

*Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'étude

*En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : matériaux et structures*

Thème

*Etude d'un hôtel (R+6+S/Sol)
Touristique contreventé par un
système mixte (voile-portique)*

Promoteur :

Mr Benyessad Djamel

Réalisé par :

Mr BENAMIROUCHE Yougourthene

Mr TRAHY Fayçal

Membres de Jury:

Mr LAICHAOUI

Mr MERIDJA.

Année Universitaire : 2011/2012

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH tout puissant pour nous avoir guidés et aidés durant toute notre vie et durant ce travail.

Nous tenons aussi à remercier vivement notre promoteur Mr. BENYESSAD pour son encadrement, ces conseils et sa disponibilité.

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaires.

Nous remercions le personnel du bureau d'étude DJERMOULI qui nous a guidé et conseillé dans notre étude.

Nos remerciements aux membres de jury qui ont accepté de juger ce modeste travail.

Enfin nous remercions tous nos amis.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents qui se sont tant sacrifiés pour que j'arrive à ce niveau.

Mes chers frères « Tarik et Idriss » et mes sœurs « Samia, Sanissa et Rynda ». Sans oublier toute ma grande famille, Qui m'ont soutenu en toutes circonstances au cours de ce cycle.

Mon binôme Fayçal et toute sa famille.

Tous mes amis et amies et toute la promo de master génie civil 2012.

B. Yougourthene

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents qui se sont tant sacrifiés pour que j'arrive à ce niveau.

Mes chers frères « fateh, fahim » et mes sœurs « nassima, kahina ». Sans oublier toute ma grande famille, Qui m'ont soutenu en toutes circonstances au cours de ce cycle.

Mon binôme yougourthene et toute sa famille.

Tous mes amis et amies et toute la promo de master génie civil 2012.

T. Fayçal

SOMMAIRE

Introduction général	1
Chapitre I. Généralités	
I.1 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2 caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
I.3 Définition des éléments de l'ouvrage.....	2
I.4 Règlement et normes utilisés.....	3
I.5 Les états limites.....	3
I.6 Actions et sollicitations.....	6
I.7 Les caractéristiques des matériaux.....	7
Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments	
Introduction.....	14
II.1 pré dimensionnement des éléments principaux.....	14
II.2 pré dimensionnement des éléments secondaires.....	16
II.3 La descente de charge.....	29
II.4 Vérification du critère de résistance.....	38
Conclusion.....	45
Chapitre III. Etude des éléments secondaires	
Introduction.....	46
III.1 Etude des planchers.....	46
III.2 Etude des dalles pleines.....	77
III.3 Etude de l'acrotère.....	96
III.4 Etude de l'ascenseur.....	103
III.5 Etude des escaliers.....	113

Chapitre IV. Etude dynamique

Introduction.....	146
IV.1 Méthode de calcul.....	146
IV.2 Méthode statique équivalente.....	146
IV.3 Méthode dynamique modale spectrale.....	149
IV.4 Disposition des voiles.....	152
IV.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par SAP2000.....	153
IV.6 justification de l'interaction voiles-portiques.....	155
IV.7 Vérification de l'effort normal réduit.....	157
IV.8 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	157
IV.9 Calcul des déplacements.....	158
IV.10 justification de l'effet P- Δ	159
Conclusion.....	161

Chapitre V. Etude éléments principaux

Introduction.....	162
V.1 Etude des poteaux.....	161
V.2 Etude des poutres.....	164
V.3 Etude des voiles.....	181

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

Introduction.....	194
VI.1 Choix du type des fondations.....	194
VI.2 Vérification des types des fondations.....	194
VI.3 Etude des longrines.....	205

Sommaire.

VI.4 Etude du voile de soutènement.	208
Conclusion.....	213
Conclusion générale.....	214
Bibliographie.....	216
Annexes	

Liste des figures

Figure I.1 Règle des trois pivots	4
Figure I.2 Diagramme contrainte-déformation pour le béton.....	9
Figure I.3 Diagramme contraintes-déformations de calcul acier	11
Figure II.1 Hauteur libre d'étage	14
Figure II.2 Plancher à corps creux	15
Figure II.3 Schéma de la Poutrelle	15
Figure II.4 les différents éléments constituant un escalier	20
Figure II.5 escalier à trois volées (type 1)	21
Figure II.6 Schéma statique de la 1 ^{ère} et la 3 ^{ème} volées d'escalier type 1	22
Figure II.7 schéma statique de la 2 ^{ème} volée d'escalier type 1	23
Figure II.8 vue en plan de la 2 ^{ème} volées d'escalier type 1	23
Figure II.9 escalier à trois volées avec un cartier tournant (type 2)	25
Figure II.10 escalier à deux volées (type 3)	26
Figure II.11 Dimensions de l'acrotère	27
Figure II.12 schémas statique de l'acrotère	27
Figure II.13 Illustration de localisation des poteaux les plus sollicités	29
Figure II.14 Surface afférente du poteau P1	29
Figure II.15 surface afférente du poteau P1 (plancher S/sol, RDC, étages 1 à 6)	30
Figure II.16 Schéma statique de la descente de charge	31
Figure II.17 Surface afférente du poteau P2	34
Figure II.18 Surface afférente du poteau PC	40

Liste des figures.

Figure III.1 Disposition des poutrelles	45
Figure III.2 Schéma statique d'une Poutre	47
Figure III.3 Moments sur une poutre à deux travées	48
Figure III.4 Moments sur une poutre à plus de deux travées	48
Figure III.5 Effort tranchant sur une poutre à 2 travées	49
Figure III.6 Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées	49
Figure III.7 Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot	50
Figure III.8 Schéma statique de la poutrelle type 1	52
Figure III.9 Diagramme des moments fléchissant (KNm)	54
Figure III.10 Diagramme des efforts tranchants (KN)	55
Figure III.11 Schéma de ferrailage de la dalle de compression	75
Figure III.12 Schémas statique d'une dalle sur trois appuis (type 1)	76
Figure III.13 Schémas de ferrailage de la dalle pleine trois appuis type 1	84
Figure III.14 Schémas statique d'une dalle sur trois appuis type 2	84
Figure III.15 Schémas de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis type 2	86
Figure III.16 Schémas statique d'une dalle sur trois appuis type 3	86
Figure III.17 Schémas de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis type 3	89
Figure III.18 schéma statique de la dalle reposant sur quatre appuis	89
Figure III.19 Schémas de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	95
Figure III.20 Dimension de l'acrotère	95
Figure III.21 Schéma statique de l'acrotère	96
Figure III.22 Section à ferrailer de l'acrotère	98
Figure III.23 Schéma de ferrailage de l'acrotère	101
Figure III.24 cage d'ascenseur	102

Liste des figures.

Figure III.25 Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impacte	103
Figure III.26 vue en plan de la dalle d'ascenseur	111
Figure III.27 Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	112
Figure III.28 Schéma statique des volées 1 et 3 d'escalier	112
Figure III.29 schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (Palier -volée 1 et 3)	118
Figure III.30 Schéma statique de la volée 2	118
Figure III.31 Schéma de ferrailage de la volée 2	120
Figure III.32 Schéma statique de la poutre brisée d'escalier type 1	120
Figure III.33 Section creuse équivalente	123
Figure II.34 Schéma de ferrailage de la poutre brisée	125
Figure III.35 Schéma statique de la volée 1 et 3	125
Figure III.36 Schéma statique de volée 1 d'escalier type 2	126
Figure III.37 Schéma statique de la volée 2	128
Figure III.38 Schéma de ferrailage de la volée 2	130
Figure III.39 Schéma statique de la poutre brisée d'escalier type 2	130
Figure III.40 Section creuse équivalente	133
Figure II.41 Schéma de ferrailage de la poutre brisée	133
Figure III.42 Schéma statique de la volée 1	135
Figure III.43 Schéma statique de la volée 1 d'escalier type 3	136
Figure III.44 Schéma statique de la volée 2	139
Figure III.45 Schéma statique des volées 2 d'escalier type 3	140
Figure III.46 schéma de ferrailage de l'escalier type 5 (Palier -volée 2)	143
Figure IV.1 Spectre de calcul	148

Liste des figures.

Figure IV.2 Disposition des voiles.....	150
Figure IV.3 1 ^{er} mode de déformation	152
Figure IV.4 2 ^{ème} mode de déformation	152
Figure IV.5 3 ^{ème} mode de déformation	153
Figure V.1 Zone nodale	160
Figure V.2 Section d'un poteau.....	165
Figure V.3 Schéma de ferrailage des poteaux de 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage.....	168
Figure V.4 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)	170
Figure V.5 Disposition constructive de la poutre principale.....	176
Figure V.6 la zone nodale	177
Figure V.7 Section du voile.....	181
Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile V_{y3} au niveau du 3 ^{ème} étage et 4 ^{ème} étage.....	188
Figure VI.1 schéma d'une semelle isolée.....	190
Figure VI.2 Semelle filante	191
Figure VI.3 schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau	195
Figure VI.4 schéma statique d'une poutre à deux travées	196
Figure VI.5 schéma statique de la poutre de rigidité	197
Figure VI.6 Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité	199
Figure VI.7 semelle filante sous mur	199
Figure VI.8 schéma de ferrailage des longrines	203
Figure VI.9 Voile périphérique	203
Figure VI.10 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	207

Liste des tableaux

Tableau II.1 Charge du plancher terrasse inaccessible.....	18
Tableau II.2 Charge du plancher étage courant.....	19
Tableau II.3 Evaluation des charges des dalles et balcons.....	19
Tableau II.4 Evaluation des charges pour les murs extérieurs.....	20
Tableau II.5 charges plancher terrasse accessible.....	20
Tableau II.6 dimensionnement des escaliers principaux.....	24
Tableau II.7 Dimensionnement des escaliers services.....	24
Tableau II.8 évaluation des charges du palier.....	25
Tableau II.9 évaluation des charges de la volée.....	25
Tableau II.10 Dimensionnement des escaliers de secours.....	26
Tableau II.11 Dimensionnement des escaliers de secours (type5).....	26
Tableau II.12 Descente de charge du poteau central.....	33
Tableau II.13 Descente de charge du poteau voisin d'escalier (T4).....	37
Tableau II.14 Résultats des vérifications à la compression simple.....	39
Tableau II.15 Résultats des vérifications au flambement.....	39
Tableau II.16 Descente de charge du poteau circulaire.....	42
Tableau II.17 Vérification au flambement.....	43
Tableau III.1 les différents types des poutrelles.....	45
Tableau III.2 les sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELU.....	58
Tableau III.3 les sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELS.....	58
Tableau III.4 les sollicitations de la poutrelle type 2 à l'ELU.....	59
Tableau III.5 les sollicitations de la poutrelle type 2 à l'ELS.....	59
Tableau III.6 les sollicitations de la poutrelle type 3 à l'ELU.....	59
Tableau III.7 les sollicitations de la poutrelle type 3 à l'ELS.....	60
Tableau III.8 les sollicitations de la poutrelle type 4 à l'ELU.....	60

Tableau III.9 les sollicitations de la poutrelle type 4 à l'ELU	60
Tableau III.10 Les sollicitations maximales dans les poutrelles	60
Tableau III.11 Armature longitudinales adoptées	70
Tableau III.12 Vérification des armatures longitudinales	70
Tableau III.13 Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles.....	71
Tableau III.14 Vérification des états limite de déformation	72
Tableau III.15 Schémas de ferrailage des poutrelles.....	74
Tableau III.16 Théorie de calcul des moments pour les dalles à trois appuis	75
Tableau III.17 Ferrailage de la dalle pleine (Type 2).....	84
Tableau III.18 Vérification à l'ELU de la dalle pleine Type 2	84
Tableau III.19 Vérification à l'ELS de la dalle pleine Type 2	84
Tableau III.20 Ferrailage de la dalle pleine (Type 3).....	86
Tableau III.21 Vérification à l'ELU de la dalle pleine Type 3	86
Tableau III.22 Vérification à l'ELS de la dalle pleine Type 3	86
Tableau III.23 Vérification de la flèche type 4 dans le sens x.	87
Tableau III.24 Vérification de la flèche type 4 dans le sens x.....	93
Tableau III.25 Vérification de la flèche type 4 dans le sens y.....	93
Tableau III.26 Combinaison d'action.....	95
Tableau III.27 Résultats des calculs de ferrailage de la dalle des machines.....	104
Tableau III.28 vérification des contraintes	107
Tableau III.29 Ferrailage de la dalle de la cuvette	108
Tableau III.30 vérification des contraintes de la dalle de la cuvette	109
Tableau III.31 combinaison de charge pour les volées 1 et 3	111
Tableau III.32 Sollicitations de l'escalier type 1.....	111
Tableau III.33 Ferrailage de l'escalier type 1	111
Tableau III.34 Vérification à l'ELS de la volée 1 et 3 d'escalier type1	113
Tableau III.35 Vérification de la flèche des volées 1 et 3.....	113

Tableau III.36 sollicitations dans l'escalier type 1	114
Tableau III.37 Ferrailage de l'escalier type 1	114
Tableau III.38 Vérification à l'ELS de la volée 1 et 2 d'escalier type1	115
Tableau III.39 Vérification de la flèche des volées 1 et 3	116
Tableau III.40 Sollicitation de la volée II d'escalier type 2	117
Tableau III.41 Ferrailage de la volée II d'escalier type 2	117
Tableau III.42 Vérification à l'ELS de la volée II d'escalier type 2	118
Tableau III.43 sollicitations de la poutre brisée d'escalier type 1	120
Tableau III.44 Ferrailage de la poutre brisée d'escalier type 1	120
Tableau III.45 Vérification à l'ELS de la poutre brisée d'escalier type1	123
Tableau III.46 Combinaison de charge dans l'escalier type 2	124
Tableau III.47 Sollicitations de l'escalier type 2.....	125
Tableau III.48 Ferrailage de l'escalier type 2	125
Tableau III.49 Vérification à l'ELS de la poutre brisée d'escalier type 2.....	126
Tableau III.50 Vérification de la flèche des volées 1 et 3	127
Tableau III.51 Sollicitations de la volée 2 d'escalier type 2	127
Tableau III.52 Ferrailage de la volée 2 d'escalier type 2	128
Tableau III.53 Vérification à l'ELS de la volée 2 d'escalier type 2.....	128
Tableau III.54 Sollicitation de la poutre brisée d'escalier type 2.....	130
Tableau III.55 Ferrailage de la poutre brisée d'escalier type 2.....	130
Tableau III.56 Vérification à l'ELS de la poutre brisée d'escalier type 2.....	133
Tableau III.57 Combinaison de charge d'escalier 3	134
Tableau III.58 Sollicitations dans l'escalier type 3	135
Tableau III.59 Ferrailage de l'escalier type 3.....	135
Tableau III.60 Vérification à l'ELS de l'escalier type 3	137
Tableau III.61 Vérification de la flèche de la volée 1	137
Tableau III.62 Combinaison de charge de la volée 2 d'escalier 3	138

Tableau III.63 Sollicitations dans l'escalier type 3	139
Tableau III.64 Ferrailage de l'escalier type 3	139
Tableau III.65 Vérification à l'ELS de l'escalier type 3 (volée1).....	141
Tableau III.66 Vérification de la flèche de la volée 1	141
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q	144
Tableau IV.2 Poids des éléments ramenés au niveau de plancher	145
Tableau IV.3 Caractéristiques géométriques des planchers	149
Tableau IV.4 Résumé des résultats	150
Tableau IV.5 Période et taux de participation.....	151
Tableau IV.6 Charges verticales reprises par les portiques et voiles	154
Tableau IV.7 Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	154
Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	155
Tableau IV.9 vérification de la résultante des forces	156
Tableau IV.10 Vérification des déplacements	156
Tableau IV.11 vérification vis à vis l'effet $P-\Delta$	158
Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	160
Tableau V.2 Les sollicitations de calcul dans les poteaux	162
Tableau V.3 Les Armatures longitudinale dans les poteaux	162
Tableau V.4 Les Armatures transversale dans les poteaux.....	162
Tableau V.5 Justification de l'effort normale ultime	165
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.....	166
Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentes.....	166
Tableau V.8 Schéma de ferrailage des poteaux	167
Tableau V.9 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres	171
Tableau V.10 Vérification de l'effort tranchant.....	173

Tableau V.11 Vérification de l'état limite de compression dans le béton	174
Tableau V.12 Schémas de ferrailage des PS, PP, P-Palières et console	175
Tableau V.13 Schémas de ferrailage des PS, PP, P-Palières et console	176
Tableau V.14 Moment résistant dans les poteaux	178
Tableau V.15 Vérification des zones nodales	178
Tableau V.16 Sollicitations dans les voiles	182
Tableau V.17 Ferrailage du voile Vx1	182
Tableau V.18 Ferrailage du voile Vx2	183
Tableau V.19 Ferrailage du voile Vx3	183
Tableau V.20 Ferrailage du voile Vx4	184
Tableau V.21 Ferrailage du voile Vx5	184
Tableau V.22 Ferrailage du voile Vy1	185
Tableau V.23 Ferrailage du voile Vy2	185
Tableau V.24 Ferrailage du voile Vy3	186
Tableau V.25 vérification aux efforts tranchants sollicitant les voiles	187
Tableau VI.1 sollicitations agissant sur la poutre de rigidité	198
Tableau VI.2 ferrailage de la poutre de rigidité	198
Tableau VI.3 Ferrailage longitudinal des longrines	202
Tableau VI.4 tableau de ferrailage calculé	205
Tableau VI.5 tableau de ferrailage adopté	206
Tableau VI.6 résultats de calcul et vérification à l'ELS	207

liste de notation.

