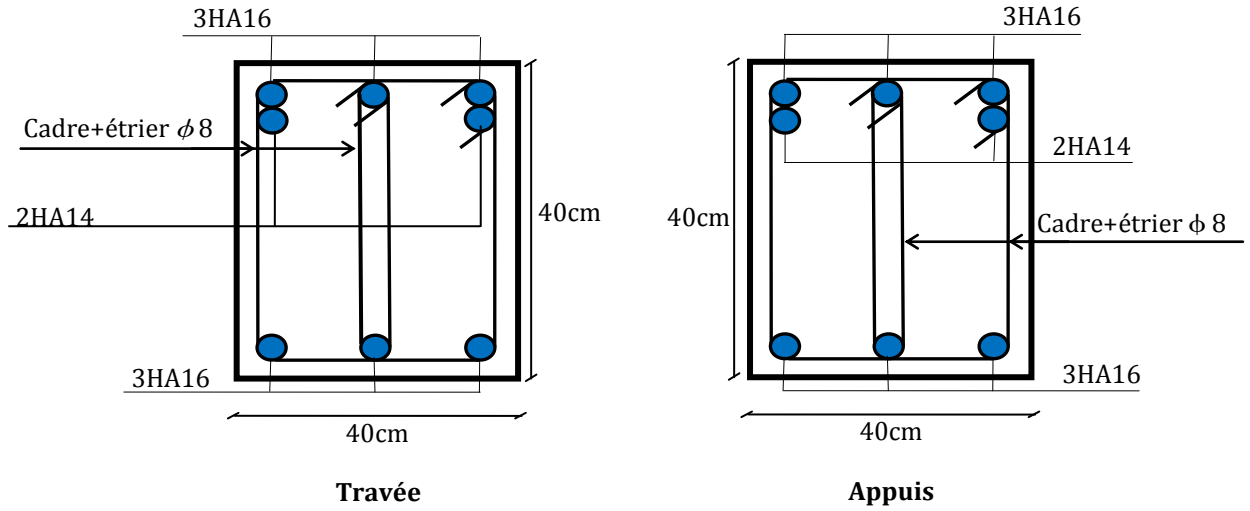


Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse inaccessible

c.2) Poutres secondaire

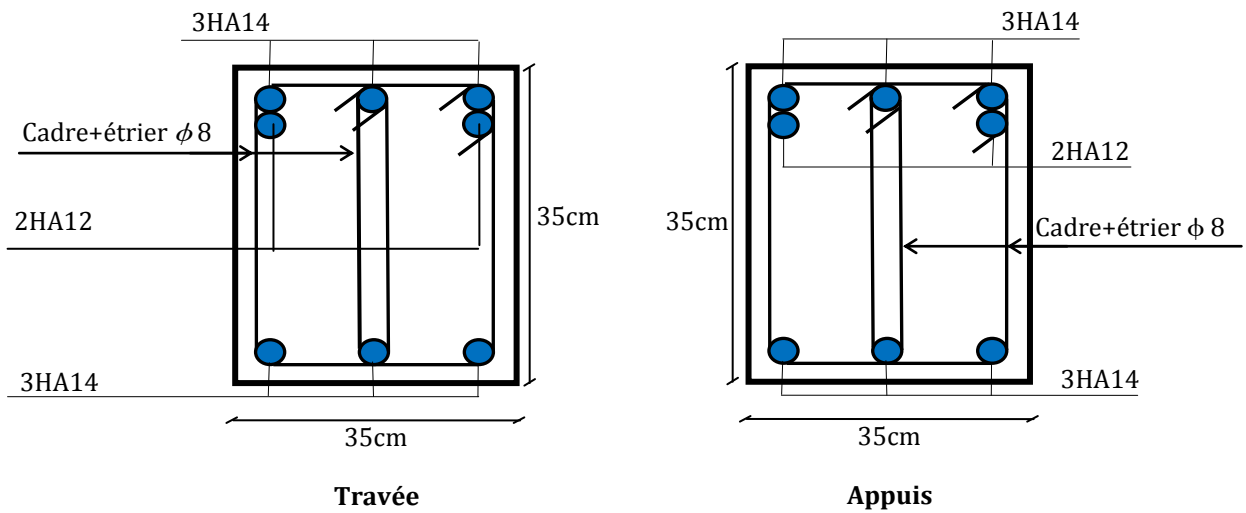


Schéma de ferrailage des poutres secondaires de la terrasse inaccessible

d) Terrasse accessible

d.1) Poutres principales :

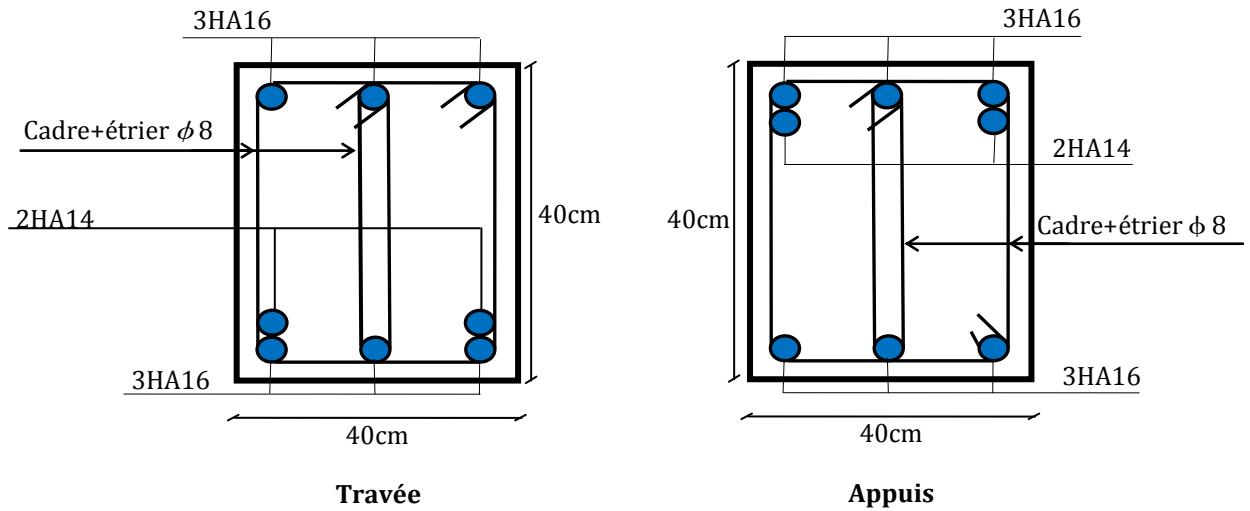


Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse accessible

d.2) Poutres secondaire

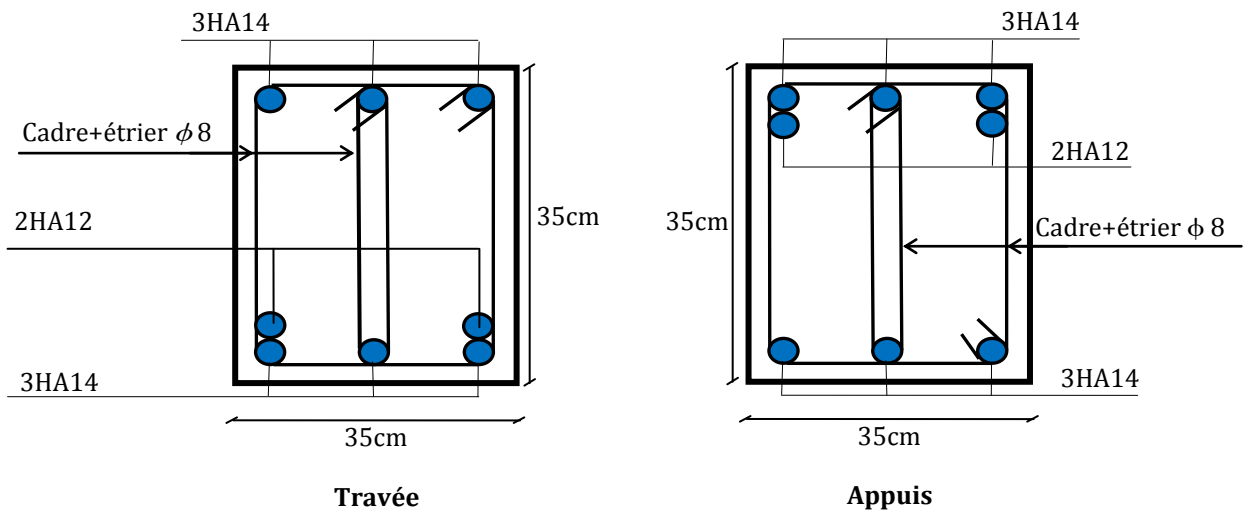
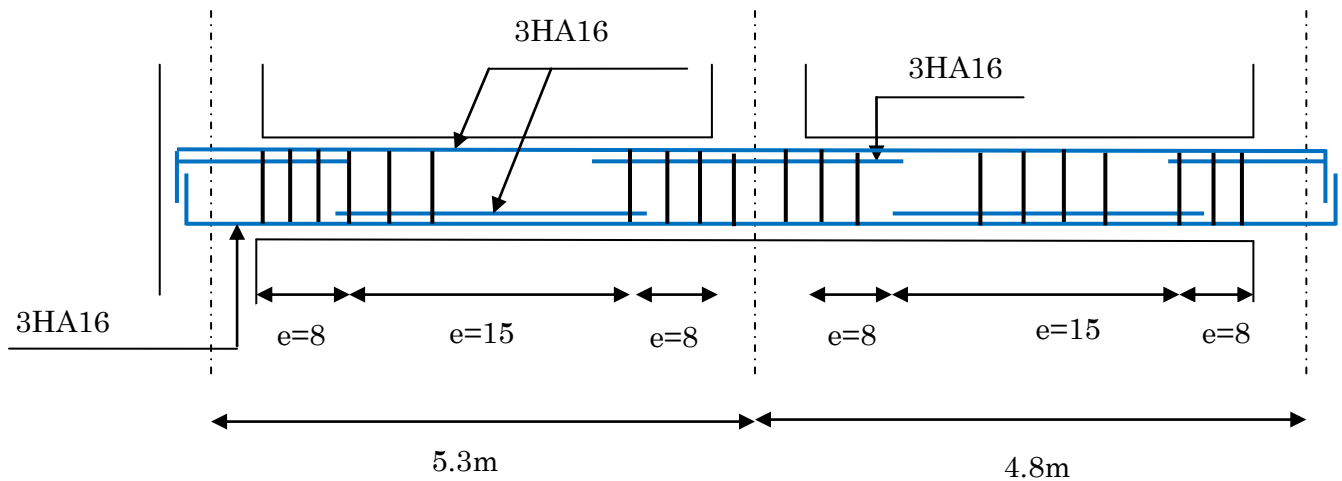