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

C : *cohesion du sol.*

γ: poids volumique

. N_C, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

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 d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'Algérie est soumise à de grandes intensités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un hôtel en R+6+S/Sol, présente une certaine irrégularité en plan et en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voile-portique).

Notre travail se constitue de six chapitres essentiels :

- ✓ Des généralités ;
- ✓ Pré dimensionnement des éléments ;
- ✓ Etude des éléments secondaires ;
- ✓ Etude dynamique ;
- ✓ Etude des éléments structuraux ;
- ✓ Etude des fondations.

L'étude de cet hôtel se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR)

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un hôtel, composée de RDC+S/sol et 6 étages.

Cet ouvrage se trouve sur la RN n°26, au niveau de la sortie ouest de la ville d'Akbou et à quelques centaines de kilomètres à l'ouest du lit majeur d'oued Illoula.

Ce projet consiste à la réalisation d'un immeuble de structure à usage touristique.

I.2. caractéristiques géométriques

Hauteur totale de l'ouvrage : 27,56

Hauteur du sous-sol : 3,20 m

Hauteur du RDC et 1^{er} étage : 4,48 m

Hauteur des autres étages : 3,20 m

Longueur : 26,80 m

Largeur : 25,60 m

I.3. Définition des éléments de l'ouvrage

I.3.1. L'ossature

En se référant au RPA version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent prendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage). De ce fait, le projet objet de notre étude doit s'inscrire dans les exigences du RPA.

I.3.2. les planchers

Ce sont des aires, généralement planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

Lorsque le contreventement du bâtiment est obtenu par des portiques, ce sont les poutres des planchers qui constituent les traverses des portiques, et elles doivent être étudiées en conséquence.

Même dans les autres solutions de contreventement, les planchers doivent reporter les forces horizontales sur les éléments résistants, et fonctionnent à ce titre comme des poutres horizontales ; il importe alors de voir si la présence de trémies de grandes dimensions n'est pas susceptible de les empêcher de jouer ce rôle.

Les méthodes de calcul applicables à de tels planchers sont définies, dans les règles BAEL91 :

- Pour les planchers à charges d'exploitation modérées, par la méthode dite forfaitaire.
- Pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevée, par la méthode de A.

Caquot.

I.3.3 Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

I.3.4 Les éléments de remplissage

- Les murs d'extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm

I.3.5 La terrasse :

Notre projet comporte deux terrasses inaccessibles, la première au RDC et l'autre au dernier niveau

I.3.6 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture. Sa hauteur est de 60cm

I.3.7 dalle pleine

C'est un élément porteur, constitué d'une plaque en béton armé, son épaisseur dépend des conditions d'utilisation et de ces dimensions.

I.3.8 L'ascenseur :

C'est un élément mécanique, sert à déplacer les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.4 Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- . RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- . CBA 93 (Code du béton armé).
- . DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- . DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- . BAEL 91/version 99.

I.5 les états limites

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites :

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

❖ Hypothèses de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\%$.

En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\%$.

- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 %.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (fig. I.1)

❖ Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. I.1). On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $\frac{3}{7}$ de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la fig. I.2) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

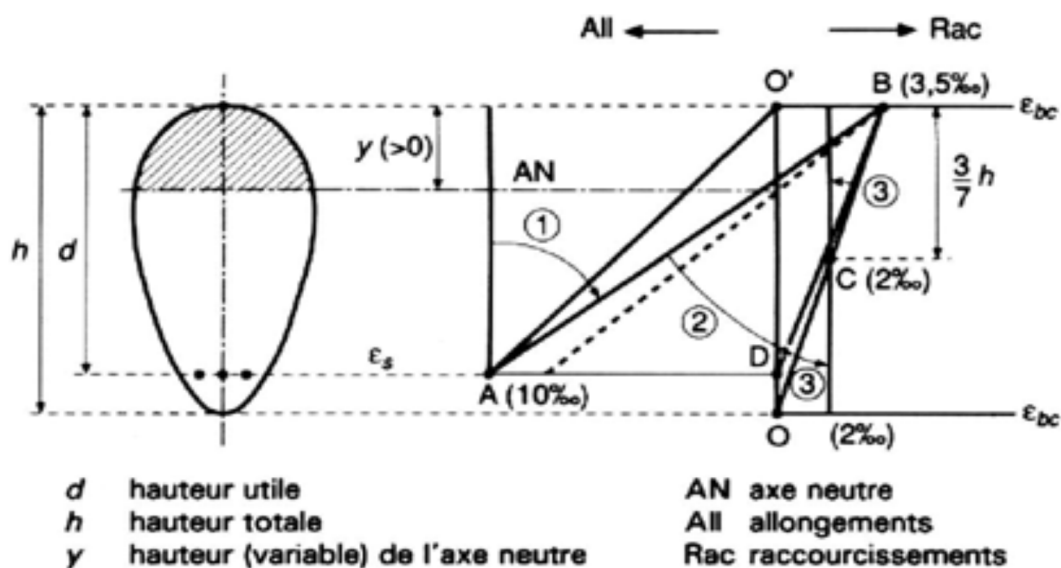


Figure. I.1 : Règle des trois pivots

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si $y \leq 0.2596 \times d$
- Le pivot B si $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- Le pivot C si $y \geq h$

❖ **Hypothèses de calcul à l'E L S :**

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le frottement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.6 Actions et sollicitations :

I.6.1 Les actions :

Les actions sont les forces et les couples de forces dus aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées (retrait, fluage...) elles proviennent donc :

- Des charges permanentes,
- Des charges d'exploitations,
- Des charges climatiques.

❖ Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

❖ Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitations, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

❖ Actions accidentelles (E) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

I.6.2 Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

❖ Sollicitations de calcul :

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

QI : action variable dite de base.

Qi : autres actions variables dites d'accompagnement.

❖ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction,
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

❖ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

I.6.3 Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (Pour les poteaux seulement)} \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

I.7 Les Caractéristiques des matériaux :

I.7.1 Béton :

a) Définition : Le béton est un matériau composite homogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Un entretien facile,
- Une bonne résistance aux feux,

- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

b) Les constituants du béton :

- Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

- Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

-Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

-Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

- Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

❖ Dosage :

Le dosage des constituants d'un béton courant est :

- ciment (C.P.A325) —————> 350kg/m³
- sable ($\phi < 5\text{mm}$) —————> 174kg/m³
- gravier ($\phi < 25\text{ mm}$) —————> 366kg/m³
- eau de gâchage —————> 140kg/m³

c) Résistance du béton :

- Résistance mécanique à la compression f_{Cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{C28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à

20 MPa et au plus égale à 45 MPa

Pour $j \leq 28$ jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{Cj} = \frac{j \times f_{C28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{C28} \leq 40\text{MPa} \quad (j \leq 28 \text{ jours}) \quad \text{BAEL91 Art (A.2.1.11)}$$

$$f_{Cj} = \frac{j \times f_{C28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{C28} > 40\text{MPa} \quad (j > 28 \text{ jours}) \quad f_{Cj} \leq 60\text{MPa}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$

Résistance à la traction f_{ij} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{ij}) est conventionnellement définie par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{Cj} \text{ Avec : } f_{Cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{CBA 93 Art (A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{28} = 2.1 \text{ MPa}$

d) Valeurs de calcul à la compression :

- Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{C28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 Art (A.4.3.4)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24 \text{ h.} \\ 0.9 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise} \\ & \text{entre 1 h et 24 h.} \\ 0.8 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1 \text{ h.} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{C28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

e) Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal

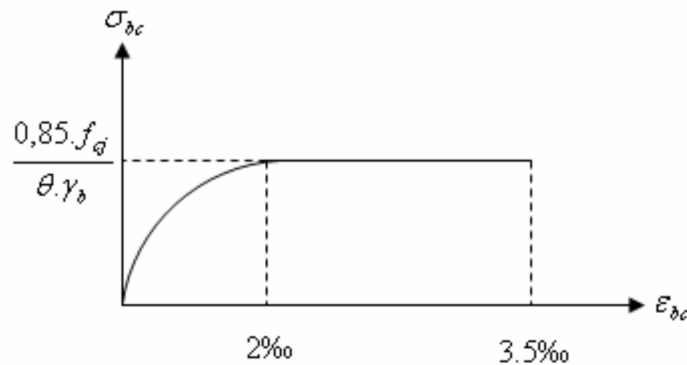


Figure .I.2 Diagramme contrainte-déformation pour le béton

Le diagramme (parabole-rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ $f_{bc} = 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} (4 \times 10^3 \times \varepsilon_{bc})$.

$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{C28} / \theta \times \gamma_b$

• **Contrainte limite à l'ELS :**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivant

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{C28} = 15 \text{MPa} \quad \text{CBA 93 Art (A.4.5.2)}$$

e) Module de déformation longitudinale du béton

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{Cj}} \quad \text{CBA 93 Art (A.2.1.2.1)}$$

• Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{Cj}}$

Pour les vérifications courantes : $J > 28$ jours on a $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{C28}}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{Cj}} \quad \text{CBA Art (A.2.1.2.2)}$$

• **Coefficient de Poisson :**

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl mais également un gonflement

transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{BAEL 91 Art (A.2.1.3)}$$

f) 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 le BAEL91 on a :

$$\tau_{adm} = \min (0.20 f_{Cj} / \gamma_b; 5\text{MPa}) \quad \text{Pour la fissuration peu nuisible. BAEL 91 Art (A.5.2.11)}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.15 f_{Cj} / \gamma_b; 5\text{MPa}) \quad \text{Pour la fissuration nuisible.}$$

Dans notre cas on a $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.50 \text{ MPa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

I.7.2 L'Acier:

a) Définition:

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

b) Différents types d'aciers:

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Les ronds lisses (R.L):

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux .On utilise les nuances FeE215 et FeE235 de diamètres normalisés.

- $f_e = 215 \text{ MPa}$ (contrainte à la limite élastique).

- $f_U = 330$ à 490 MPa (contrainte à la limite de rupture).

- $f_e = 235$ MPa

- $f_U = 410$ à 490 MPa

- Les aciers à haute adhérence (H.A):

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et de diamètre normalisé.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique: $f_e = 400$ MPa

- Contrainte admissible: $\sigma_s = 348$ MPa

- Coefficient de fissuration: $\eta = 1.6$

- Coefficient de sécurité: $\gamma_s = 1.15$

- Module d'élasticité: $E_s = 2 \times 10^5$ MPa

- Treillis soudés:

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

TL50 ($\phi > 6$ mm) : $f_e = 500$ MPa

TL52 ($\phi \leq 6$ mm) : $f_e = 520$ MPa

a) Diagramme des contraintes – déformations (acier):

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit:

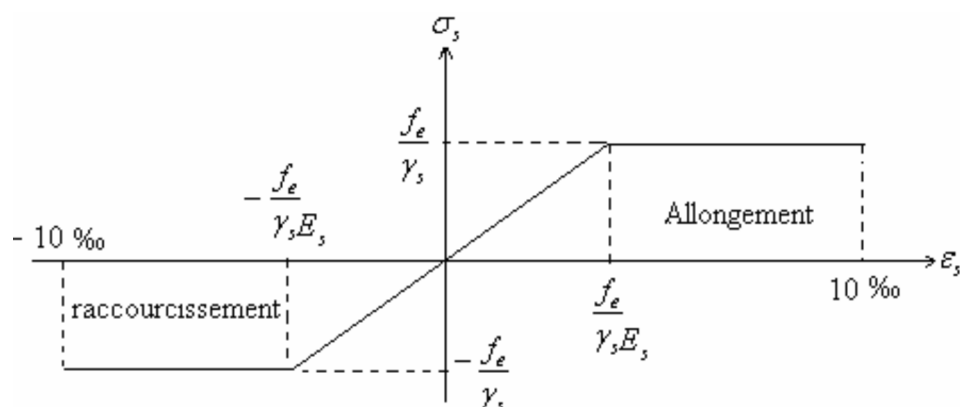


Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations de calcul acier

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

b) Contrainte limite des aciers

.Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

.Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

– Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à:

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})}\right] \text{ (MPa)} \quad \text{BAEL91 (A.4.5.32)}$$

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

– Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})}\right] \text{ (MPa)} \quad \text{BAEL 91 (A.4.5.32)}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta = 1$: Pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta = 1.6$: Pour les hautes adhérences $\phi \geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1.3$: Pour les hautes adhérences $\phi < 6\text{mm}$.

Introduction

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela on procède au pré dimensionnement des éléments les recommandations selon : RPA 99 /version 2003, BAEL 91/modifié 99 et CBA 93. des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.1. pré dimensionnement des éléments principaux

II.1.1 les poutres

1) poutres principales : Elles sont disposés perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est données selon (**BAEL91**) par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10.$$

L : portée maximale entre nus d'appuis de la poutre.

$$L = 500-40=460\text{cm.} \Rightarrow 30.66\text{cm} \leq h \leq 46.00\text{cm.}$$

On prend: $h = 45\text{cm}$ et $b = 35\text{cm}$.

2) les poutres secondaires : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteur est donnée selon (**BAEL91**) par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

L : portée libre maximale entre nus d'appuis de la poutre.

$$L = 420\text{cm} \Rightarrow 28\text{cm} \leq h_t \leq 42\text{cm.}$$

On prend: $h = 40\text{cm}$ et $b = 35\text{cm}$

❖ Vérifications selon RPA 99 [Art 17.5.1]:

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b \leq 4.00. \end{array} \right.$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (35,45) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $b \times h = (35,40) \text{ cm}^2$.

II.1.2 : Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait a la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant le critère de résistance et le critère de stabilité de forme toute en respectant les exigences du RPA 99 version 2003.

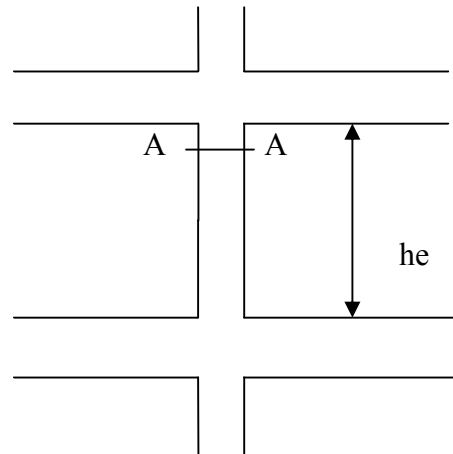


Figure II.1 : Hauteur libre d'étage

$$\text{Les exigences de RPA} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{min (b, h)} \geq h_e/20 \text{ cm. (Pour le poteau rectangulaire)} \\ 0.25 < b/h < 4. \\ \left\{ \begin{array}{l} D \geq 30 \text{ cm. (Pour le poteau circulaire)} \\ D \geq h_e/15 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

a) poteau rectangulaire

- R.D.C, Le sous-sol $(h, b) = (55, 50) \text{ cm}^2$
- 1^{er}, 2^{ème}, étage : $(h, b) = (50, 45) \text{ cm}^2$.
- 3^{ème}, 4^{ème}, étage: $(h, b) = (45, 40) \text{ cm}^2$.
- 5^{ème}, 6^{ème} étage: $(h, b) = (40, 35) \text{ cm}^2$.

b) poteau circulaire

Ce type existe seulement dans le S/sol et le RDC, alors leurs dimensions sont supposées comme suit :

S/sol et RDC : $D=50 \text{ cm}$

II.1.3 : les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$a \geq \max[h_e/22, 15\text{cm}] . \quad \text{RPA 99/ version 2003(art7.7.1)}$$

a : épaisseur.

Avec : h_e : la hauteur libre d'étage.

On a : $h_e = 3.20 - 0.40 = 2.80\text{m}$ pour étage courant (du 2^{ème} jusqu'au 6^{ème}) et sous-sol.

$h_e = 4.48 - 0.40 = 4.08\text{m}$ pour R.D.C et 1^{ème} étage.

$$a \geq \frac{408}{22} = 18.54\text{cm} \quad (\text{RDC et 1}^{\text{ème}} \text{ étage.})$$

$$a \geq \frac{280}{22} = 12.72\text{cm} \quad (\text{Étages courants du 2}^{\text{ème}} \text{ jusqu'au 6}^{\text{ème}} \text{ et sous-sol.})$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de 20cm

II.2 : pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1 : Les planchers à corps creux

On dimensionne le plancher à corps creux suivant la condition suivante :

$$h \geq L_{\max} / 22.5 \quad \text{CBA 93 (Art B.6.8.4.2)}$$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.

h : hauteur du plancher.

$$L = 380\text{cm} \Rightarrow h_f \geq 380 / 22.5 = 16.88\text{cm}.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec :

- ✓ 16 cm : hauteur du corps creux.
- ✓ 4 cm : hauteur de la dalle de compression.

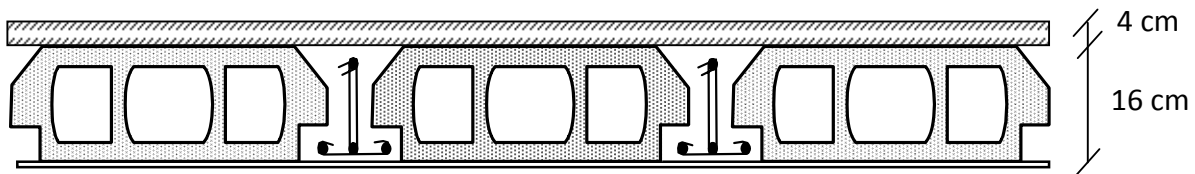


Figure II.2 : Plancher à corps creux

pré dimensionnement des poutrelles

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

b = à calculer

b_1 = à calculer

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$ht = 20 \text{ cm}$$

$lx = 55\text{cm}$ (la distance entre nus de deux poutrelles)

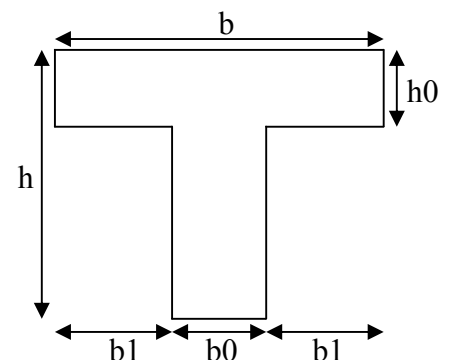


Figure III.3 Schéma de la Poutrelle

$l_y = 365$ cm (la distance minimal entre nus d'appui de deux poutres principales).

Calcul b_l et b :

$$b_l \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b_l \leq \min(27.5, 36.5) \text{ cm}$$

Soit $b_l = 27.5$ cm

$b = 2 \times b_l + b_0 = 65$ cm ; on adopte **$b = 65$ cm.**

II.2.2 Les dalles pleines

Dans notre étude on a 2 types de dalles pleines:

- dalles pleines qui reposent sur 4 appuis.
- Dalles pleines qui reposent sur 3 appuis.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. résistance au feu

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe feu

On admet que : **$e = 12$ cm.**

b. isolation phonique

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **$e = 14$ cm**

c. Résistance a la flexion :

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

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ Dalles pleines reposent sur 4 appuis (toiture)

les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à : $L_x = 3,59 \text{ m} = 359 \text{ cm}$.

On aura donc : $\frac{359}{50} \leq e \leq \frac{359}{40}$

Soit : $7.18 \text{ cm} \leq e \leq 8.97 \text{ cm}$ donc : On prend $e = 8 \text{ cm}$

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles $e = 14 \text{ cm}$ sous réserve de vérifier la condition de flèche.

Condition de flèche :

Nous devons vérifier les conditions du CBA93 (B.6.5.3) :

$$f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500}; \text{ si la porté } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m.}$$

$$f_{\max} < 0.5\text{cm} + \frac{L_{\max}}{1000}; \text{ si la porté } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m.}$$

f_{\max} : La flèche maximale à calculer pour une poutre encastree a ses extrémités

Dans notre cas : $L_{\max} = 380 \text{ cm}$, avec :

Nous avons : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{359}{380} = 0.94$ donc la flèche au centre se calcul de la façon

suivante:

on calcule la flèche comme dans une poutre de porté l_x de largeur $b = 1\text{m}$ et soumise aux moments de flexion de service déterminé dans le sens de x puis on multiplie le résultat obtenu par $(1 - 0,1\alpha)$.

$e = 14 \text{ cm}$

Poids propre : $G = 2500 \times e \times 1 = 350 \text{ kg/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 150 \text{ kg/ml}$

$q = G + Q = 500 \text{ kg/ml}$

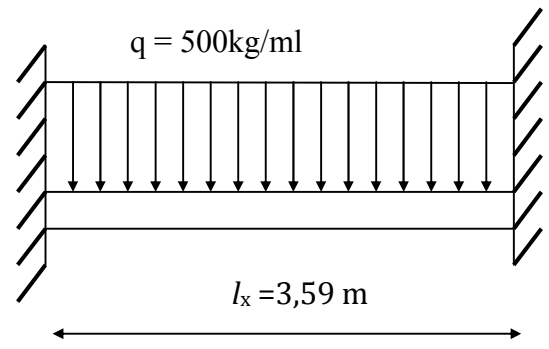
Le calcul RDM nous donne :

$$f_{\max} = \frac{5ql_x^4}{384EI}, \quad \bar{f} = \frac{l_{\max}}{500}$$

$(1 - 0,1\alpha) = 0,906.$

$$I = \frac{be^3}{12}$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{300000^4 (1 - 0,1\alpha)}{384 b \gamma E d_x}} \Rightarrow e \geq 7,83 \text{ cm}$$



$$E = 11000 \sqrt[3]{f_c} \sqrt[3]{28} = 32164 \text{ MPa}$$

On prend : $e = 8 \text{ cm}$.

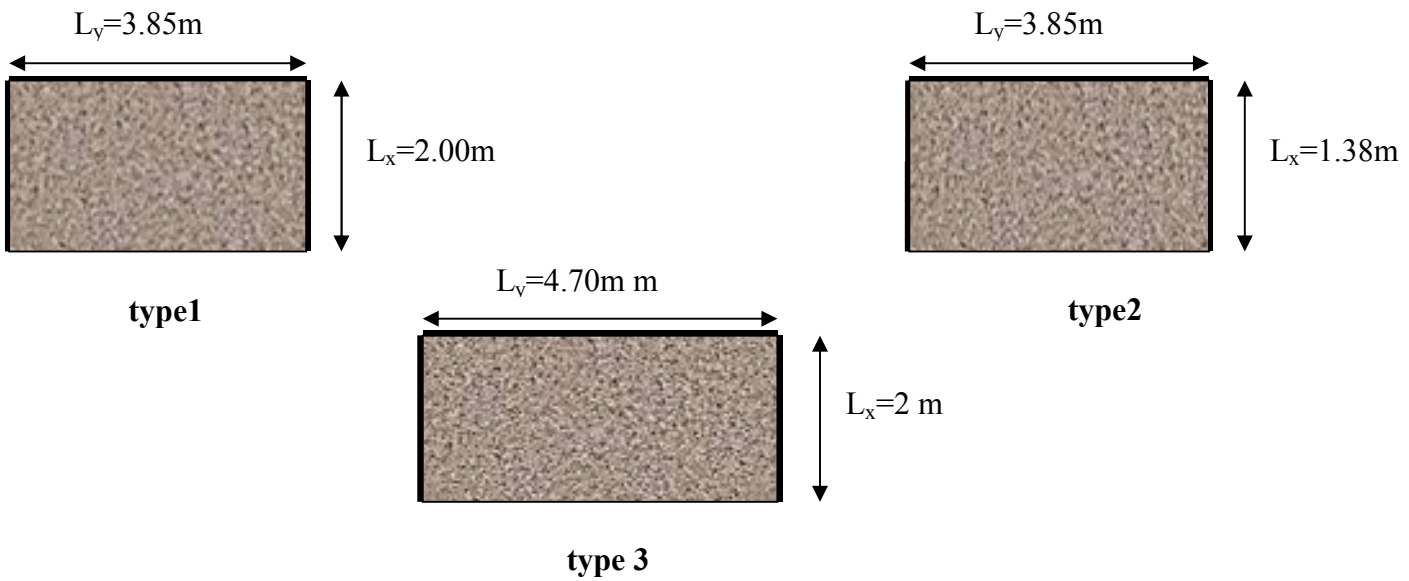
Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \text{Max} (12 \text{ cm}, 14 \text{ cm}, 8 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$$

Alors on adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

dalle pleines repose sur 3 appuis (balcons)

dans notre étude, on a trois types de dalles reposant sur trois appuis de dimensions différentes.



On voit que le bien les dimensions des dalles sont petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable ($e=12 \text{ cm}$).

On prend : $e = 14 \text{ cm}$.

Evaluation des charges et surcharges :

a) Plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	$\rho \text{ (KN/m}^3\text{)}$	$e \text{ (m)}$	Poids $\text{(KN/m}^2\text{)}$
Gravillon de protection	20	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	10%	2.20
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Plancher corps creux (16+4)	/	0.20	2.85
Enduit en mortiers	18	0.015	0.27

	$\Sigma = 6.60$
--	-----------------

Tableau II.1 Charge du plancher terrasse inaccessible

$$G = 6,60 \text{ KN/m}^2$$

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

b) Plancher étage courant

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	/	0.10	0.90
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Plancher corps creux (16+4)	/	0.20	2.85
Enduit en plâtre	10	0.015	0.2
			$\Sigma = 5.06$

Tableau II.2 : Charge du plancher étage courant

$$G = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Remarque : La charge d'exploitation $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$ sauf pour le RDC et le sous-sol $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.

c) Dalles pleines

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
			$\Sigma = 5.15$

Tableau II.3 : Evaluation des charges des dalles pleines.

$$G=5.15 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

d) Les murs extérieurs : double parois en brique creuse

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse	/	0.15	1.30
Lame d'air	00	0.05	00
Brique creuse	/	0.10	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
			$\Sigma = 2.76$

Tableau II.4 : Evaluation des charges pour les murs extérieurs.

$$G=2.76 \text{ KN/m}^2$$

e) Plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
carrelage	20	2.00	0.40
Mortier de pose	20	2.00	0.40
Lit de sable	18	3.00	0.54
Forme de pente	14.66	15%	2.20
Plancher corps creux (16+4)	/	20.0	2,85
Enduit en plâtre	10	2.00	0.20
			$\Sigma = 6.59$

Tableau II.5 : charges plancher terrasse accessible.

$$G_{\text{Pacc}} = 6.59 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q_{\text{Pacc}} = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

II.2.3 Les escaliers

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière nécessite un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

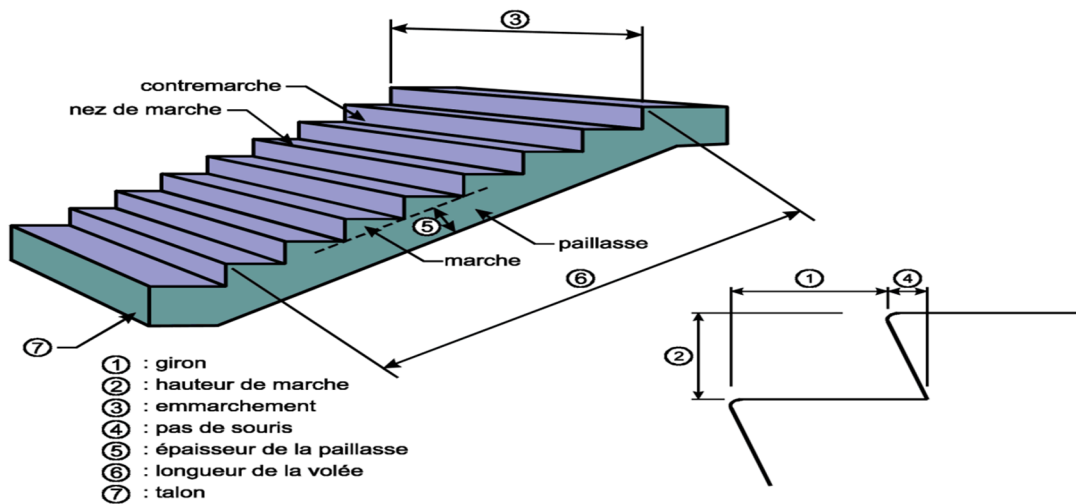


Figure. II.4 : les différents éléments constituant un escalier

Dans notre projet on distingue 3 types d'escaliers :

1) **Type 1** : escaliers droits à trois volées:

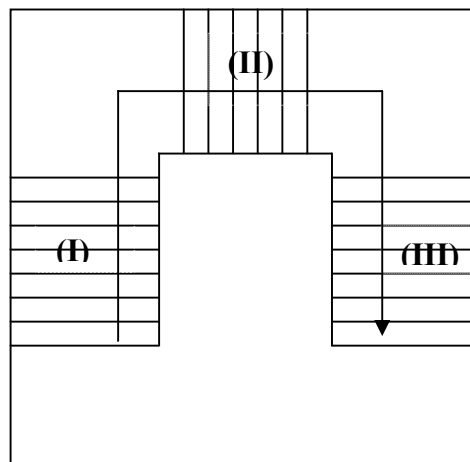


Figure II.5 escalier a trois volées (type1)

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:

$$60 \leq 2h + g \leq 65cm \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$$\begin{cases} h = h_0/n \\ g = l_0/(n - 1) \end{cases}$$

h_0 : est la hauteur de la volée.

n : est le nombre de contre marches sur la volée.

l_0 : est la longueur de la volée.

Pour ce type on a deux escaliers à usage différents avec différentes dimensions:

- Escaliers principales.
- Escaliers de services.

Pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 3 volées

• **Sous-sol :**

1) Escaliers principales

a) 1^{ère} et 3^{ème} volée

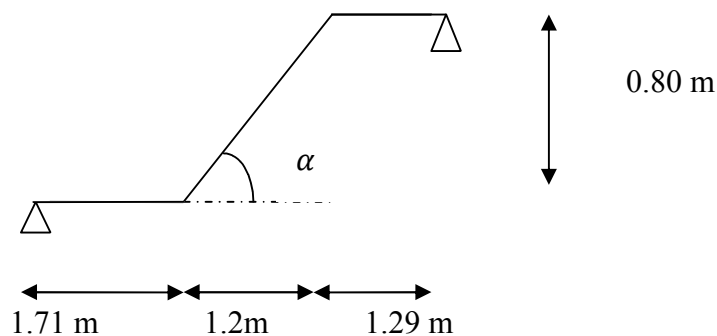


Figure II.6 Schéma statique de la 1^{ère} et la 3^{ème} volées d'escalier type1.