Schéma de ferrailage des poutres secondaires de la terrasse accessible



Disposition constructive de la poutre principale

Etude des voiles :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Le RPA/99/version **2003 (3.4.A.1.a)**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Définition :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans, l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie, ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travail comme une console encastéré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

- ✓ Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- ✓ Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causé par ces sollicitations :

- ✓ Rupture par flexion
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Recommandation du RPA :➤ **Armatures verticales :**

- ✓ Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :
- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$
 - * L_t : Longueur de la zone tendue.
 - * e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

➤ **Les armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

➤ **Les armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

➤ **Les armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

➤ **Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$
- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de : **RPA99 (Article 7.7.4.3).**
 - * $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - * $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$ dans la zone courante du voile.

$$* \quad \phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

- ✓ L'espacement : $S_l \leq \min(1.5 \times e; 30cm)$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - * 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 - * 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul ont été déterminées à l'aide du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans des tableaux.

a) Sens XX :

• Voile V_{x1}

Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1}

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1289.451	1091.969	1091.969	1289.45	152.515	966.394	475.017
Etages 1, 2, 3,4	959.179	19.521	447.549	868.587	269.682	430.822	298.265
Etages 5, 6, 7,8	542.876	106.64	334.827	491.344	152.65	227.69	219.59

• Voile V_{x2}

Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2}

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1180.48	62.81	419.136	803.575	435.755	399.069	191.661
Etage 1, 2,3	909.699	23.425	108.237	535.057	251.473	101.236	72.306
Etage 4, 5,6	504.426	9.541	144.647	350.391	193.779	143.907	84.923
Etage7, 8,	189.466	29.245	51.38	101.647	46.373	44.935	37.071

• **Voile V_{X3}**

Sollicitations de calcul dans le voile V_{X3}

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1005.4	7.736	286.158	885.226	202.940	278.774	115.174
Etages 1, 2, 3,4	864.891	6.39	20.195	724.31	209.183	13.95	14.66
Etages 5, 6, 7,8	450.809	3.82	34.56	378.17	112.151	32.142	25.625

• **Voile V_{X4}**

Sollicitations de calcul dans le voile V_{X4}

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	773.064	18.919	208.779	364.12	101.781	202.259	105.132
Etage 1, 2, 3,4	610.28	12.217	67.084	490.98	172.77	53.088	46.878
Etage 5, 6, 7,8	313.597	13.88	68.137	184.508	81.93	62.423	46.265

• **Voile V_{X5}**

Sollicitations de calcul dans le voile V_{X5}

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	633.087	29.094	367.642	130.092	130.092	336.543	161.337
Etage 1, 2,3	475.304	11.84	93.26	244.917	95.49	89.98	66.702
Etage 4, 5	178.47	30.143	110.354	97.285	40.47	100.74	68.215

b) Sens YY :

• Voile V_{y1} Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1}

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1034.43	62.422	567.712	626.57	150.113	567.712	270.159
Etage 1, 2	794.89	112.55	259.75	690.376	228.514	145.418	187.168
Etage 3, 4, 5, 6, 7,8	524.447	42.19	320.862	451.105	155.729	294.156	220.866

• Voile V_{y2} Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2}

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	706.151	10.376	212.527	638.036	141.018	199.419	99.058
Etage 1, 2, 3,4	563.598	0.674	76.059	330.33	121.738	72.312	57.425
Etage 5, 6, 7,8	281.608	34.00	116.502	115,80	92.884	78.086	81.56

• Voile V_{y3} Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3}

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	774.075	40.223	311.912	408.516	139.408	289.208	153.186
Etage 1, 2, 3,4	545.233	106.282	143.734	316.318	131.068	99.577	100.382
Etage 5, 6, 7,8	275.258	69.42	112.754	151.797	59.961	83.464	135.704

Voile V_{Y4}Sollicitations de calcul dans le voile V_{Y4}

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	820.139	28.355	318.423	423.022	145.285	298.41	156.612
Etage 1, 2, 3,4	592.374	105.353	132.406	346.021	149.142	87.591	92.99
Etage 5, 6, 7,8	307.739	79.567	113.895	171.706	73.416	79.329	81.17

Le ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous

(M et N) pour une section ($e \times h$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

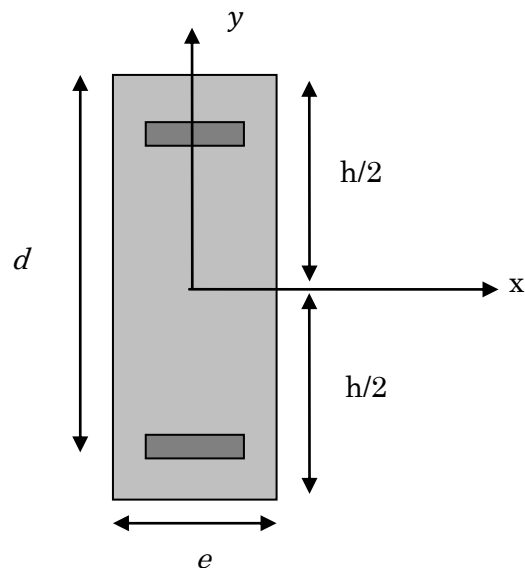
$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$



: Schéma d'un voile plein.

a) Les armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 200

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 0 \text{ (Pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b \cdot d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci-après où :

- ✓ A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- ✓ $A_{v \min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet
- ✓ $A_{v \min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- ✓ N^{barre} / face : nombre de barres adaptées par face.
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ A_H^{\min} / face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_H^{cal} / face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.
- ✓ $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$

Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Sens xx :

Voile(V_{x1}) :Ferrailage du voile sens xx(V_{x1})

Niveau	RDC	Etages 1, 2, 3, 4, 5,6	Etages 7,8
Section (cm ²)	20×220	15×220	15×200
N (KN)	1289.451	959.179	234.1
M (KN.m)	1091.969	19.521	66.8003
V (KN)	161.337	298.265	115.231
τ_{adm}	5	5	5
τ	1.679	1.406	0.597
A _{min} (RPA) (cm ²)	6.6	6.6	6
A _{calculée} / face (cm ²)	32.834	14.170	9.61
A _{adoptée} / face (cm ²)	34.17	14.79	12.64
Nombre de barres/face	17HA16	4HA12+13HA14	16HA10
St (cm)	13	13	13
A _h calculée (cm ²)	2.1	1.32	0.56
A _h min (cm ²)	0.6	5.603	5.603
A _h adoptée (cm ²)	12.64	10.27	10.27
Nombre de barre	16HA10	13HA10	13HA10
St (cm)	20	20	20

Voile (V_{x2})Ferrailage du voile sens xx(V_{x2})

Niveau	RDC	Etages 1, 2,3,	Etages 4, 5,6	Etages 7,8
Section (cm ²)	201×40	151×40	15×110	15×100
N (KN)	1180.489	909.699	504.426	189.466
M (KN.m)	62.814	23.425	9.541	29.245
V (KN)	191.661	72.306	84.923	37.0.71

τ_{adm}	5	5	5	5
τ	1.064	0.536	0.8	0.384
A_{min} (RPA) (cm ²)	5.6	4.2	3.3	3
$A_{calculée}$ / face (cm ²)	18.904	13.797	7.625	3.984
$A_{adoptée}$ / face (cm ²)	20.10	15.40	9.04	5.53
Nombre de barres/face	10HA16	10HA14	8HA12	7HA10
St (cm)	15	15	15	15
A_h calculée (cm ²)	1.33	0.5	0.75	0.36
A_h min (cm ²)	9.51	5.603	5.603	5.603
A_h adoptée (cm ²)	12.64	10.27	10.27	10.27
Nombre de barre	16HA10	13HA10	13HA10	13HA10
St (cm)	20	20	20	20