• **épaisseur de la pailasse**

La longueur développée est : $l = l_v + l_p$

Avec : l_v : longueur de la volée

l_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$l = 1.71 + \sqrt{(1.2)^2 + (0.8)^2} + 1.29 = 4.44 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{444}{30} \leq e \leq \frac{444}{20} \Rightarrow 14.80 \text{ cm} \leq e \leq 22.20 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.}$$

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

- **Calcul de h et g :** on a : $\begin{cases} l_0 = 1.20 \text{ m} \\ h_0 = 0.80 \text{ m} \end{cases}$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h_0}{l_0} = \frac{0.8}{1.2} = 0.66 \Rightarrow \alpha = 33.69^\circ$$

On pose $2h+g=65\text{cm}$ et on remplace h et g par leurs expressions en fonction de n , on aura :

$$65 n^2 - (65+2h_0+l_0) n+2h_0 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Résolvant (2) On trouve :

$$n = 5 \quad \text{c.-à-d. :} \quad \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ marches.} \\ 5 \text{ contres marches.} \end{array} \right.$$

b) 2^{ème} volée

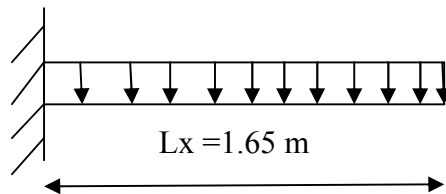


Figure II.7 schéma statique de la 2^{ème} volée d'escalier type1

Elle s'appuie sur 1 appui (une poutre brisée).

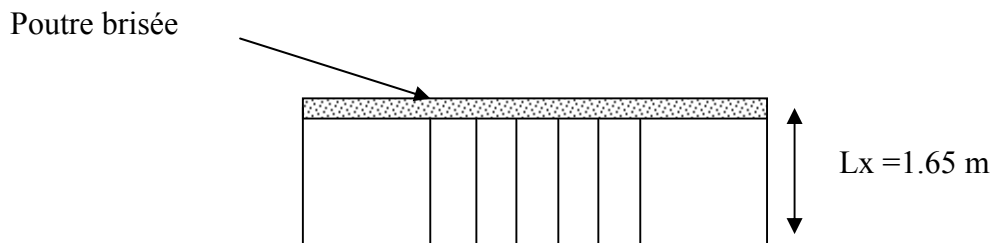


Figure II.8 vue en plan de la 2^{ème} volées d'escalier type1

- épaisseur de la paillasse

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{165}{20} = 8.25\text{cm} \Rightarrow e \geq 8.25\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \text{ Pour deux heures de coupe feu} \end{array} \right.$$

Soit $e=14\text{cm}$

• Calcul de h et g

$$\text{On a : } \begin{cases} L_0 = 2.70 \text{ m} \\ H_0 = 1.60 \text{ m} \end{cases}$$

En résolvant l'équation : $65 n^2 - (65+2H_0+L_0) n + 2H_0 = 0$.

$$\text{On trouve : } n = 10 \text{ c.-à-d. : } \begin{cases} 9 \text{ marches.} \\ 10 \text{ contre marches.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h_0}{l_0} = \frac{1.60}{2.70} = 0.59 \Rightarrow \alpha = 30.65^\circ$$

Les dimensions de ce type d'escaliers pour les autres étages sont illustrées dans les tableaux suivants :

	H _{étage} (m)	Volée	H _{volée} (m)	L _{volée} (m)	Inclinaison (α)	Nombre de contre marche	Nombre de marche	Epaisseur (cm)
Sous sol	3.20	I&III	0,80	1,20	33,69	5	4	14
		II	1,60	2,70	30,59	10	9	
RDC	4,48	I	1,44	2.52	29,74	9	8	
		II	1,60	2.24	35,54	9	8	
		III	1,44	1.45	44.80	5	4	
1 ^{er} étage	4,48	I&III	1,44	2.52	29,74	10	9	
		II	1,60	2.24	35,54	9	8	
2 ^{ème} -6 ^{ème}	3,20	I&III	0,80	1,40	29,75	6	5	
		II	1,60	2,24	35,54	9	8	

Tableau II. 6. dimensionnement des escaliers principaux.

	H _{étage} (m)	Volée	H _{volée} (m)	L _{volée} (m)	Inclinaison (α)	Nombre de contre marche	Nombre de marche	Epaisseur (cm)
Sous sol	3.20	I	0.80	1,12	35,53	5	4	14
		II	1,44	2,24	32,73	9	8	
		III	0,96	1.40	34.43	6	5	

Tableau II. 7. Dimensionnement des escaliers services.

- **Evaluation des charges et de surcharges de l'escalier à 3 volée (type 1)**

➤ **Palier :**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Dalle en BA	14	25	3,50
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G = 4,74
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

Tableau II.8 : évaluation des charges du palier

➤ **Volée :**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose horizontal	2	20	0,40
Mortier de pose vertical	2·(18/28)	20	0,26
Paillasse	14/(cos α)	25	5,10
Gardes corps	//	//	0,6
Marches	18·(1/2)	22	1,98
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			G = 9,18
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

Tableau II.9 : évaluation des charges de la volée

2) **Type 2:** Escalier à trois volées avec un cartier tournant :

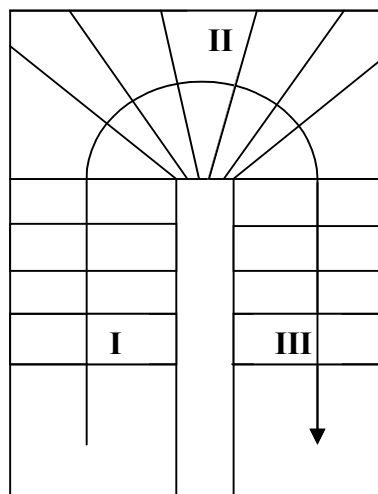


Figure II.9 : escalier à trois volées avec un cartier tournant

Les dimensions de ce type d'escaliers sont illustrées dans le tableau suivant :

	H _{étage} (m)	Volée	H _{volée} (m)	L _{volée} (m)	Inclinaison (α)	Nombre de contre marche	Nombre de marche	Epaisseur (cm)
1 ^{er} étage	4,48	I&III	1,44	1,75	39,45	8	7	14
		II	1,60	2,76	30,10	10	9	
2 ^{ème} -6 ^{ème}	3,20	I&III	0,80	1,12	35,54	5	4	
		II	1,60	2,76	30,10	9	8	

Tableau II. 10. Dimensionnement des escaliers de secours.

3) **Type 3:** Escalier à deux volées

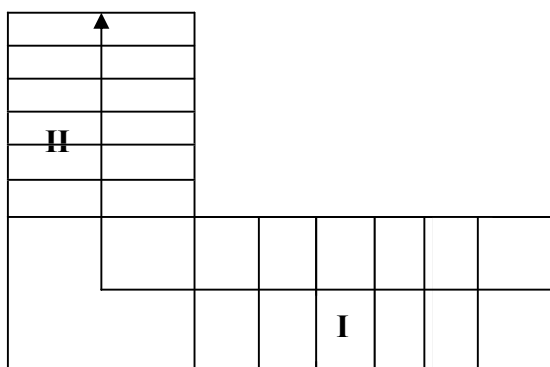


Figure II.10 : escalier à deux volées (type3)

	H _{étage} (m)	Volée	H _{volée} (m)	L _{volée} (m)	Inclinaison (α)	Nombre de contre marche	Nombre de marche	Epaisseur (cm)
RDC	4,48	I	2,08	3,36	31,75	13	12	14
	4.48	II	2,40	2,80	29,74	15	14	14

Tableau II. 11. Dimensionnement des escaliers de secours (type3)

II.2.4 L’acrotère

L’acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse
Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre
les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l’accrochage
du matériels des travaux d’entretien de bâtiment.

L’acrotère est considéré comme une console encastree dans le
plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale (force sismique):

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

• **Charge Permanente**

▪ **Poids propre**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

▪ **Enduit de ciment**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1.7125 + 0.4 = 2.1125 \text{ KN/ml}$$

▪ **La Surcharge d’exploitation**

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

• **La force sismique :**

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

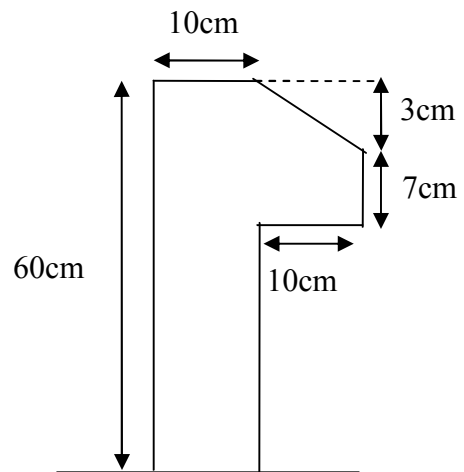


Figure II.11: Dimensions de l’acrotère

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

RPA99/ modifier2003 (Art 6.2.3)

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère. ($W_p = 2.13 \text{ KN/ml}$)

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.13 = 1.02 \text{ KN / ml}$$

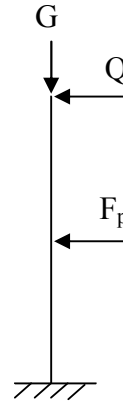


Figure III.12 Schéma statique de l'acrotère

II.3 La descente de charge

- **La loi de dégression des charges d'exploitation [DTR BC 2.2]**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous le quatrième étage: $Q_0 + 0,85 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

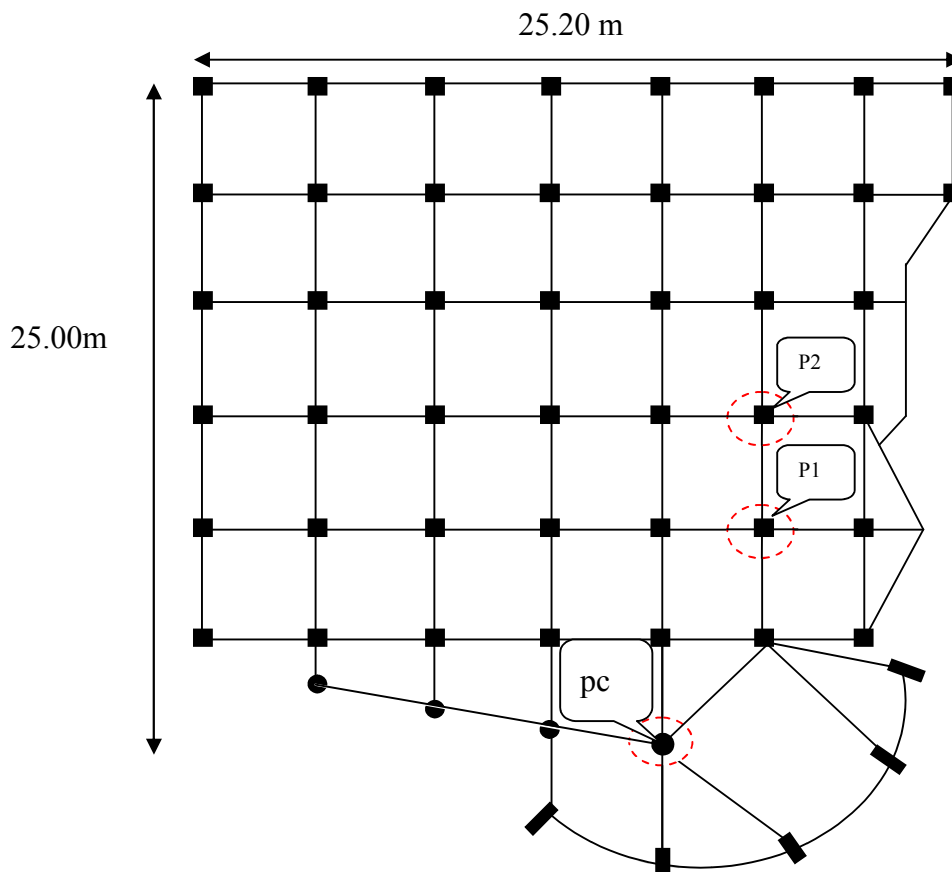


Figure II.13 Illustration de localisation des poteaux les plus sollicités.

La surface afférente:

les poteaux P1, P2 sont les poteaux rectangulaires les plus sollicités et le poteaux PC est le poteau circulaire le plus sollicité

1) poteau P1:

Plancher toiture

$$S_{\text{toi}} = 2.825 \times 2.60 = 7.35 \text{ m}^2$$

Plancher 6^{ème} étage

$$S_{\text{ec}} = 2.10 \times 2.325 = 4.88 \text{ m}^2 \text{ (étage courant)}$$

$$S_{\text{ti}} = 2.10 \times 2.325 = 4.88 \text{ m}^2 \text{ (Terrasse inaccessible)}$$

Plancher sous sol, RDC et 1^{er} étage jusqu'au 5^{ème}

$$S = [(2.10 + 2.10) \times 2.325] \times 2 = 19.53 \text{ m}^2$$

Les charges et les surcharges

Toiture (Dalle Pleine)

$$\begin{cases} G = 7.35 \times 5.15 = 37.83 \text{ KN} \\ Q = 7.35 \times 1 = 7.35 \text{ KN} \end{cases}$$

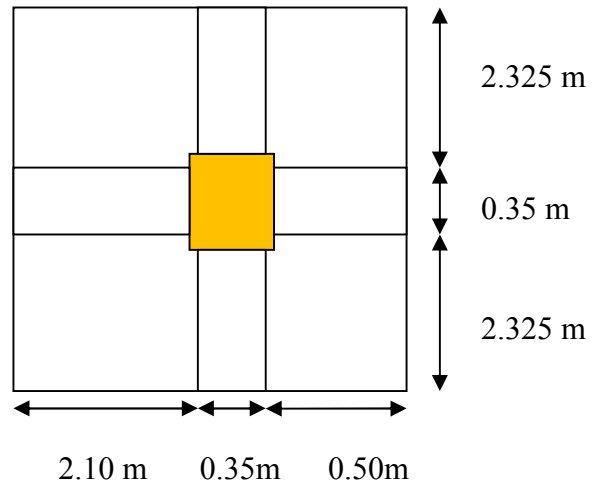


Figure. II.14 Surface afférente du poteau P1 (plancher toiture).

Plancher terrasse inaccessible

$$\begin{cases} G = 2.325 \times 2.1 \times 6.60 = 32.23 \text{ KN} \\ Q = 2.325 \times 2.1 \times 1 = 4.88 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher terrasse accessible :

$$\begin{cases} G = 2.325 \times 2.1 \times 2 \times 6.59 = 64.35 \text{ KN} \\ Q = 2.325 \times 2.1 \times 2 \times 1.5 = 14.65 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher 6^{ème} étage :

$$\begin{cases} G = 4.88 \times 5.15 + 4.88 \times 6.60 = 57.34 \text{ KN} \\ Q = 4.88 \times 1.5 + 4.88 \times 1 = 12.20 \text{ KN} \end{cases}$$

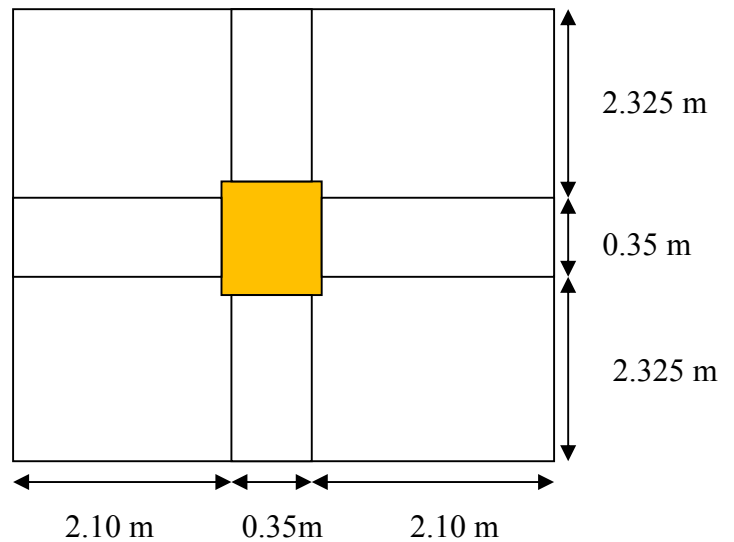


Figure. II.15 Surface afférente du poteau P1 (planchers s/sol, RDC, étages 1 à 6)

Plancher du 1^{er} étage jusqu'au 5^{ème} :

$$\begin{cases} G = 9.76 \times (5.15 + 5.06) = 99.70 \text{ KN} \\ Q = 9.76 \times (3.5 + 1.5) = 48.80 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher sous sol et RDC:

$$\begin{cases} G = 9.76 \times (5.15 + 5.06) = 99.70 \text{ KN} \\ Q = 9.76 \times (3.5 + 2.5) = 58.56 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{PP} = 0.35 \times 0.45 \times 4.65 \times 25 = 18.31 \text{ KN} \\ G_{PS} = 0.35 \times 0.40 \times 4.20 \times 25 = 14.70 \text{ KN} \end{cases}$$

$$G_P = G_{PP} + G_{PS} = 33.01 \text{ KN}$$

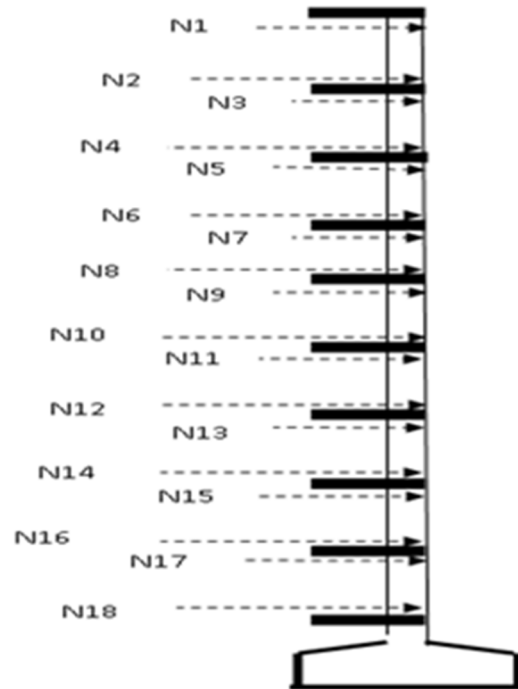


figure.II.16 Schéma statique de la descente de charge

Les résultats de la loi de dégression sont les suivants :

Toiture (N1) : $Q_7 = Q_i = 7.35 \text{ KN}$

Etage 6 (N3) : $Q_6 = Q_7 + Q_{e6} = 19.55 \text{ KN}$

Etage 5 (N5) : $Q_5 = Q_7 + 0.95 (Q_{e6} + Q_{e5}) = 65.30 \text{ KN}$

Etage 4 (N7) : $Q_4 = Q_7 + 0.90 (Q_{e6} + Q_{e5} + Q_{e4}) = 106.17 \text{ KN}$

Etage 3 (N9) : $Q_3 = Q_7 + 0.85 (Q_{e6} + Q_{e5} + Q_{e4} + Q_{e3}) = 166.80 \text{ KN}$

Etage 2 (N11) : $Q_2 = Q_7 + 0.80 (Q_{e6} + Q_{e5} + Q_{e4} + Q_{e3} + Q_{e2}) = 173.27 \text{ KN}$

Etage 1 (N13) : $Q_1 = Q_7 + 0.75 (Q_{e6} + Q_{e5} + Q_{e4} + Q_{e3} + Q_{e2} + Q_{e1}) = 199.50 \text{ KN}$

Etage RDC (N15) : $Q_{RDC} = Q_7 + 0.70 (Q_{e6} + Q_{e5} + Q_{e4} + Q_{e3} + Q_{e2} + Q_{e1} + Q_{RDC}) = 227.68 \text{ KN}$

Etage S/sol (N17) : $Q_{S/sol} = Q_{RDC} + Q_{S/sol} = 286.24 \text{ KN}$

Utilisant tout ce qu'on a comme données et ce qu'on a évalué, on ressorte avec le tableau suivant :

Niveau	désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Toiture (dalle pleine)	37.85	7.35
	Poutre (pp+ps)	31.01	
N2	G venant de N1	78.86	7.35
	Poteau (40x35)	9.10	
N3	G venant de N2	77.96	19.55
	Plancher 6 ^{ème} étage	57.34	
	Poutre (pp+ps)	33.01	
N4	G venant de N3	168.31	19.55
	Poteau (40*35)	9.10	
N5	G venant de N4	177.41	65.30
	Plancher courant	99.70	
	Poutre (pp+ps)	33.01	
N6	G venant de N5	310.12	65.30
	Poteau (40x35)	9.10	
N7	G venant de N6	319.22	106.17
	Plancher courant	99.70	
	Poutre (pp+ps)	33.01	
N8	G venant de N7	451.93	106.17
	Poteau (45x40)	14.40	
N9	G venant de N8	466.33	166.80
	Plancher courant	99.70	
	Poutre (pp+ps)	33.02	
	G venant de N9	599.04	166.80

N10	Poteau (45x40)	14.40	
N11	G venant de N10	613.44	173.27
	Plancher courant	99.70	
	Poutre (pp+ps)	33.01	
N12	G venant de N11	746.15	173.27
	Poteau (50x45)	25.20	
N13	G venant de N12	771.35	199.50
	Plancher courant	99.70	
	Poutre (pp+ps)	33.01	
N14	G venant de N13	904.06	199.50
	Poteau (50x45)	25.20	
N15	G venant de N14	929.26	227.68
	Plancher courant	99.70	
	Poutre (pp+ps)	33.02	
N16	G venant de N15	1061.97	227.68
	Poteau (55x50)	30.80	
N17	G venant de N16	1092.77	286.24
	Plancher courant	99.70	
	Poutre (pp+ps)	33.01	
N18	G venant de N17	1225.48	286.24
	Poteau (55x50)	22.00	
Totale		1247.48	286.24

Tableau II.12. Descente de charge du poteau P1.

2) Poteau voisin de la cage d'escalier (P2) :**La surface afférente****Plancher 1^{er} étage jusqu'au 5^{ème}**

$$S = [(2.10 + 1.925) \times 2.325] \times 2 = 18.72 \text{ m}^2$$

Plancher toiture

$$S_{\text{toi}} = (2.13 + 1.95) \times (2.36 \times 2) = 19.25 \text{ m}^2$$

Plancher 6^{ème} étage

$$S_{\text{ec}} = (1.925 \times 2.325) \times 2 + 2.1 \times 2.325 \times 2 = 18.72 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tinacc}} = 1.925 \times 4.65$$

Les charges et les surcharges**Toiture (Dalle Pleine) :**

$$\begin{cases} G = 7.35 \times 5.15 = 37.85 \text{ KN} \\ Q = 7.35 \times 1 = 7.35 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher terrasse inaccessible :

$$\begin{cases} G = 2.325 \times 2.1 \times 6.60 = 32.23 \text{ KN} \\ Q = 2.325 \times 2.1 \times 1 = 4.88 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher terrasse accessible :

$$\begin{cases} G = 2.325 \times 2.1 \times 2 \times 6.59 = 64.35 \text{ KN} \\ Q = 2.325 \times 2.1 \times 2 \times 1.5 = 14.65 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher 6^{ème} étage :

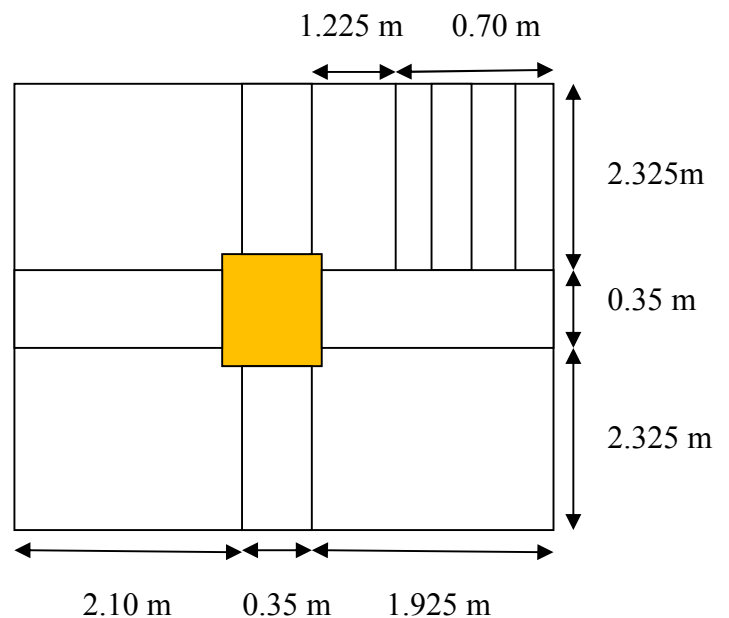
$$\begin{cases} G = 4.88 \times 5.06 + 4.88 \times 6.60 = 56.90 \text{ KN} \\ Q = 4.88 \times 1.5 + 4.88 \times 1 = 12.20 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher du 1^{er} étage jusqu'au 5^{ème} :

$$\begin{cases} G = (2.1 \times 2.325 \times 2) \times 5.15 + (1.925 \times 2.325) \times 5.06 + (2.325 \times 0.7) \times 9.18 + 2.325 \times 1.225 \times 4.74 = 100.8 \text{ KN} \\ Q = (2.1 \times 2.325 \times 2) \times 3.5 + (1.925 \times 2.325) \times 1.5 + [(2.325 \times 0.7) + (2.325 \times 1.225)] \times 2.5 = 52.08 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher sous sol et RDC :

$$\begin{cases} G = 18.72 \times 5.06 = 94.72 \text{ KN} \\ Q = 18.72 \times 2.5 = 46.80 \text{ KN} \end{cases}$$

**Figure. II.17** Surface afférente du poteau P2

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{PP} = 0.35 \times 0.45 \times 4.65 \times 25 = 18.31 \text{ KN} \\ G_{PS} = 0.35 \times 0.40 \times 4.20 \times 25 = 14.70 \text{ KN} \end{cases}$$

$$G_P = G_{PP} + G_{PS} = 33.01 \text{ KN}$$

Les résultats de la loi de dégression sont les suivants :

$$\text{Toiture (N1)} : Q_7 = Q_i = 7.35 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 6 (N3)} : Q_6 = Q_7 + Q_{e6} = 19.55 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 5 (N5)} : Q_5 = Q_7 + 0.95 (Q_{e6} + Q_{e5}) = 68.42 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 4 (N7)} : Q_4 = Q_7 + 0.90 (Q_{e6} + Q_{e5} + Q_{e4}) = 112.07 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 3 (N9)} : Q_3 = Q_7 + 0.85 (Q_{e6} + Q_{e5} + Q_{e4} + Q_{e3}) = 150.52 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 2 (N11)} : Q_2 = Q_7 + 0.80 (Q_{e6} + Q_{e5} + Q_{e4} + Q_{e3} + Q_{e2}) = 183.77 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 1 (N13)} : Q_1 = Q_7 + 0.75 (Q_{e6} + Q_{e5} + Q_{e4} + Q_{e3} + Q_{e2} + Q_{e1}) = 211.80 \text{ KN}$$

$$\text{Etage RDC (N15)} : Q_{RDC} = Q_7 + 0.70 (Q_{e6} + Q_{e5} + Q_{e4} + Q_{e3} + Q_{e2} + Q_{e1} + Q_{RDC}) = 230.93 \text{ KN}$$

$$\text{Etage S/sol (N17)} : Q_{S/sol} = Q_{RDC} + Q_{S/sol} = 277.73 \text{ KN}$$

Utilisant tout ce qu'on a comme données et ce qu'on a évalué, on ressorte avec le tableau suivant :

Niveau	désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Toiture (dalle pleine)	37.85	7.35
	Poutre (pp+ps)	31.01	
N2	G venant de N1	70.86	7.35
	Poteau (40×35)	9.10	
N3	G venant de N2	79.96	19.55
	Plancher 6 ^{ème} étage	109.37	
	Poutre (pp+ps)	33.01	
N4	G venant de N3	215.43	19.55
	Poteau (40x35)	9.10	
N5	G venant de N4	222.34	68.42
	Plancher courant	100.80	
	Poutre (pp+ps)	33.01	

N6	G venant de N5	356.15	68.42
	Poteau (40×35)	9.10	
N7	G venant de N6	365.25	112.07
	Plancher courant	100.80	
	Poutre (pp+ps)	33.01	
N8	G venant de N7	499.06	112.07
	Poteau (45×40)	14.40	
N9	G venant de N8	513.46	150.52
	Plancher courant	100.80	
	Poutre (pp+ps)	33.01	
N10	G venant de N9	647.27	150.52
	Poteau (45×40)	14.40	
N11	G venant de N10	661.67	183.77
	Plancher courant	100.80	
	Poutre (pp+ps)	33.01	
N12	G venant de N11	795.49	183.77
	Poteau (50×45)	18.00	
N13	G venant de N12	813.49	211.80
	Plancher courant	95.60	
	Poutre (pp+ps)	33.01	
N14	G venant de N13	942.10	211.80
	Poteau (50×45)	25.20	
N15	G venant de N14	967.30	230.93
	Plancher courant	95.60	
	Poutre (pp+ps)	33.01	

N16	G venant de N15	1095.91	230.93
	Poteau (55×50)	30.80	
N17	G venant de N16	1126.71	277.73
	Plancher courant	95.60	
	Poutre (pp+ps)	33.01	
N18	G venant de N17	1255.32	277.73
	Poteau (55×50)	22.00	
Totale		1277.32	277.73

Tableau II.13. Descente de charge du poteau voisin d'escalier (P2).

II.4 : Vérification du critère de résistance :

Sous sol et RDC

$$\frac{N}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } N = 1.35G + 1.5 Q$$

$$N = 1.35 \times 1277.32 + 1.5 \times 277.73 = 2140.98 \text{ KN}$$

D'après les deux descentes et combinaisons de charge, on déduit que le poteau le plus sollicité est celui voisin de l'escalier (P2)

Selon le **CBA93 article (B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5 Q) = 2355.07 \text{ KN}$

a) Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2355.07}{15 \times 10^3} = 0.157 \Rightarrow B \geq 0.157 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.55 \times 0.50 = 0.275 \text{ m}^2 > 0.157 \text{ m}^2 \longrightarrow$ c'est vérifiée.

b) Critère de la stabilité de forme :

Vérification au flambement :

D'après le CBA93 on doit vérifier que : $N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$

Avec :

B_r : section réduite du béton

A_s : section des armatures calculées

$\gamma_b = 1.5$: 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 .

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = \frac{l_f}{b}$ avec : l_f : longueur de flambement

$$l_f = 0.7 l_0$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec : a : largeur de la section nette

b : hauteur de la section nette.

D'après le **BAEL 91** : $A_s = 1\% B_r$

Donc :

$$N_u \leq \alpha \times B_r \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)$$

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

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

$$N_u = 1.1 \times (1.35 G + 1.5 Q)$$

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calcul}}$

$$B_{r\text{-calcul}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calcul}}$

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.254 \text{ m}^2$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} = 3.46 \times \frac{2.24}{0.55} = 14.09 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.09}{35} \right)^2} = 0.823$$

$$B_{r\text{-calcul}} = \frac{2355.07}{0.823 \times \left(\frac{25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{400 \times 10^3}{100 \times 1.15} \right)} = 0.130 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.254 \text{ m}^2 > B_{r\text{-calcul}} = 0.130 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement.