Voile (V_{x3})

Ferraillage du voile sens xx(V_{x3})

Niveau	RDC	Etages 1, 2, 3, 4	Etages 5, 6, 7, 8
Section (cm ²)	20×90	15×90	15×90
N (KN)	1005.4	864.891	450.809
M (KN.m)	7.736	6.391	3.824
V (KN)	115.174	14.667	25.625
τ_{adm}	5	5	5
τ	0.995	0.169	1.029
A_{min} (RPA) (cm ²)	3.6	2.7	2.7
$A_{calculée}$ / face (cm ²)	14.82	14.82	6.663
$A_{adoptée}$ / face (cm ²)	16,08	16.08	9.04
Nombre de barres/face	8HA16	8HA16	8HA12
St (cm)	11	11	11

A_h calculée (cm ²)	1.24	0.96	0.28
A_h min (cm ²)	9.51	5.603	5.603
A_h adoptée (cm ²)	10.27	10.27	10.27
Nombre de barre	13HA10	13HA10	13HA10
St (cm)	25	20	20

Voile (V_{x4})Ferrailage du voile sens xx(V_{x4})

Niveau	RDC	Etages 1, 2, 3, 4	Etages 5, 6, 7, 8
Section (cm ²)	20×90	15×90	15×90
N (KN)	773.064	610.281	313.597
M (KN.m)	18.919	12.217	13.881
V (KN)	105.132	46.878	46.26
τ_{adm}	5	5	5
τ	0.508	0.530	0.533
A_{min} (RPA) (cm ²)	3.6	2.7	2.7
$A_{calculée}$ / face (cm ²)	12.019	9.357	6.663
$A_{adoptée}$ / face (cm ²)	13.86	10.18	10.18
Nombre de barres/face	9HA14	9HA12	9HA12
St (cm)	10	10	10
A_h calculée (cm ²)	1.14	0.5	0.5
A_h min (cm ²)	9.51	5.603	5.603
A_h adoptée (cm ²)	10.27	10.27	10.27
Nombre de barre	13HA10	13HA10	13HA10
St (cm)	25	20	20

Voile (V_{x5})Ferrailage du voile sens xx (V_{x5})

Niveau	RDC	Etages 1, 2, 3	Etages 4, 5
Section (cm ²)	20×140	159×0	15×90
N (KN)	633.087	475.304	178.47
M (KN.m)	29.094	11.84	30.143
V (KN)	161.337	66.702	68.215
τ_{adm}	5	5	5
τ	0.896	0.494	0.786
A_{min} (RPA) (cm ²)	5.6	4.2	3.15
$A_{calculée}$ / face (cm ²)	9.997	7.197	3.484
$A_{adoptée}$ / face (cm ²)	11.31	11.31	6.79
Nombre de barres/face	10HA12	10HA12	6HA12
St (cm)	15	15	15
A_h calculée (cm ²)	1.12	0.46	0.74
A_h min (cm ²)	9.51	5.603	5.603
A_h adoptée (cm ²)	12.64	10.27	10.27
Nombre de barre	16HA10	13HA10	13HA10
St (cm)	20	20	20

Sens yy**Voile: (V_{y1})**Ferrailage du voile sens yy(V_{y1})

Niveau	RDC	Etages 1, 2	Etages3, 4, 5,6,7,8
Section (cm ²)	20×135	15×135	15×105
N (KN)	1034.431	794.89	524.447
M (KN.m)	62.422	112.556	42.19
V (KN)	270.159	187.168	220.866

τ_{adm}	5	5	5
τ	2.075	1.556	1.438
A_{min} (RPA) (cm ²)	4.05	4.05	3.15
$A_{calculée}$ / face (cm ²)	16.864	15.022	9.272
$A_{adoptée}$ / face (cm ²)	18.1	18.1	10.78
Nombre de barres/face	9HA16	9HA16	7HA14
St (cm)	15	15	15
A_h calculée (cm ²)	1.95	1.35	2.05
A_h min (cm ²)	9.51	5.603	5.603
A_h adoptée (cm ²)	12.64	10.27	10.27
Nombre de barre	16T10	13HA10	13HA10
St (cm)	20	20	20

Voile (V_{y2})Ferrailage du voile sens yy(V_{y2})

Niveau	RDC	Etages 1, 2,3,4	Etages 5, 6, 7,8
Section (cm ²)	20×80	15×80	15×80
N (KN)	706.151	563.598	281.608
M (KN.m)	10.376	0.674	34
V (KN)	99.058	57.425	81.56
τ_{adm}	5	5	5
τ	0.963	0.744	1.057
A_{min} (RPA) (cm ²)	3.2	2.4	2.4
$A_{calculée}$ / face (cm ²)	10.71	8.138	5.881
$A_{adoptée}$ / face (cm ²)	12.06	9.24	7.6
Nombre de barres/face	6HA16	6HA14	2HA14+4HA12
St (cm)	15	15	15

A_h calculée (cm ²)	1.2	0.7	0.99
A_h min (cm ²)	9.51	5.063	5.603
A_h adoptée (cm ²)	12.64	10.27	10.27
Nombre de barre	16HA10	13HA10	13HA10
St (cm)	20	20	20

- Voile (Vy3)

Ferrailage du voile sens yy(Vy3)

Niveau	RDC, Soupente	Etages 1, 2, 3,4	Etages 5, 6, 7,8
Section (cm ²)	20×90	15×90	15×80
N (KN)	774.075	545.233	275.258
M (KN.m)	40.223	106.282	69.42
V (KN)	153.186	100.382	79.725
τ_{adm}	5	5	5
τ	2.181	0,82	1.437
A_{min} (RPA) (cm ²)	3.6	1.8	1.8
$A_{calculée}$ / face (cm ²)	13.054	11.169	9.04
$A_{adoptée}$ / face (cm ²)	13.86	13.04	9.05
Nombre de barres/face	9HA14	7HA14+2HA12	8HA12
St (cm)	10	10	10
A_h calculée (cm ²)	1.65	1.08	1.35
A_h min (cm ²)	9.51	0.45	0.45
A_h adoptée (cm ²)	12.64	10.27	10.27
Nombre de barre	16HA10	13HA10	13HA10
St (cm)	20	20	20

Voile (V_{y4})Ferrailage du voile sens yy (V_{y3})

Niveau	RDC	Etages 1, 2, 3,4	Etages 5, 6, 7,8
Section (cm ²)	20×90	15×90	15×90
N (KN)	820.139	592.374	307.416
M (KN.m)	28.355	105.353	79.56
V (KN)	156.612	156.612	81.17
τ_{adm}	5	5	5
τ	1.353	1.071	0.935
A_{min} (RPA) (cm ²)	3.6	2.025	2.025
$A_{calculée}$ / face (cm ²)	13.148	11.764	7.023
$A_{adoptée}$ / face (cm ²)	13.85	11.81	7.07
Nombre de barres/face	9HA14	4HA14+5HA12	9HA10
St (cm)	10	10	10
A_h calculée (cm ²)	1.69	1	0.88
A_h min (cm ²)	9.51	0.45	0.45
A_h adoptée (cm ²)	12.64	10.27	10.27
Nombre de barre	16HA10	13HA10	13HA10
St (cm)	20	20	20

Exemple d'un schéma de ferrailage d'un voile (V_{x1} de RDC) :

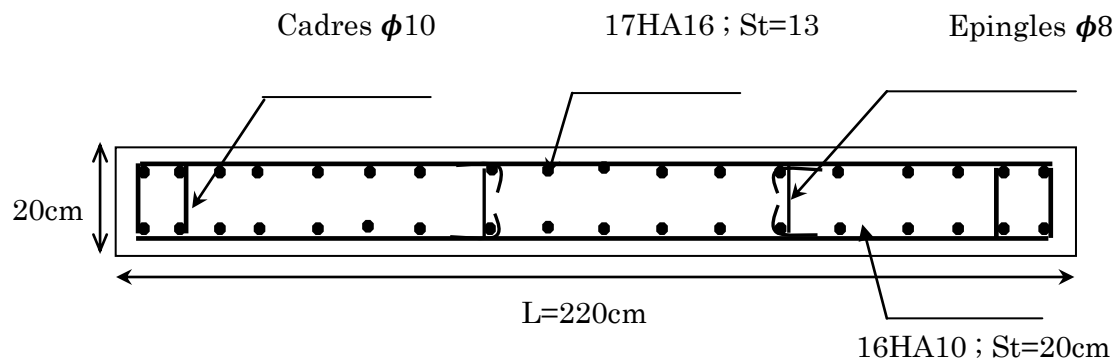


Schéma de ferrailage du voile V_{x1} au niveau du RDC

V.5. Conclusion

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure. Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments structuraux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés, le ferrailage adopté est celui donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui du logiciel utilisé. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres, quant à elles, ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par logiciel SAP 2000 V14.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée.