Les autres poteaux

Vérification à la compression simple

poteau	s/sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6
N_u (KN)	2355.07	1557.50	1285.80	595.58
B_{cal} (m ²)	0.157	0.103	0.085	0.039
B_{adop} (m ²)	0.254	0.225	0.180	0.140

Tableau II.14. Résultats des vérifications à la compression simple

Vérification au flambement

Poteau	s/sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6
N_u (KN)	2355.07	1557.50	1285.80	595.58
B_{adop} (m ²)	0.275	0.225	0.180	0.140
l_0	3.20	4.48	3.20	3.20
l_f	2.24	3.14	2.24	2.24
$I \cdot 10^{-2}$ (m ⁴)	0.69	0.47	0.30	0.19
i (m)	0.158	0.144	0.129	0.116
λ	14.17	21.80	17.36	27.58
α	0.82	0.79	0.81	0.76

$B_{r-cal} (m^2)$	0.130	0.090	0.072	0.036
$B_{r-adop} (m^2)$	0.254	0.206	0.163	0.125
observation	vérifie	vérifie	vérifie	vérifie

Tableau II.15. Résultats des vérifications au flambement

3) Poteau circulaire (PC)

La surface afférente

Plancher terrasse accessible

$$S = \frac{[2 \times (2.10 \times 2.9) + (2.1 \times 2) - 0.35 \times (2.4 + 3.58 + 2.0)]}{2} = 6,80 \text{ m}^2$$

Les charges et les surcharges

$$\begin{cases} G = 6,80 \times 6.60 = 44,88 \text{ KN} \\ Q = 6,80 \times 1,5 = 10,20 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher étage 1 à 4:

$$\begin{cases} G = 6,80 \times 5.06 = 34,41 \text{ KN} \\ Q = 6,80 \times 1,5 = 10,20 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher RDC et S/Sol

$$\begin{cases} G = 13,60 \times 5.06 = 68,82 \text{ KN} \\ Q = 13,60 \times 2,5 = 34 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poutres

$$G_{pp} = 0,35 \times 0,45 \times (2,4 + 3,58 + 2,4 + 2) \times 25 = 40.87 \text{ KN}$$

Poids du poteau

$$P_{pot} = \pi \times \frac{0.50^2}{4} \times 4.48 \times 25 = 21.98 \text{ KN}$$

La loi de dégression

Les résultats de la loi de dégression sont les suivants :

$$\text{Etage 4 (N2)} : Q_4 = Q_i = 10.20 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 3 (N4)} : Q_3 = Q_4 + Q_{e3} = 20.40 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 2 (N6)} : Q_2 = Q_4 + 0.95 (Q_{e3} + Q_{e2}) = 29.58 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 1 (N8)} : Q_1 = Q_4 + 0.90 (Q_{e3} + Q_{e2} + Q_{e1}) = 37.74 \text{ KN}$$

$$\text{Etage RDC (N10)} : Q_{RDC} = Q_4 + 0.85 (Q_{e3} + Q_{e2} + Q_{e1} + Q_{eRDC}) = 65.11 \text{ KN}$$

$$\text{Etage S/Sol (N12)} : Q_{S/Sol} = Q_4 + 0.80 (Q_{e3} + Q_{e2} + Q_{e1} + Q_{eRDC} + Q_{S/Sol}) = 89.08 \text{ KN}$$

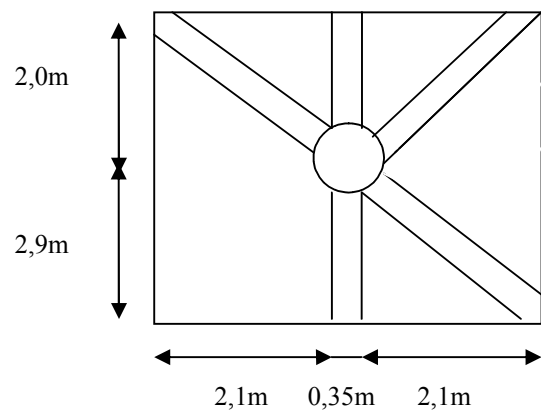


Figure II.18 Surface afférente du poteau

Niveau	désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Poteau (40x35cm)	9.10	/
N2	G venant de N1	9.10	10,20
	Plancher terrasse	44,88	
	Poutre (PP+PS)	40,87	
N3	G venant de N2	94.85	10,20
	Poteau (45x40)	14.40	
N4	G venant de N3	109.25	20,40
	Plancher courant	34, 41	
	Poutre (PP+PS)	40.87	
N5	G venant de N4	184.53	20,40
	Poteau (45x40)	14.40	
N6	G venant de N5	198.93	29,58
	Plancher courant	34, 41	
	Poutre (PP+PS)	40.87	
N7	G venant de N6	274.21	29,58
	Poteau (50x45)	18.00	
N8	G venant de N7	292.21	37,74
	Plancher courant	34, 41	
	Poutre (PP+PS)	40.87	
N9	G venant de N8	367.49	37,74
	Poteau (50x45)	18.00	
N10	G venant de N9	385.49	65,11
	Plancher courant	68,82	
	Poutre (PP+PS)	66.38	
N11	G venant de N10	558.31	65,11
	Poteau (D=50cm)	21.98	
	G venant de N11	580.30	89,08

N12	Plancher courant Poutre (PP+PS)	68,82 66,38	
N13	G venant de N12 Poteau (D=50cm)	715.47 21.98	89,08
Σ	/	737.45	89,08

Tableau II.16 Descente de charge du poteau circulaire

a) Vérification du critère de résistance

$$\frac{N}{B} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } N = 1.35G + 1.5 Q$$

$$N = 1.35 \times 737.45 + 1.5 \times 89.08 = 1130.22 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 article (B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5 Q) = 1243.25 \text{ KN}$

b) Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1243.25}{15 \times 10^3} = 0.082 \Rightarrow B \geq 0.082 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = \pi \times \frac{0.50^2}{4} = 0.196 \text{ m}^2 > 0.082 \text{ m}^2 \longrightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

b) Critère de la stabilité de forme :**Vérification au flambement :**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

D'après le **BAEL 91** : $A_s = 1\% B_r$.

$$N_u \leq \alpha \times B_r \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)$$

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calcul}}$

$$B_{r\text{-calcul}} \geq \frac{Nu'}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calcul}}$

$$B_r = \pi \times \frac{(0.50 - 0.02)^2}{4} = 0.180 \text{m}^2$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.20 = 2.24 \text{m}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{D} = 3.46 \times \frac{2.24}{0.5} = 15.50 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{15.50}{35} \right)^2} = 0.818$$

$$B_{r\text{-calcul}} = \frac{1243.25 \times 10^{-3}}{0.818 \times \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.069 \text{m}^2$$

$$B_r = 0.180 \text{m}^2 > B_{r\text{-calcul}} = 0.069 \text{m}^2$$

Donc pas de risque de flambement.

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

	L_0 (m)	L_f (m)	λ	α	Nu(KN)	B_r (m ²)	$B_{r\text{calculé}}$ (m ²)	observation
Pot S/Sol	3.20	2,24	17,22	0,81	1243.25	0,180	0,069	vérifié
Pot RDC	4.48	3.13	21.66	0,78	916.62	0,180	0,053	vérifié

Tableau II.17 Vérification au flambement

Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : $45 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $40 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux du RDC et sous sol : $55 \times 50 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux d'étage 1 et 2 : $50 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 3 et 4 : $45 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 5 et 6 : $40 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux de circulaires sous-sol et RDC : $D = 50 \text{cm}$.

Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéressera à l'étude de tous les éléments secondaires, tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère et enfin l'ascenseur.

III.1 Etude des planchers

Les planchers sont des aires généralement planes, destinés à limiter les étages. Leurs fonctions principales peuvent être résumées en :

- Une fonction de résistance mécanique: ils doivent supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée conjointement avec un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ Plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine

Notre structure comporte des dalles à corps creux et des dalles pleines (balcons et toiture).

III.1.1 Plancher à corps creux

III.1.1.1) Calcul des poutrelles

a) Disposition

La disposition des poutrelles est faite suivant deux critères. Notre disposition a été choisie de telle sorte à satisfaire au maximum des deux critères :

1. Critère de la plus petite portée.
2. Critère de la continuité.

Concernant notre bâtiment, la disposition des poutrelles se fera selon le premier critère.

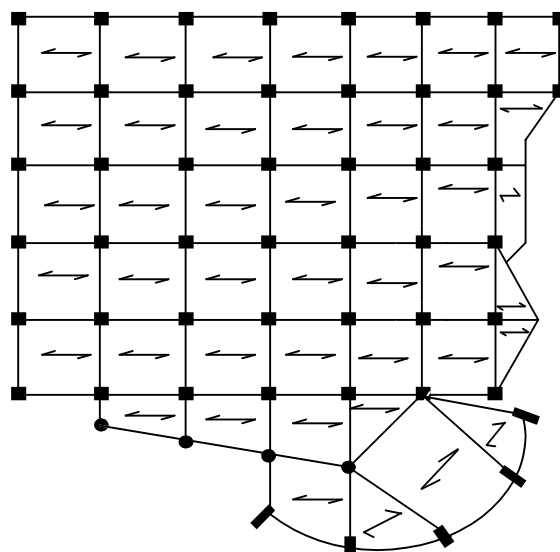


Figure II.1. Disposition des poutrelles

Les différents types de poutrelles

Dans notre étude on a 4 types de poutrelles

Type	Schéma statique
type 1	
type 2	
type 3	
type 4	

Tableau III.1 : les différents types des poutrelles

III.1.1.2 Les charges et les surcharges

Plancher terrasse inaccessible: $G = 6.60 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

Plancher d'étage courant : $G = 5.06 \text{ KN/m}^2$ et $\begin{cases} Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \text{ étage 1 à 6 (individuel)} \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 \text{ RDC et S /sol (collectif)} \end{cases}$

III.1.1.3 Méthode de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments et efforts tranchants sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT

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

❖ domaine d'application (BAEL91art B.6.210)

Applicable pour :

- des charges telle que $Q \leq \min (2 \times G, 5 \text{ KN/m}^2), \dots \dots (1)$
- une inertie constante sur les différentes travées, \dots \dots (2)

- des portées ayant un rapport compris entre **0.8** et **1.25**,.... (3)

- une fissuration non préjudiciable,..... (4)

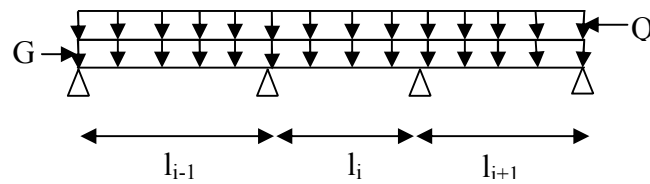


Figure.III.2 Schéma statique d'une Poutre

❖ Principe de la méthode

➤ Définition des grandeurs

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la “ travée de comparaison ” C'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

M_g et **M_d** : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

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

➤ Evaluation des moments

Les valeurs de **M_t** , **M_g** et **M_d** doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1) \quad M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) * M_0 ; 1.05 * M_0 \}$$

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

3) La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire :

- **$0.60 * M_0$** dans le cas d'une poutre à deux travées ;
- **$0.50 * M_0$** dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- **$0.40 * M_0$** dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Ainsi que d'après **RPA99/modifier2003** le moment des appuis de rive sont égale **15%** de moment isostatique encadrant de l'appui considéré. (**$0.15 M_0$**).

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

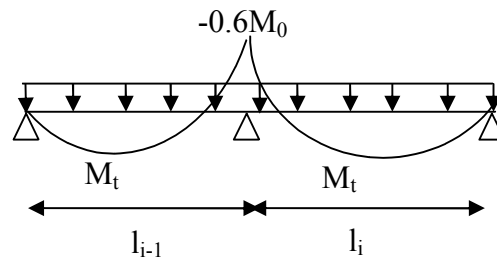


Figure.III.3 Moments sur une poutre à deux travées

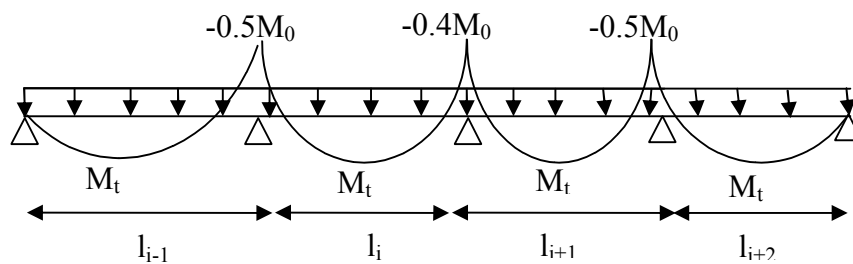


Figure.III.4 Moments sur une poutre à plus de deux travées

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

- Par la méthode de la RDM, on tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i} ;$$

- M_i et M_{i+1} sont des moments sur les appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatif).
- Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

$$V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

- De **15%** si la poutre a deux travées

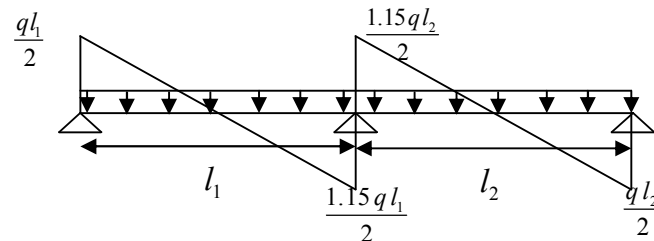


Figure.III.5 Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

- De **10%** Si une poutre à plus deux travées.

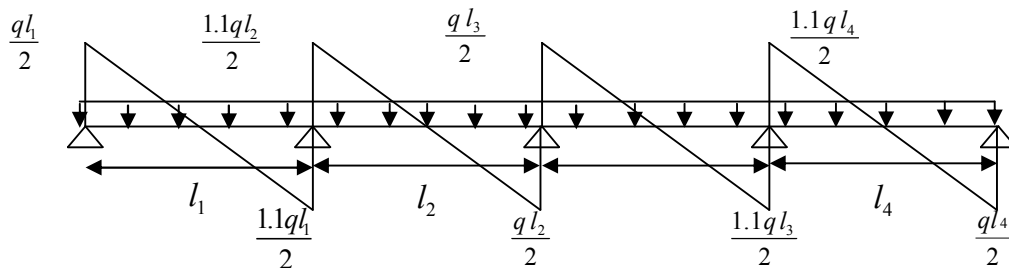


Figure.III.6 Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

➤ Evaluation des moments :

- **Moment sur appuis (M_i) :**

$$M_i = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

▪ **Moment en travée (M_t) :**

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q \times l}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

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

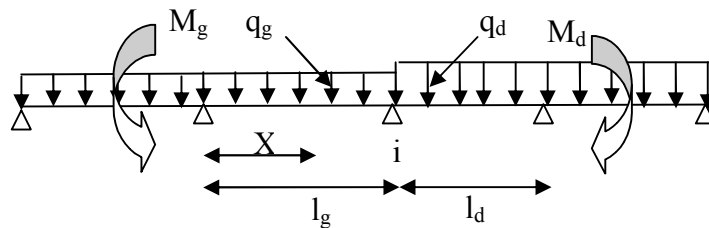


Fig.III.7 Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

▪ **b) Effort tranchant :**

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

Avec :

M_d : Moment en appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

III.1.1.5 Les charges revenant aux poutrelles

❖ Plancher terrasse accessible

$$q_u = (1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q) \cdot b = (1.35 \cdot 6.59 + 1.5 \cdot 1.5) \cdot 0.65 = 7.25 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \cdot b = (6.59 + 1) \cdot 0.65 = 4.94 \text{ KN/m}$$

❖ Plancher terrasse inaccessible

$$q_u = (1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q) \cdot b = (1.35 \cdot 6.60 + 1.5 \cdot 1) \cdot 0.65 = \mathbf{6.77 \text{ KN/m}}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \cdot b = (6.60 + 1) \cdot 0.65 = \mathbf{4.94 \text{ KN/m}}$$

❖ Plancher d'étage (1^{er} au 6^{ème}) :

$$q_u = (1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q) \cdot b = (1.35 \cdot 5.06 + 1.5 \cdot 1.5) \cdot 0.65 = \mathbf{5.90 \text{ KN/m}}$$

$$q_s = (G + Q) \cdot b = (5.06 + 1.5) \cdot 0.65 = \mathbf{4.26 \text{ KN/m}}$$

❖ Plancher (RDC et S/sol) :

$$q_u = (1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q) \cdot b = (1.35 \cdot 5.06 + 1.5 \cdot 2.5) \cdot 0.65 = \mathbf{6.88 \text{ KN/m}}$$

$$q_s = (G + Q) \cdot b = (5.06 + 2.50) \cdot 0.65 = \mathbf{4.92 \text{ KN/m}}$$

III.1.1.6 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

$$G_{Tin} = 6.60 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{Tin} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{Tac} = 6.59 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{Tac} = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{EC} = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{EC} = 1.50 \text{ KN/m}^2 \text{ (du 1}^{\text{er}} \text{ au 6}^{\text{ème}})$$

$$G_{EC} = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{EC} = 2.50 \text{ KN/m}^2 \text{ (RDC \& S/Sol)}$$

$$Q_{Tin} \leq \min(2 \cdot G_{Tin}, 5 \text{ KN/m}^2) = \min(2 \cdot 6.60, 5) = 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$Q_{Tac} \leq \min(2 \cdot G_{Tac}, 5 \text{ KN/m}^2) = \min(2 \cdot 6.59, 5) = 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$Q_{EC} \leq \min(2 \cdot G_{EC}, 5 \text{ KN/m}^2) = \min(2 \cdot 5.06, 5) = 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$Q_{EC} \leq \min(2 \cdot G_{EC}, 5 \text{ KN/m}^2) = \min(2 \cdot 5.06, 5) = 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc la 1^{ere} condition est vérifiée.

On a des poutrelles identiques donc l'inertie est constante,

Donc la 2^{eme} condition est vérifiée.

Le rapport entre les travées successives :

$$\frac{4.2}{4.2} = 1.00$$

$$\frac{4.2}{4.05} = 1.04$$

$$\frac{2.8}{2.8} = 1.00$$

On remarque que le rapport compris entre 0.8 et 1.25

Donc la 3^{ème} condition est vérifiée.

Les poutrelles sont à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible

D'où la 4^{ème} condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées. Donc la méthode forfaitaire est applicable pour tous les types des poutrelles.

III.1.1.7 Etude de la poutrelle type 1

a) Calcul des sollicitations

Calcul des sollicitations : cas de calcul de la poutrelle type 1, plancher RDC

$$q_u = (1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q) \cdot b = (1.35 \cdot 5.06 + 1.5 \cdot 2.5) \cdot 0.65 = \mathbf{6.88 \text{ KN/m}}$$

$$q_s = (G + Q) \cdot b = (5.06 + 1.5) \cdot 0.65 = \mathbf{4.92 \text{ KN/m}}$$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées,

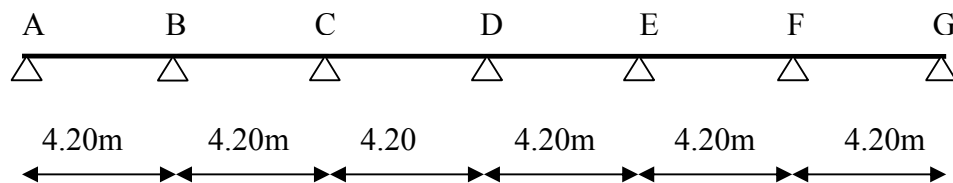


Fig.III.8 Schéma statique de la poutrelle type 1

b) Calcul à l'ELU

❖ Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = 6.88 \times (4.20)^2 / 8 \Rightarrow M_{01} = 15.16 \text{ KNm}$$

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06} = 15.16 \text{ KNm (Travées identiques)}$$

❖ Calcul des moments au appuis

$$M_A = M_G = 0 \text{ KNm}$$

$$M_B = -0.5 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) \Rightarrow M_B = -0.5 M_{01} = -0.5 \times 15.16 = -7.58 \text{ KNm}$$

$$M_F = M_B = -7.58 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.4 \text{ Max } (M_{02}, M_{03}) \Rightarrow M_C = -0.4 M_{02} = -0.4 \times 15.16 = -6.06 \text{ KNm}$$

$$M_D = M_E = M_C = -6.06 \text{ KNm}$$

❖ Calcul des moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.33$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.10$$

$$1.2 + 0.3\alpha = 1.30$$

➤ **Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : M_t \geq [(1.10 \times 15.16) - (0 + 7.58)/2] \Rightarrow M_t \geq 12.90 \text{ KNm} \\ (2) : M_t \geq [(1.30 \times 15.16)/2] \Rightarrow M_t \geq 9.85 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$M_t = 12.90 \text{ KNm}$$

➤ **Travée BC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : M_t \geq [(1.10 \times 15.16) - (7.58 + 6.06)/2] \Rightarrow M_t \geq 9.85 \text{ KNm} \\ (2) : M_t \geq [(1.10 \times 15.16)/2] \Rightarrow M_t \geq 8.34 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$M_t = 9.85 \text{ KNm}$$

➤ **Travée CD :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : M_t \geq [(1.10 \times 15.16) - (6.06 + 6.06)/2] \Rightarrow M_t \geq 10.61 \text{ KNm} \\ (2) : M_t \geq [(1.10 \times 15.16)/2] \Rightarrow M_t \geq 8.34 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$M_t = 10.60 \text{ KNm}$$

➤ **Travée DE :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : M_t \geq [(1.123 \times 15.16) - (6.06 + 6.06)/2] \Rightarrow M_t \geq 10.61 \text{ KNm} \\ (2) : M_t \geq [(1.10 \times 15.16)/2] \Rightarrow M_t \geq 8.34 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$M_t = 10.61 \text{ KNm}$$

➤ **Travée EF :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : M_t \geq [(1.10 \times 15.16) - (6.06 + 7.58)/2] \Rightarrow M_t \geq 9.85 \text{ KNm} \\ (2) : M_t \geq [(1.10 \times 15.16)/2] \Rightarrow M_t \geq 8.34 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$M_t = 9.85 \text{ KNm}$$

➤ **Travée FG :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : M_t \geq [(1.10 \times 15.16) - (7.58 + 0)/2] \Rightarrow M_t \geq 12.88 \text{ KNm} \\ (2) : M_t \geq [(1.30 \times 15.16)/2] \Rightarrow M_t \geq 9.85 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Mt=12.88 KNm

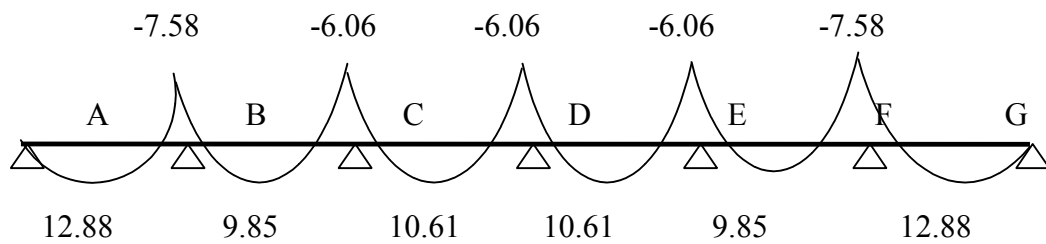


Figure III.9 Diagramme des moments fléchissant (KNm).

❖ Les efforts tranchants

➤ Travée AB :

$$V_0^{AB} = q_u \times \frac{l}{2} = 6.88 \times \frac{4.20}{2} = 14.45 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_A = V_0^{AB} = 14.45 \text{ KN} \\ V_B = -1.1 \times V_0^{AB} = -15.89 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Travée BC :

$$V_0^{BC} = q_u \times \frac{l}{2} = 6.88 \times \frac{4.20}{2} = 14.45 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_B = 1.1 \times V_0^{BC} = 15.89 \text{ KN} \\ V_C = -V_0^{BC} = -14.45 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Travée CD :

$$V_0^{CD} = q_u \times \frac{l}{2} = 6.88 \times \frac{4.20}{2} = 14.45 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_C = V_0^{CD} = 14.45 \text{ KN} \\ V_D = -V_0^{CD} = -14.45 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Travée DE :

$$V_0^{DE} = q_u \times \frac{l}{2} = 6.88 \times \frac{4.20}{2} = 14.45 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_D = V_0^{DE} = 14.45 \text{ KN} \\ V_E = -V_0^{DE} = -14.45 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Travée EF :**

$$V_0^{EF} = q_u \times \frac{l}{2} = 6.88 \times \frac{4.20}{2} = 14.45 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_E = V_0^{EF} = 14.45 \text{ KN} \\ V_F = -1.1 \times V_0^{EF} = -15.89 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Travée FG :**

$$V_0^{FG} = q_u \times \frac{l}{2} = 6.88 \times \frac{4.20}{2} = 14.45 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_F = 1.1 \times V_0^{FG} = 15.89 \text{ KN} \\ V_G = -V_0^{FG} = -14.45 \text{ KN} \end{cases}$$

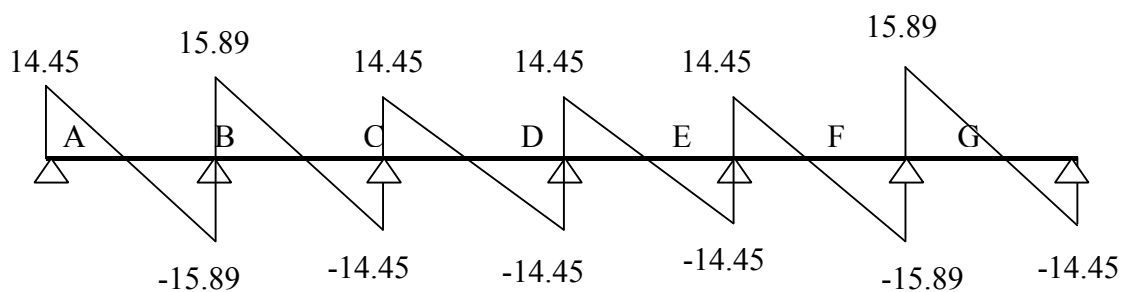


Fig.III.10 Diagramme des efforts tranchants (KN).

c) Calcul à l'ELS

❖ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{01} = 4.92 \times (4.20)^2 / 8 \Rightarrow M_{01} = 10.85 \text{ KNm}$$

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06} = 10.85 \text{ KNm (Travées identiques)}$$

❖ **Calcul des moments au appuis**

$$M_A = M_G = 0 \text{ KNm}$$

$$M_B = -0.5 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) \Rightarrow M_B = -0.5 M_{01} = -0.5 \times 10.85 = -5.42 \text{ KNm}$$

$$M_F = M_B = -5.42 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.4 \text{ Max } (M_{02}, M_{03}) \Rightarrow M_C = -0.4 M_{02} = -0.4 \times 10.85 = -4.34 \text{ KNm}$$

$$M_D = M_E = M_C = -4.34 \text{ KNm}$$

❖ **Calcul des moments en travées**

$$\alpha = \frac{q}{G + q} = 0.33$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.10$$

$$1.2 + 0.3\alpha = 1.30$$

➤ **Travée AB**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : M_t \geq [(1.10 \times 10.85) - (0 + 5.42)/2] \Rightarrow M_t \geq 9.22 \text{ KNm} \\ (2) : M_t \geq [(1.30 \times 10.85)/2] \Rightarrow M_t \geq 7.05 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$M_t = 9.22 \text{ KNm}$$

➤ **Travée BC**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : M_t \geq [(1.10 \times 10.85) - (5.42 + 4.34)/2] \Rightarrow M_t \geq 7.05 \text{ KNm} \\ (2) : M_t \geq [(1.10 \times 10.85)/2] \Rightarrow M_t \geq 5.96 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$M_t = 7.05 \text{ KNm}$$

➤ **Travée CD**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : M_t \geq [(1.10 \times 10.85) - (4.34 + 4.34)/2] \Rightarrow M_t \geq 7.59 \text{ KNm} \\ (2) : M_t \geq [(1.10 \times 10.85)/2] \Rightarrow M_t \geq 5.96 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$M_t = 7.59 \text{ KNm}$$

➤ **Travée DE**

$$\begin{cases} (1) : M_t \geq [(1.10 \times 10.85) - (4.34 + 4.34)/2] \Rightarrow M_t \geq 7.59 \text{ KNm} \\ (2) : M_t \geq [(1.10 \times 10.85)/2] \Rightarrow M_t \geq 5.96 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_t = 7.59 \text{ KNm}$$

➤ **Travée EF**

$$\begin{cases} (1) : M_t \geq [(1.10 \times 10.85) - (4.34 + 5.42)/2] \Rightarrow M_t \geq 7.05 \text{ KNm} \\ (2) : M_t \geq [(1.10 \times 10.85)/2] \Rightarrow M_t \geq 5.96 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_t = 8.25 \text{ KN}$$

➤ **Travée FG**

$$\begin{cases} (1) : M_t \geq [(1.10 \times 10.85) - (5.42 + 0)/2] \Rightarrow M_t \geq 9.22 \text{ KNm} \\ (2) : M_t \geq [(1.30 \times 10.85)/2] \Rightarrow M_t \geq 7.05 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_t = 10.70 \text{ KNm}$$

❖ **Les efforts tranchants**

➤ **Travée AB**

$$V_0^{AB} = q_s \times \frac{l}{2} = 4.92 \times \frac{4.20}{2} = 10.33 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_A = V_0^{AB} = 10.33 \text{ KN} \\ V_B = -1.1 \times V_0^{AB} = -11.36 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Travée BC :**

$$V_0^{BC} = q_s \times \frac{l}{2} = 4.92 \times \frac{4.20}{2} = 10.33 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_B = 1.1 \times V_0^{BC} = 11.36 \text{ KN} \\ V_C = -V_0^{BC} = -10.33 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Travée CD :**

$$V_0^{CD} = q_s \times \frac{l}{2} = 4.92 \times \frac{4.20}{2} = 10.33 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_C = V_0^{CD} = 10.33KN \\ V_D = -V_0^{CD} = -10.33KN \end{cases}$$

➤ **Travée DE :**

$$V_0^{DE} = q_s \times \frac{l}{2} = 4.92 \times \frac{4.20}{2} = 10.33KN$$

$$\begin{cases} V_D = V_0^{DE} = 10.33KN \\ V_E = -V_0^{DE} = -10.33KN \end{cases}$$

➤ **Travée EF :**

$$V_0^{EF} = q_s \times \frac{l}{2} = 4.92 \times \frac{4.20}{2} = 10.33KN$$

$$\begin{cases} V_E = V_0^{EF} = 10.33KN \\ V_F = -1.1 \times V_0^{EF} = -11.36KN \end{cases}$$

➤ **Travée FG :**

$$V_0^{FG} = q_s \times \frac{l}{2} = 4.92 \times \frac{4.20}{2} = 10.33KN$$

$$\begin{cases} V_F = 1.1 \times V_0^{FG} = 11.36KN \\ V_G = -V_0^{FG} = -10.33KN \end{cases}$$

De la même façon on calcul les sollicitations dans tous les planchers. Ces résultats sont résumés dans le tableau suivant

Type 1, à L'ELU

	Travée	L (m)	q _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Plancher sous sol, RDC	AB	4.20	6.88	15.16	0.00	-7.58	12.88	14.45	-15.89
	BC	4.20	6.88	15.16	-7.58	-6.07	9.85	15.89	-14.45
	CD	4.20	6.88	15.16	-6.07	-6.07	10.61	14.45	-14.45
	DE	4.20	6.88	15.16	-6.07	-6.07	10.61	14.45	-14.45
	EF	4.20	6.88	15.16	-6.07	-7.58	9.85	14.45	-15.89
	FG	4.20	6.88	15.16	-7.58	0.00	12.88	15.89	-14.45
		AB	4.20	5.90	13.02	0.00	-6.51	10.65	12.40
	BC	4.20	5.90	13.02	-6.51	-5.21	8.05	13.64	-12.40

Etage 1 ^{er} au 6 ^{ème}	CD	4.20	5.90	13.02	-5.21	-5.21	8.70	12.40	-12.40
	DE	4.20	5.90	13.02	-5.21	-5.21	8.70	12.40	-12.40
	EF	4.20	5.90	13.02	-5.21	-6.51	8.05	12.40	-13.64
	FG	4.20	5.90	13.02	-6.51	0.00	10.65	13.64	-12.40
Terrasse	AB	4.20	7.25	16.00	0.00	-8.00	12.88	15.23	-16.76
	BC	4.20	7.25	16.00	-8.00	-6.40	9.69	16.76	-15.23
	CD	4.20	7.25	16.00	-6.40	-6.40	10.49	15.23	-15.23
	DE	4.20	7.25	16.00	-6.40	-6.40	10.49	15.23	-15.23
	EF	4.20	7.25	16.00	-6.40	-8.00	9.69	15.23	-16.76
	FG	4.20	7.25	16.00	-8.00	0.00	12.88	16.76	-15.23