Les ferrillages adoptés ont respecté les recommandations du RPA et du BAEL.

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

6.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondation en tant qu'éléments en béton armé. Dans le cas le plus général, un élément de la structure transmette à sa fondation (supposée horizontale) :

- un effort normal
- une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme
- un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents

6.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.
- la profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

➤ **Les caractéristiques du sol :**

D'après le rapport du sol le terrain est constitué de limons argileux en surface, à argileuse limoneuse marneuse parfois sableux avec passage de bloc calcaire très rigides en profondeur. Le type de fondation suggéré est superficiel, encrée à 2m du niveau de la base.

La capacité portante moyenne est estimée de 1.6 bar

➤ **Combinaisons d'actions à considérer :**

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

- **G + Q + E**
- **0.8G + E**

6.3. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison **G + Q + E**, obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

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

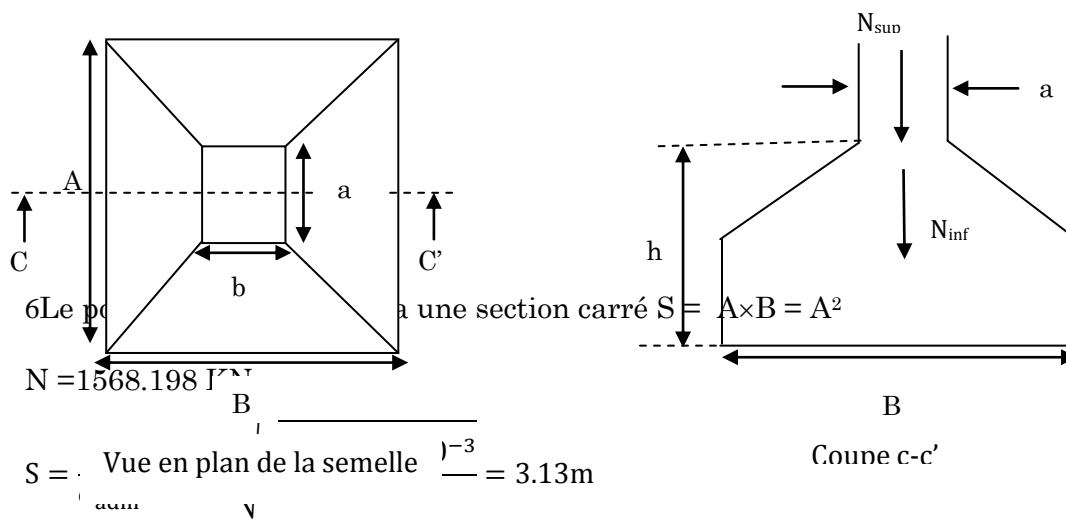


Figure 6-1: Schéma d'une Semelle isolée

On remarque qu'il y a compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

6.4. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux.

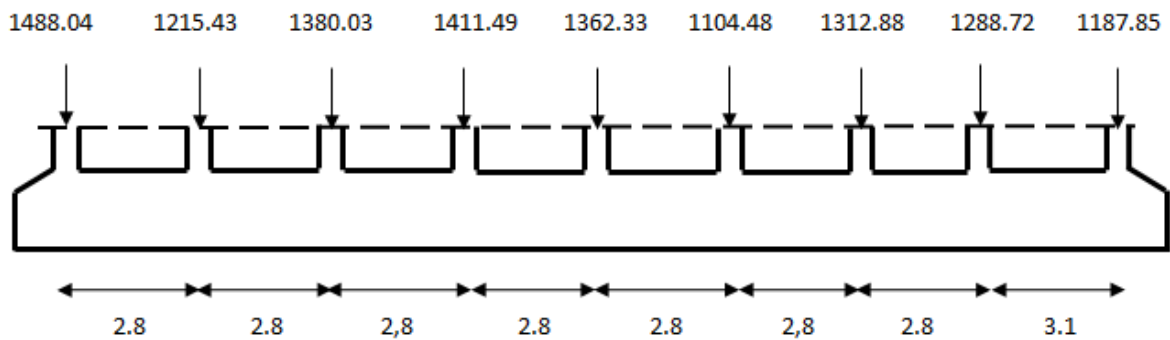


Figure 6-2: schéma de la semelle filante.

On doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : $N = \sum N_i$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i)

Tableau 6-1 : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1(KN)$	$N_2(KN)$	$N_3(KN)$	$N_4(KN)$	$N_5(KN)$	$N_6(KN)$	$N_7(KN)$	$N_8(KN)$	$N_9(KN)$
1488.042	1215.439	1380.033	1411.499	1362.337	1104.482	1312.881	1288.724	1187.851

$$N = \sum N_i = 11751.288 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{11751.288}{160 \times 20.2} = 3.63m$$

Nous constatons qu'il y a chevauchement entre les semelles et cela dû à la distance qui existe entre les axes des deux portiques parallèles. Par conséquent, nous optons pour un radier général.

6.5. Vérification du radier général :

❖ Définition :

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas. On a même été conduit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieurs.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

❖ **pré dimensionnement :**

c) **Condition de coffrage :**

• **La nervure**

Pour la hauteur totale du radier on doit vérifier condition de coffrage :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \dots\dots\dots \text{art (4.2.2) DTR-BC, 2.48}$$

h_t : hauteur de la nervure

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 5.3 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{530}{10} \Rightarrow h_t \geq 53 \text{ cm.}$$

Soit $h = 55 \text{ cm.}$

• **La dalle**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_r \geq 26.5 \text{ cm}$$

h_r : Hauteur de la dalle

d) **Condition de rigidité :**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots (1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots (2). \end{cases}$$

Avec :

* E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

* I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

* b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

K = capacité portante d'un sol moyen.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{E\pi^4}} \approx 0.78 \text{ m}$$

e) Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq 0.05 f_{c28} \dots \dots \dots (3)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ m} = \frac{29118.02 \times 5.3}{2 \times 167.54} \times 1 = 460.56 \text{ KN}$$

$$(3) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1.25} = \frac{460.56 \times 10^{-3} \times 1}{1.25} = 0.36 \text{ m}$$

A partir des trois conditions on prend :

- ◆ La hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$
- ◆ La hauteur du radier $h_r = 40 \text{ cm}$

• La surface du radier:

$$N = 30793.12 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{30793.12}{160} = 192.45 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{\text{bat}} = 167.51 \text{ m}^2$

$S_{\text{rad}} = 192.45 \text{ m}^2 > S_{\text{bat}} = 167.51 \text{ m}^2 \Rightarrow$ le radier déborde

• Le radier débord

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

Soit :

$$\text{Débord : } D = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Périmètre. } P = 61.4 \text{ m}$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times P = 195.14 \text{ m}^2$$

On opte pour une surface : $S_{\text{radier}} = 195.14 \text{ m}^2$

❖ Les Vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité. Il faut vérifier que :

$$N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{BAEL (article A.5.2.41)}$$

* N_U : L'effort normal sur le poteau.

* U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \quad \begin{cases} A = 0.6 + 0.4 = 1\text{m} \\ B = 0.6 + 0.4 = 1\text{m} \end{cases}$$

$$U_c = 2 \times (1 + 1) = 4 \text{ m}$$

Après le calcul on trouve On trouve : $U_c = 4\text{m}$ ce qui donne :

$$N_u = 1.568 \text{ MN} < 0.045 \times 4 \times 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 3.13 \text{ MN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a) Vérification des contraintes dans le sol :

Les caractéristiques géométriques du radier sont données par le programme SOCOTEC.

$$X = 8.59\text{m} ; Y = 4.46\text{m}$$

$$I_{xx} = 1325.5521\text{m}^4 ; I_{yy} = 4771.5202\text{m}^4$$

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_g, Y_g)$$

- * N: L'effort normale du aux charges verticales.
- * $M_{x,y}$: Moment sismique à la base
- * $N = 30793.12\text{KN}$
- * $M_x = 19336.3405 \text{ KN.m}$
- * $M_y = 21371.605\text{KN.m}$

➤ Dans le sens x-x :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times y_g = 222.85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times y_g = 92.74 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 190.32 \text{ KN} / \text{m}^2 > \sigma_{sol} = 160 \text{ KN} / \text{m}^2$$

La contrainte n'est pas vérifiée

➤ Dans le sens y-y :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 196.27 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 119.32 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 177.032 \text{ KN/m}^2 > \sigma_{\text{sol}} = 160 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{La contrainte n'est pas vérifiée}$$

D'où il faut augmenter la surface du radier on augmentant le débord

$$\text{Soit } D=1.30\text{m et } P=61.4\text{m} \Rightarrow S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times P = 247.33 \text{ m}^2$$

➤ **Dans le sens x-x :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} \times y_g = 189.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} \times y_g = 59.44 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 157.03 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 160 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{La contrainte est vérifiée}$$

➤ **Dans le sens y-y :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 162.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 86.02 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 143.73 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 160 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{La contrainte est vérifiée}$$

b) Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut vérifier que :

$$P = F \times H \times S \times \gamma \leq N$$

- * F : Coefficient de sécurité = 1.15
- * H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 2 m
- * S : surface totale du radier S=247.33m²
- * $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ (Poids volumique de l'eau)

$$P = 1.15 \times 2 \times 247.33 \times 10 = 5688.59 \text{ KN} < N = 29118.02 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

c) Vérification au cisaillement au niveau des nervures :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur b = 1m

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2 \times S} \times b = \frac{30793.12 \times 5.3}{2 \times 247.33} \times 1 = 329.93 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m} \Rightarrow \tau_u = \frac{329.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} \text{ Condition est}$$

d) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ RPA99 (Article 10.1.5)

➤ **Suivant x-x :**

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{21371.605}{30793.12} = 0.69m < \frac{B}{4} = \frac{20.2}{4} = 3.36m \text{ C'est vérifié}$$

➤ **Suivant y-y :**

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{19336.3405}{30793.12} = 0.62m < \frac{B}{4} = \frac{10.5}{4} = 2.625m \text{ C'est vérifié}$$

6.6. Ferrailage :

6.6.1. La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x = 2.5m$ et $l_y = 4.7m$

Dimension du radier :

$$L_x = 2.5m.$$

$$L_y = 4.7m.$$

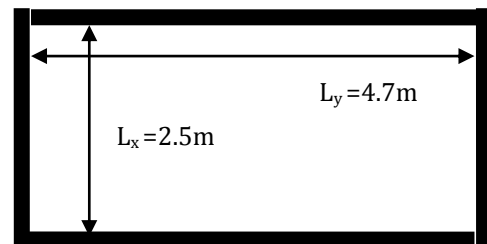


Figure 6-3 : Dalle sur quatre appuis.

❖ **Calcul des sollicitations :**

1) **Calcul à l'ELU:**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0 = 131.22 \text{ KN/m}^2.$$

* G_0 le poids propre de radier

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.53 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

D'après le tableau qui donne les coefficients μ_x et μ_y en fonction de α et de ν [annexe I].

$$\nu = 0(ELU) \text{ et } \rho = 0.72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0922 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$\text{Suivant x-x : } M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0922 \times 131.22 \times 2.5^2 = 75.61 \text{ KN.m}$$

Suivant y-y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.25 \times 75.61 = 18.9 \text{ KN.m}$

➤ **Les moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 75.61 = 64.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 18.9 = 16.06 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments en appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \cdot M_{0x} = -0.5 \times 75.61 = -37.8 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h_r = (1 \times 0.40) \text{ m}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6-2 : Résumé des résultats de ferrailage.

Localisation		M (KN.m)	Acalculé (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ² /ml)	St (cm)
Sens x-x	Travée	64.26	5.22	3.94	5HA12=5.65	16
	Appui	37.8	3.05	3.94	4HA12=4.52	20
Sens y-y	Travée	16.06	1.28	3.2	4HA12=4.52	20
	Appui	9.45	0.75	3.2	4I2=4.52	25

❖ **Les Vérifications nécessaires :**

a) **Vérification de condition de non fragilité :**

Selon le BAEL91 le calcul de A_{\min} est comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_r = e = 40\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 0.72$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 3.94\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 3.2\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

b) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}.$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 129.66 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{129.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.36 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{3} = 109.35 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{109.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.303 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

2) Calcul à l'ELS :

$$Q_s = 127.61 \text{ KN/m}^2$$

D'après le tableau qui donne les coefficients μ_x et μ_y en fonction de α et de ν

$$\nu = 0.2 \text{ (ELS)} \text{ et } \rho = 0.72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0961 \\ \mu_y = 0.3949 \end{cases}$$

$$\text{Suivant } x-x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0961 \times 127.61 \times 2.5^2 = 76.71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Suivant } y-y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.3949 \times 76.71 = 30.29 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 76.71 = 65.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 30.29 = 25.74 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \cdot M_{0x} = -0.5 \times 76.71 = -38.35 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes de béton dans le radier

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \cdot \sqrt{f_{t28}} \eta\right) = 201.6 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 6-3: Vérification des contraintes dans le radier

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_s$
x-x	M _t	76.71	4.08	342.53	15	201.63
	M _a	38.35	3.24	250.2	15	201.63
y-y	M _t	30.29	2.18	135.26	15	201.63
	M _a	38.35	1.4	98.80	15	201.63

On remarque que les contraintes dans les aciers (X-X) ne sont pas vérifiées, donc On recalcule à l'ELS.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_s}$$

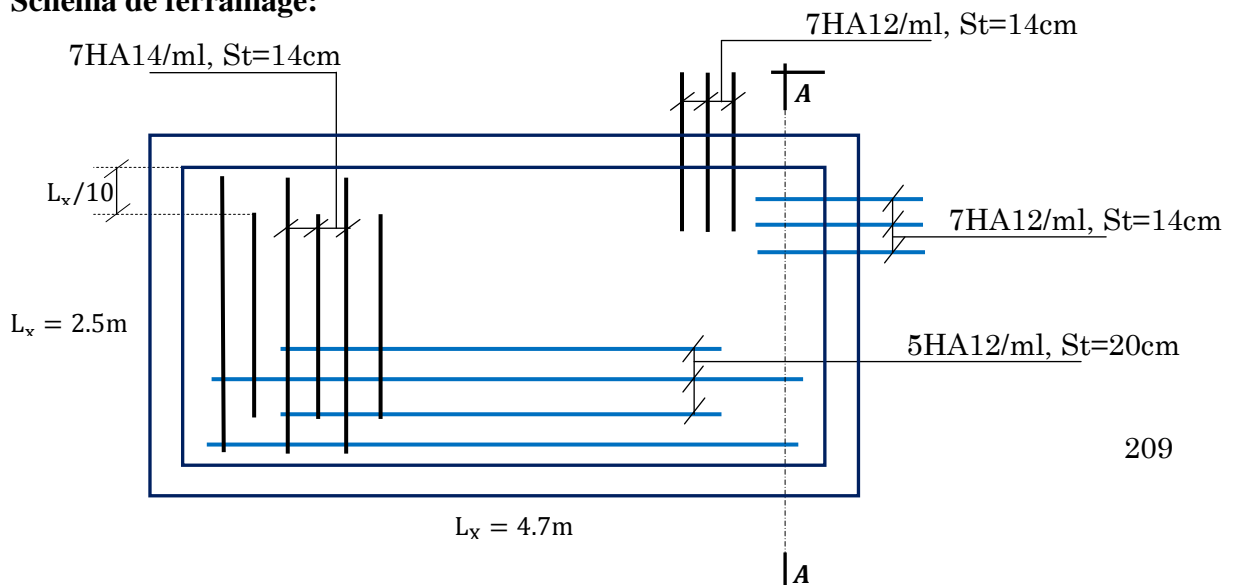
$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_s}$$

Tableau 6-4 : Ferrailage de radier à ELS

Localisation		M (KN.m)	Acalculé (cm ²)	Aadop (cm ² /ml)	St (cm)
Sens x-x	Travée	65.2	9.79	7HA14=10.78	14
	Appui	38.35	5.86	7HA12=7.92	14
Sens y-y	Travée	25.74	3.75	5HA12=5.65	20
	Appui	9.45	0.75	7HA12=7.92	14

❖ **Schéma de ferrailage:**



Coupe A-A :

6.6.2. Les débords :

Le débord est assimilé à une console de 0,8m de longueur soumise à la flexion simple.

$$q_u = 131.22 \text{ KN/m}$$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 110.88 \text{ KNm}$$

$$D = 130 \text{ cm.}$$

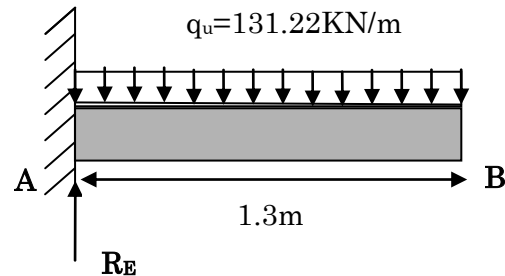


Figure 6-5 : Schéma statique du débord

Le calcul du ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 6-5 : Résumé des résultats du ferrailage de débords

M_u (KN.m)	A (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	A (cm^2/ml) adopté	Choix des barres	A_r (cm^2/ml)	St (cm)
110.88	9.1399	4.347	18.85	6HA20	5HA8=2.51	16

❖ Les Vérifications nécessaires :

a) Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$A_{\min} = 0.23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.347 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times l = 170.586 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.47 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

Les vérifications des contraintes

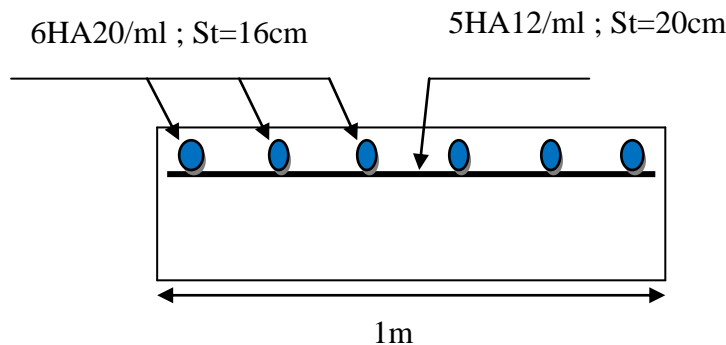
$$M_{ser} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 127.61 \times \frac{1.3^2}{2} = 107.83 \text{ KNm}$$

Tableau 6-6 : Les résultats de vérifications des contraintes de débords

Mser (KN.m)	A (cm ²)	(MPa) σ_{bc}	(MPa) σ_s	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
107.83	9.24	5.72	178.37	15	201.63

On remarque que les contraintes sont vérifiées

❖ **Schéma de ferrailage de débord**



6.6.3. Les nervures :

es nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple, elles servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties

❖ **Les sollicitations sur les nervures :**

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties comme suite :

➤ **Sollicitations maximales dans les nervures**

a) **Charges trapézoïdale**

$$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$$

b) **Charges triangulaires**

$$P'_m = P'_v = \frac{Q_u}{2} \left(\frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}} \right)$$

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

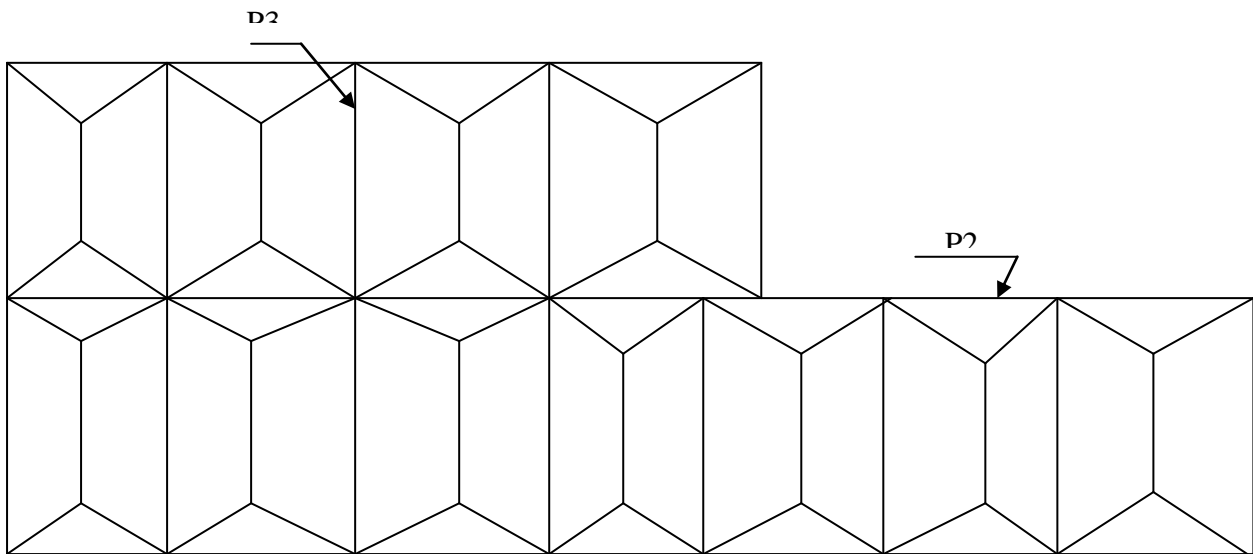


Figure 6-6 : Schéma de transmission des charges

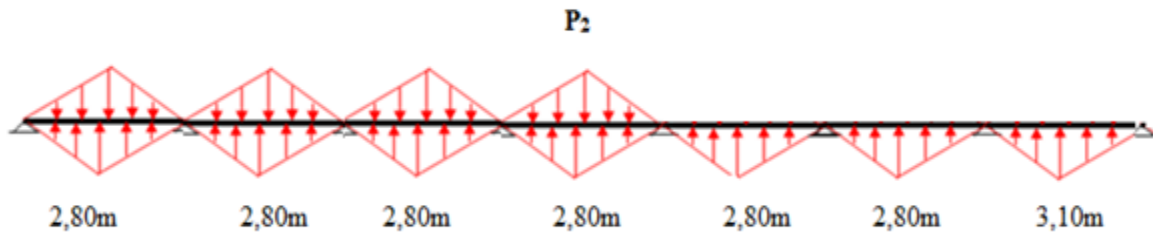


Figure 6-7 : Schéma de chargement des nervures P2

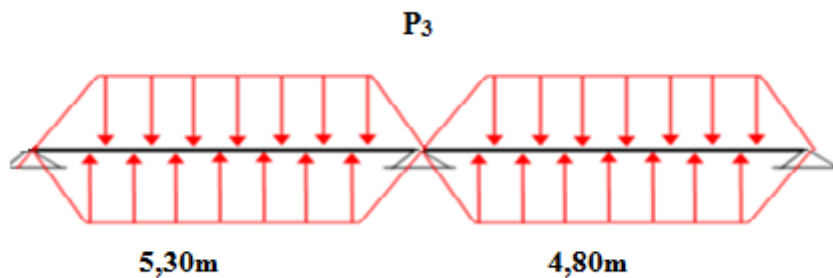


Figure 6-8 : Schéma de chargement des nervures P3

❖ Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 0.8\text{m}$$

$$h_0 = 0.4\text{m}$$

$$b_0 = 0.6\text{m}$$

$$d = 0.72\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.7}{10}; \frac{2.5}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.47; 1.25)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.45\text{m}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.5\text{m}$$

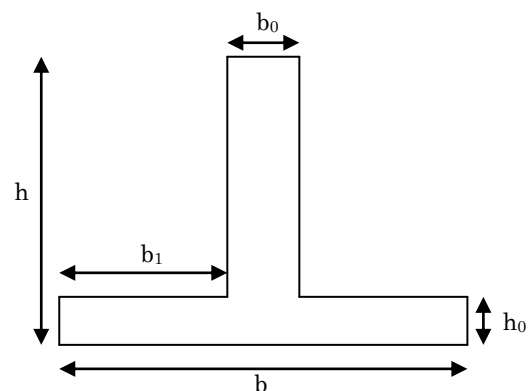


Figure 6-9 : Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6-7: Résumé des résultats du ferrailage de nervure

Sens	Localisation	Mu (KN.m)	Acal (cm2)	Aadopté (cm2)
X-X	Travée	133.308	5.355	4HA14 =6.16
	Appui	198.774	8.01	6HA14=9.24
Y-Y	Travée	598.142	24.57	8HA20 = 25.13
	Appui	914.262	38.15	8HA25=39.27

❖ **Vérification à l'ELU :**

a) **Condition de non fragilité:**

On calcule A_{\min} :

$$A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 13.041 \text{ cm}^2.$$

On va utiliser HA10 (des armatures transversales)

b) **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau 6-8 : Vérification de l'effort tranchant

Sens	V_u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	observation
X-X	436.851	0.4	2.5	Vérifié
Y-Y	694.027	0.64	2.5	Vérifié

c) **Vérification des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(22,8; 60; 25) = 22,8 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

d) **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}.$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6-9 : Vérification des contraintes des nervures

Localisation	Sens	M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
En travées	x-x	163.51	3.28	15	352.98	201.6
	y-y	581.542	6.99	15	348.32	201.6
Aux appuis	x-x	215.31	4.32	15	464.80	201.6
	y-y	889.457	9.003	15	347.02	201.6

On remarque que les contraintes dans les aciers (X-X) (Y-Y) ne sont pas vérifiées, donc On recalcule a l'ELS.

Tableau 6-10 : Ferrailage des nervures à ELS

Localisation		M (KN.m)	Acalculé (cm ²)	Aadop (cm ² /ml)	St (cm)
Sens x-x	Travée	163.51	11.92	6HA16=12.06	12
	Appui	215.31	15.83	6HA20=18.85	12
Sens y-y	Travée	581.542	44.43	6HA20+6HA25=48.3	12
	Appui	889.457	69.47	6HA25+6HA32=77.7	12

❖ Schéma de ferrailage des nervures

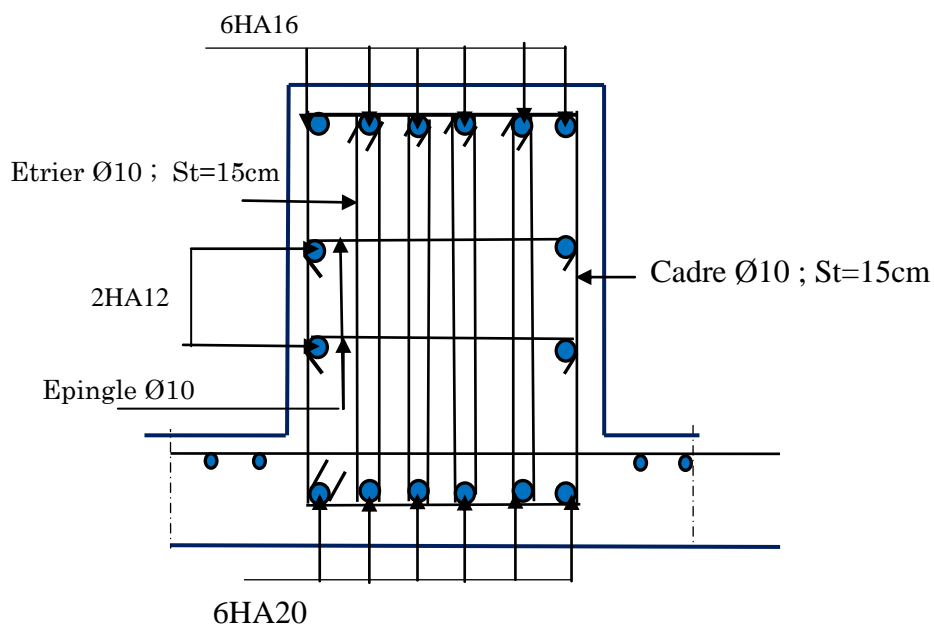


Figure 6-10 : Schéma de ferrailage des nervures sens X-X (appuis et travées)

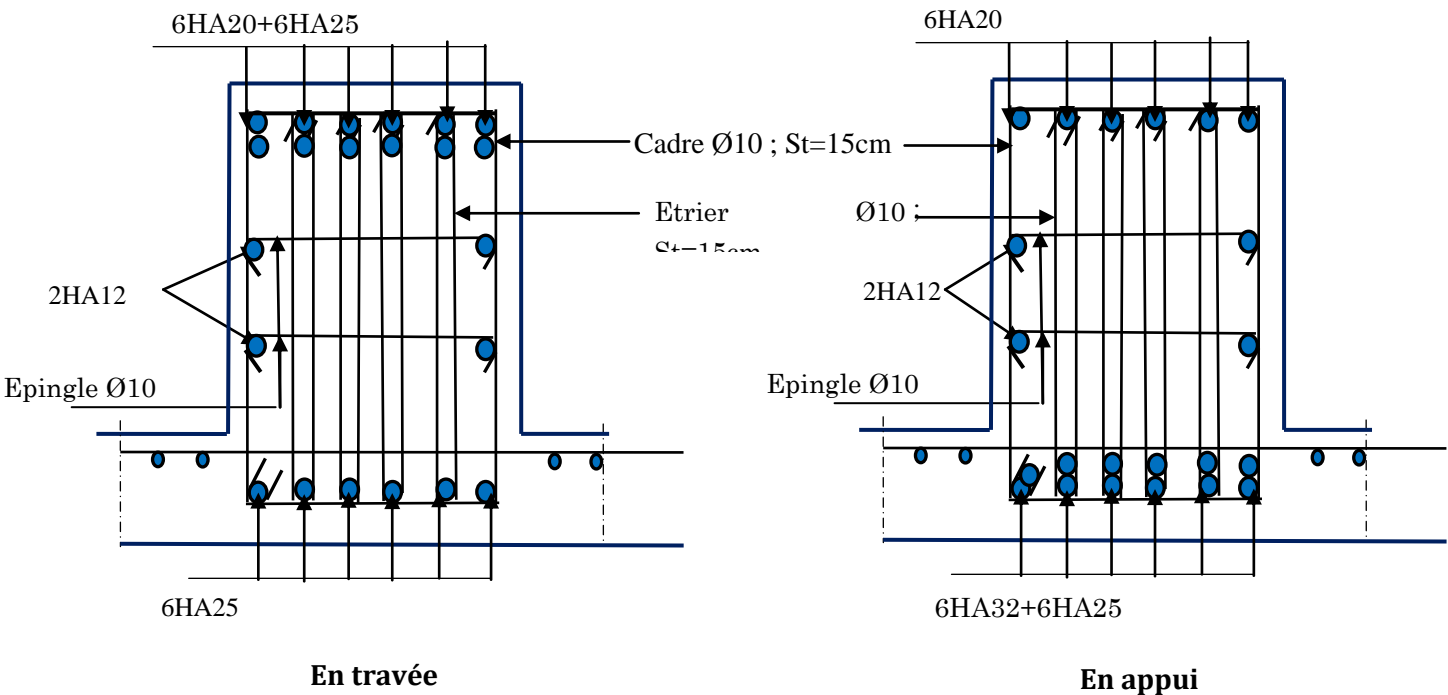


Figure 6-11 : Schéma de ferrailage des nervures sens Y-Y

6.7. Etude du voile périphérique :

Selon le RPA 99/ 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, il doit satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

6.7.1. Dimensionnement du voile :

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.

$$L_x = 3.1\text{m}$$

$$L_y = 5.3\text{m}$$

$$B = 1\text{m}$$

$$e = 20\text{cm} \geq e_{\min} = 15\text{cm} \text{ (article 10.1.2 du RPA 99 V 2003)}$$

❖ Caractéristique du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 20.1 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 22^\circ$

Cohésion du sol : $c = 26 \text{ KN/m}^2$ (rapport de sol)

❖ **Caractéristiques des voiles :**

$L_x = 3.1 \text{ m}$

$L_y = 5.3 \text{ m}$

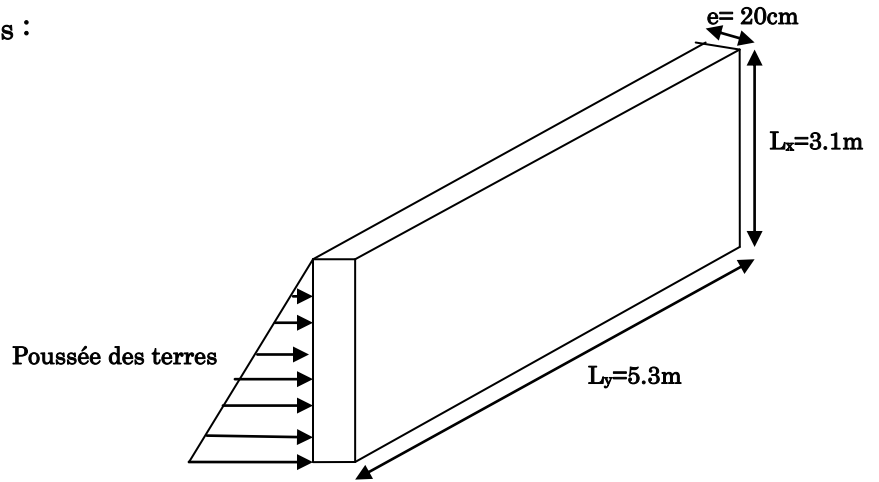


Figure 6-12 : Schéma du voile périphérique

➤ **Méthode de calcul**

Le voile périphérique comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2

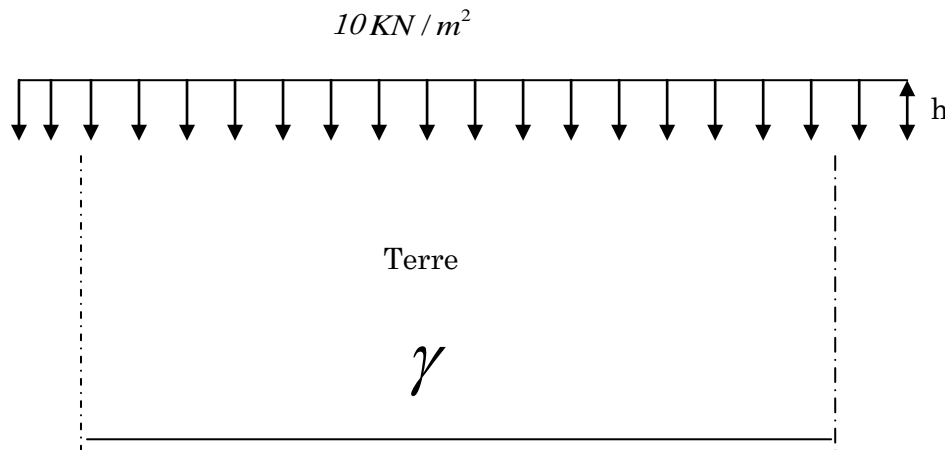


Figure 6-13 : Schéma statique

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

➤ **Poussée des terres :**

$$\sigma_p(h) = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_p(h) = 20.1 \times 3.1 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{22}{2}\right) - 2 \times 0.26 \times \text{tg}\left(\frac{180}{4} - \frac{22}{2}\right) = 27.99 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Su
rcharges**

accidentelles :

$$q=10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 4.55\text{KN/ml}$$

6.7.2. Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis chargée uniformément.

a) Calcul à l'ELU :

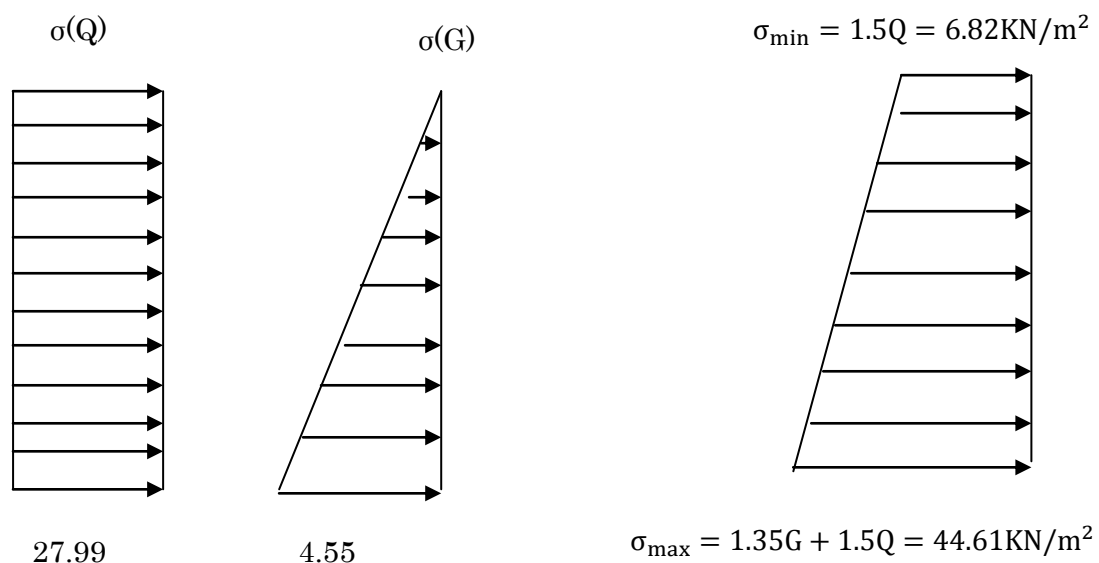


Figure 6-14 : Répartition des contraintes sur les voiles périphériques

$$q_u = \sigma_{\max} \times 1 \text{ ml}$$

On se contentera de ferrailer le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3.1\text{m}$$

$$L_y = 5.3\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.58 \geq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon 2 sens}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

D'après le tableau (annexe1) on tire :

$$\mu_x = 0.0851 \text{ et } \mu_y = 0.2703$$

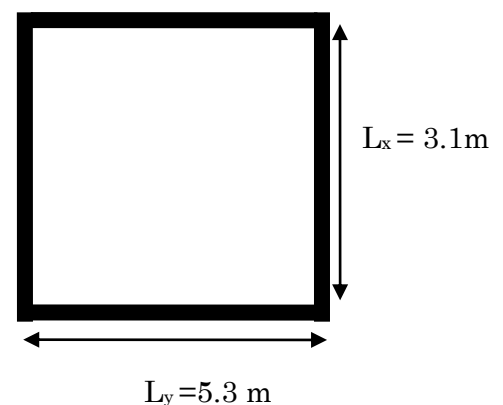


Figure 6-15 : Dalle sur quatre appuis

$$M_{ox} = 36.48 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = 9.86 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85M_{ox} = 31 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{oy} = 8.38 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en appui :**

$$M_a = -0.5 \times M_{ox} = -18.24 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6-11 Ferrailage du voile périphérique

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm^2)	Amin (cm^2)	Aadopté (cm^2)	choix
x-x	En travée	31	0.085	0.111	0.152	5.83	1.93	7.7	5HA14
	En appui	18.24	0.05	0.064	0.155	3.36	1.6	4.52	4HA12
y-y	En travée	8.38	0.023	0.029	0.158	1.52	1.93	3.14	4HA10
	En appui	18.24	0.013	0.017	0.158	0.89	1.6	3.14	4HA10

❖ **Vérifications à l'ELU:**

a) **Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min}^t = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.93 \text{cm}^2$$

$$A_{\min}^a = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.6 \text{cm}^2$$

➤ **Effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration nuisible})$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{44.61 \times 5.3}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.58}{2}} = 91.64 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{91.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,57\text{MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = \sigma_{\max} + \sigma_{\min} = 44.61 + 6.82 = 51.43\text{KN}$$

D'après le tableau (**annexe1....**) on tire :

$$\mu_x = 0.0897 \text{ et } \mu_y = 0.4462$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 44.33\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 19.78\text{KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 37.68\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 16.81\text{KN.m}$$

➤ **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -22.16\text{KN.m}$$

a) **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \times \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$$

Tableau 6-12 : Vérification des contraintes

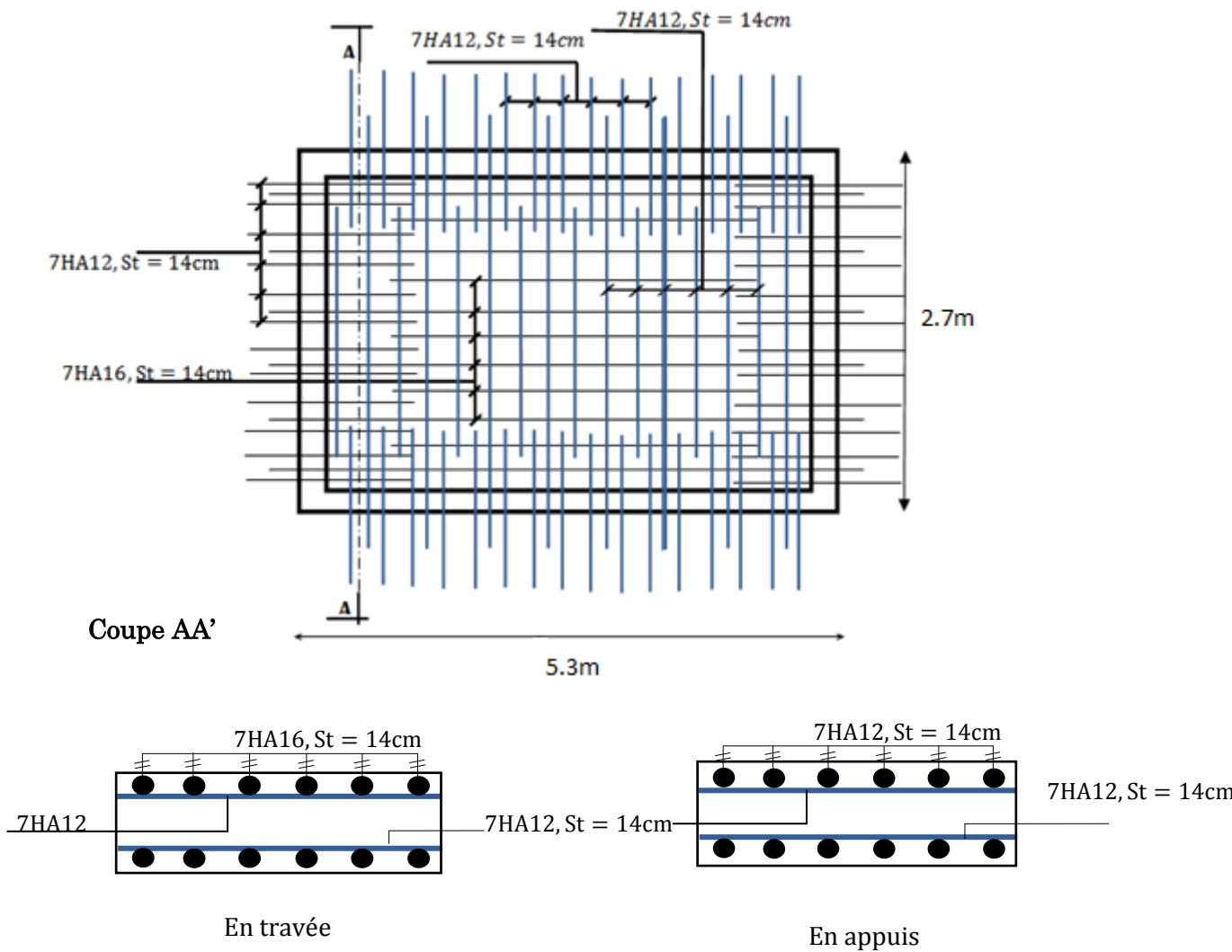
Sens		M(KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	En travée	37.68	5.03	18141	10.45	341.07
	En appui	22.16	4.02	11896	7.5	334.59
y-y	En travée	16.81	3.43	8787.1	6.58	360.51
	En appui	22.16	3.43	8787.1	3.87	212.06

On remarque que les contraintes dans les aciers (X-X) (Y-Y) ne sont pas vérifiées, donc On recalcule à l'ELS.

Tableau 6-13 : Ferrailage du voile périphérique à ELS

Localisation		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St (cm)
Sens x-x	Travée	37.68	12.55	7HA16=12.06	14
	Appui	22.16	7.18	7HA12=7.92	14
Sens y-y	Travée	16.81	5.38	7HA12=7.92	14
	Appui	22.16	7.18	7HA12=7.92	14

Schéma de ferrailage du voile périphérique



6.8. Conclusion.

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces dernières ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait.

Ensuite on a passé aux semelles filantes mais les distances entre elles sont très petites.

Nous sommes ensuite passé au calcul d'un radier général. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrailé.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé donc ferrailé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier).

CONCLUSION GENERALE

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur, et on a pu aussi débuter avec le logiciel SAP2000 version14. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère de coupe-feu et l'isolation phonique.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99 version 2003, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Eviter des constructions ayant une rigidité insuffisante dans un sens par rapport à l'autre
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, dans la plus part des cas, car elle est déterminante dans le dimensionnement des éléments structuraux.

Bibliographie

[1] J. L. Batoz & G. Dhatt, «Modélisation des structures par éléments finis », Volume 2, Poutre et plaque, ©Hermès, Paris, 1990.

[2] Deuxième

[3] Troisième

[4]