Tableau.III.2 les sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELU

Type 1, à L'ELS

	Travée	L (m)	q _s (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Plancher sous sol, RDC	AB	4.20	4.92	10.85	0.00	-5.42	9.22	10.33	-11.36
	BC	4.20	4.92	10.85	-5.42	-4.34	7.05	11.36	-10.33
	CD	4.20	4.92	10.85	-4.34	-4.34	7.58	10.33	-10.33
	DE	4.20	4.92	10.85	-4.34	-4.34	7.58	10.33	-10.33
	EF	4.20	4.92	10.85	-4.34	-5.42	7.05	10.33	-11.36
	FG	4.20	4.92	10.85	-5.42	0.00	9.22	11.36	-10.33
Etage 1 ^{er} au 6 ^{ème}	AB	4.20	4.26	9.40	0.00	-4.70	7.70	8.95	-9.85
	BC	4.20	4.26	9.40	-4.70	-3.76	5.82	9.85	-8.95
	CD	4.20	4.26	9.40	-3.76	-3.76	6.29	8.95	-8.95
	DE	4.20	4.26	9.40	-3.76	-3.76	6.29	8.95	-8.95
	EF	4.20	4.26	9.40	-3.76	-4.70	5.82	8.95	-9.85
	FG	4.20	4.26	9.40	-4.70	0.00	7.70	9.85	-8.95
Terrasse	AB	4.20	5.27	11.61	0.00	-5.80	9.35	11.06	-12.16
	BC	4.20	5.27	11.61	-5.80	-4.64	7.03	12.16	-11.06
	CD	4.20	5.27	11.61	-4.64	-4.64	7.61	11.06	-11.06
	DE	4.20	5.27	11.61	-4.64	-4.64	7.61	11.06	-11.06
	EF	4.20	5.27	11.61	-4.64	-5.80	7.03	11.06	-12.16
	FG	4.20	5.27	11.61	-5.80	0.00	9.35	12.16	-11.06

Tableau.III.3 les sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELS

Type 2, à L'ELU

	Travée	L (m)	q _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
terrasse au RDC	AB	4.20	7.25	15.99	0.00	-7.99	12.88	15.23	-16.75
	BC	4.20	7.25	15.99	-7.99	-6.39	9.68	16.75	-15.23
	CD	4.20	7.25	15.99	-6.39	-6.39	10.48	15.23	-15.23
	DE	4.20	7.25	15.99	-6.39	-6.39	10.48	15.23	-15.23
	EF	4.20	7.25	15.99	-6.39	-6.39	10.48	15.23	-15.23
	FG	4.20	7.25	15.99	-6.39	-7.99	9.68	15.23	-16.75
	GH	4.05	7.25	14.87	-7.99	0.00	11.69	16.75	-14.68

Tableau.III.4 les sollicitations de la poutrelle type 2 à l'ELU

Type 2, à L'ELS

	Travée	L (m)	qs (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
terrasse au RDC	AB	4.20	5.26	11.61	0.00	-5.80	9.35	11.04	-12.15
	BC	4.20	5.26	11.61	-5.80	-4.64	7.03	12.15	-11.04
	CD	4.20	5.26	11.61	-4.64	-4.64	7.61	11.04	-11.04
	DE	4.20	5.26	11.61	-4.64	-4.64	7.61	11.04	-11.04
	EF	4.20	5.26	11.61	-4.64	-4.64	7.61	11.04	-11.04
	FG	4.20	5.26	11.61	-4.64	-5.80	7.61	11.04	-12.15
	GH	4.05	5.26	10.79	-5.80	0.00	8.49	11.71	-10.65

Tableau.III.5 les sollicitations de la poutrelle type 2 à l'ELS

Type 3, à L'ELU

	Travée	L (m)	q _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Plancher sous sol, RDC	AB	4.20	6.88	15.17	0.00	-7.58	12.88	14.45	-15.89
	BC	4.20	6.88	15.17	7.58	-6.07	9.85	15.89	-14.45
	CD	4.20	6.88	15.17	6.07	-7.58	9.85	14.45	-15.89
	DE	4.20	6.88	15.17	7.58	0.00	12.88	15.89	-14.45
Etage 1 ^{er} au 6 ^{ème}	AB	4.20	5.90	13.02	0.00	-6.51	10.65	12.40	-13.64
	BC	4.20	5.90	13.02	-6.51	-5.21	8.05	13.64	-12.40
	CD	4.20	5.90	13.02	-5.21	-6.51	8.05	12.40	-13.64
	DE	4.20	5.90	13.02	-6.51	0.00	10.65	13.64	-12.40
Terrasse	AB	4.20	7.25	16.00	0.00	-8.00	12.88	15.23	-16.76
	BC	4.20	7.25	16.00	-8.00	-6.40	9.69	16.76	-15.23
	CD	4.20	7.25	16.00	-6.40	-6.40	9.69	15.23	-16.76
	DE	4.20	7.25	16.00	-8.00	0.00	12.88	16.76	-15.23

Tableau.III.6 les sollicitations de la poutrelle type 3 à l'ELU

Type 3, à L'ELS

	Travée	L (m)	qs (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Plancher sous sol, RDC	AB	4.20	4.92	10.85	0.00	-5.42	9.22	10.33	-11.36
	BC	4.20	4.92	10.85	-5.42	-4.34	7.05	11.36	-10.33
	CD	4.20	4.92	10.85	-4.34	-5.42	7.05	10.33	-11.36
	DE	4.20	4.92	10.85	-5.42	0.00	9.22	11.36	-10.33
Etage 1 ^{er} au 6 ^{ème}	AB	4.20	4.26	9.40	0.00	-4.70	7.70	8.95	-9.85
	BC	4.20	4.26	9.40	-4.70	-3.76	5.82	9.85	-8.95
	CD	4.20	4.26	9.40	-3.76	-4.70	5.82	8.95	-9.85
	DE	4.20	4.26	9.40	-4.70	0.00	7.70	9.85	-8.95
Terrasse	AB	4.20	5.27	11.61	0.00	-5.80	9.35	11.06	-12.16
	BC	4.20	5.27	11.61	-5.80	-4.64	7.03	12.16	-11.06
	CD	4.20	5.27	11.61	-4.64	-5.80	7.03	11.06	-12.16

	DE	4.20	5.27	11.61	-5.80	0.00	9.35	12.16	-11.06
--	----	------	------	-------	-------	------	------	-------	--------

Tableau.III.7 les sollicitations de la poutrelle type 3 à l'ELS

Type 4, à L'ELU

	Travée	L (m)	Q _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Terrasse (RDC)	AB	4.47	7.25	18.11	0.00	0.00	8.11	16.20	-16.20

Tableau.III.8 les sollicitations de la poutrelle type 4 à l'ELU

Type 4, à L'ELS

	Travée	L (m)	Q _s (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Terrasse (RDC)	AB	4.47	5.27	13.16	0.00	0.00	13.16	11.78	-11.78

Tableau.III.9 les sollicitations de la poutrelle type 4 à l'ELU

Les sollicitations maximales

Poutrelle	ELU	ELS
Plancher S/Sol et RDC	M _t =12.88 KNm M ^a _{inter} =7.58 KNm M ^a _{rive} =2.27KNm V _u =15.89 KN	M _t =9.22 KNm M ^a _{inter} =5.42 KNm M ^a _{rive} =1.63 KNm V _s =11.36 KN
Etage 1 à 6	M _t =10.65 KNm M ^a _{inter} =6.51 KNm M ^a _{rive} =1.95 KNm V _u =13.64 KN	M _t =7.70 KNm M ^a _{inter} =4.70 KNm M ^a _{rive} =1.41 KNm V _s =9.85 KN
Plancher Terrasse	M _t =12.88 KNm M ^a _{inter} =8.00 KNm M ^a _{rive} =2.40 KNm V _u =16.76 KN	M _t =9.35 KNm M ^a _{inter} =5.80 KNm M ^a _{rive} =1.74 KNm V _s =12.76 KN
Type 2	M _t =12.88 KNm M ^a _{inter} =7.99 KNm M ^a _{rive} =2.40 KNm V _u =16.75 KN	M _t =9.35 KNm M ^a _{inter} =5.80 KNm M ^a _{rive} =1.75 KNm V _s =12.75 KN

Type 4	$M_t=18.11 \text{ KNm}$ $M^a_{rive}=2.72 \text{ KNm}$ $V_u=16.20 \text{ KN}$	$M_t=13.16 \text{ KNm}$ $M^a_{rive}=1.97 \text{ KNm}$ $V_s=11.78 \text{ KN}$
--------	--	--

Tableau III.10 Les sollicitations maximales dans les poutrelles

III1.1.1.8 Ferrailage des poutrelles

planchers sous sols et RDC (poutrelle type 1)

a) Calcul à L'ELU

➤ **En travée**

$$M_t = 12.88 \times 10^{-3} \text{ MNm}$$

$M_{tu} = F_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0 / 2)$ Moment équilibré par la table de compression A'

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.04 / 2) = 59.07 \times 10^{-3} \text{ MNm}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h = 65 \times 20 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$\mu_{bu} = \frac{12.88 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.043; \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.043 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.055$$

$$Z = d * (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.175 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}} \Rightarrow A_t = 1.92 \text{ cm}^2$$

On adopte donc 3T10 = 2.36 cm²

➤ **En appui intermédiaire**

au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de $b_0 * h$

$$M_{ai} = -7.58 \text{KN.m} ;$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.58 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.025$$

$$\alpha = \frac{[1 - (1 - 2 * 0.025)^{1/2}]}{0.8} = 0.032$$

$$Z = d * (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.177 \text{m}$$

$$A_{int} = \frac{7.58 * 10^{-3}}{0.177 * 348} \Rightarrow A_{int} = 1.23 \text{cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

➤ En appui intermédiaire

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{400}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.18 * 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 1.41 \text{cm}^2 > A_{int} = 1.23 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Alors on ferraille avec A_{min} ;

pour cela on adopte $A_{int} = 2T10 = 1.57 \text{cm}^2$

➤ En appui de rive

$$M_{ar} = -2.27 \text{KN.m} ;$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.27 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.008$$

$$\alpha = \frac{[1 - (1 - 2 * 0.008)^{1/2}]}{0.8} = 0.01$$

$$Z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 * 0.01) \Rightarrow Z = 0.179 \text{m}$$

$$A_{rive} = \frac{2.27 * 10^{-3}}{0.179 * 348} \Rightarrow A_{int} = 0.36 \text{cm}^2$$

On opte : $A_{rive} = 1T10 = 0.79 \text{ cm}^2$

❖ vérification de l'effort tranchant

$V_u = 15.89 \text{ KNm}$

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min((0.2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}) = 3.32 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.89 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.883 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.883 \leq \tau_u^- = 3.32 \text{ MPa} \Rightarrow$ pas risque de cisaillement.

❖ Vérification de l'adhérence

On doit vérifier que :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \tau_{su}^- \quad \text{tel que :}$$

τ_{su}^- : Contrainte limite d'adhérence.

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

$V_u = \text{Max } V_i = 15.89 \text{ KN}$

$\sum U_i = \pi \times (3 \times \phi 10 + 2 \times \phi 10 + \phi 6) = 175.93 \text{ mm}$

$$\tau_{su} = \frac{15.89 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 175.93 \times 10^{-3}} = 0.560 \text{ MPa}$$

$\tau_{su}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$ tel que $\psi = 1.5$ pour les aciers HA.

$\tau_{su}^- = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$\tau_{su} = 0.560 \text{ MPa} \leq \tau_{su}^- = 2.835 \text{ MPa}$ condition vérifiée

❖ Choix des armatures transversales

$\Phi_t \leq \min(h/35, b_0/10, \Phi^{\min_1})$

$\Phi_t \leq \min(6, 10, 12)$

On choisit un épingle $\Phi 6$, soit $A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$

❖ L'espace

$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ty} K)} \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

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

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St \leq 72.90 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

On opte pour $St=15 \text{ cm}$

❖ **Vérification de la jonction table-nervure**

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \Rightarrow b_1 = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 1.04 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.3 f_{c28}, 4 \text{ MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

➤ **L'appui intermédiaire**

$$A_l \geq (V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (15.89 - \frac{7.58}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = - 0.88 \text{ cm}^2$$

$A_l \geq - 0.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant

M_u (pas d'influence sur les A_l)

➤ **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{15.89 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

❖ **vérification de la bielle**

on doit vérifier que: $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$$\begin{cases} a = 30 - 0.2 = 0.28 \text{ cm} \\ a \leq 0.9 \times d = 0.16 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow a = 16 \text{ cm}$$

$$0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 106.8 \text{ KN}$$

$$V_u = 15.89 \text{ KN} \leq 106.8 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

b) Vérification des poutrelles à l'ELS

❖ Etat limite de compression du béton

On doit vérifier la contrainte de compression du béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

➤ En travée

$$M_{ser} = 9.22 \text{ KNm}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36(18 - 4) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table \Rightarrow calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15(2.36 \times 10^{-4} + 0)y - 15(2.36 \times 10^{-4} \times 0.18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.91 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$\Rightarrow I = \frac{0.65}{3} \times 0.039^3 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.039)^2 = 8.32 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

• Contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{9.22 \times 10^{-3} \times 0.039}{8.32 \times 10^{-5}} = 4.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.32 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = 5.42 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 65 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 1.57 \times (18 - 4) = 190.3 \text{ cm}^3$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

$$y = 3.26 \text{ cm}$$

$$I = 5.86 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

❖ **Etat limite de déformation : BAEL91/Modifiées99 (Article B.6.5) [2].**

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.

C) Evaluation de la flèche :

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

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

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0.047 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire un

vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad (\text{BAEL91/modifier 99 Article B.6.5,2})$$

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{400}{500} = 0.8cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

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

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

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

Avec:

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

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

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

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots \dots \dots \text{Déformation différé}$$

❖ Propriété de la section

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 ; y = 3.91 \text{ cm} ; I = 8.32 \times 10^{-5} \text{ m}^4 .$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.18} = 0.013$$

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} = 6.75 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 - (b - b_0) ((y_G - h_0)^3 / 3) + b_0 ((h - y_G)^3 / 3) + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$I_0 = 18.517 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa.}$$

❖ Evaluation des moments:

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.06 = 3.29 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.06 + 2.5) = 4.91 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{1.85 \times 4.2^2}{8} = 3.06 \text{ KNm}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{3.29 \times 4.2^2}{8} = 5.44 \text{ KNm}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{4.91 \times 4.2^2}{8} = 8.12 \text{ KN.m}$$

❖ Contraintes

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{4.03 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0391)}{8.32 \times 10^{-5}} = 102.04 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5.44 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0391)}{8.32 \times 10^{-5}} = 138.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{8.12 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0391)}{8.32 \times 10^{-5}} = 206.26 \text{ Mpa}$$

❖ Inerties fictives (I_f) :

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 102.04 + 2.1} = 0.50$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 138.05 + 2.1} = 0.60$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 206.26 + 2.1} = 0.71$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 4.56 \times 10^{-4}}{1 + 3.25 \times 0.5} = 18936 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 4.56 \times 10^{-4}}{1 + 3.25 \times 0.60} = 16870 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 4.56 \times 10^{-4}}{1 + 3.25 \times 0.71} = 15073 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 4.56 \times 10^{-4}}{1 + 1.30 \times 0.6} = 28032 \text{ cm}^4$$

❖ calcul de la flèche

$$f_{ji} = \frac{4.03 \times 10^{-3} \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 18936 \times 10^{-8}} = 0.00116 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{5.44 \times 10^{-3} \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 16870 \times 10^{-8}} = 0.00176 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{8.12 \times 10^{-3} \times 4.2^2}{10 \times 32164.2 \times 15073 \times 10^{-8}} = 0.00295 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{8.12 \times 10^{-3} \times 4.2^2}{10 \times 10721.4 \times 28032 \times 10^{-8}} = 0.00319 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00319 - 0.00116 + 0.00295 - 0.00176 = 0.00321 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.32 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.84 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

Les résultats de ferrailage des armatures longitudinales de tous types de poutrelles des différents niveaux sont élucidés dans le tableau ci-après

	Travée	M _t (KNm)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Plancher RDC+S/sol	Travée	12.88	0.043	0.055	0.176	2.10	1.41	3T10=2.36
	App(int)	7.58	0.167	0.226	0.163	1.33	0.22	2T10=1.57
	App(riv)	2.27	0.049	0.063	0.175	0.37	0.22	1T10=0.79
1 ^{er} au 6 ^{ème} étage	Travée	10.65	0.035	0.045	0.176	1.73	1.41	2T10+1T8=2.07
	App(int)	6.51	0.141	0.191	0.166	1.12	0.22	2T10=1.57
	App(riv)	1.95	0.042	0.054	0.176	0.31	0.22	1T10=0.79
Plancher terrasse	Travée	12.88	0.043	0.055	0.176	2.10	1.41	3T10=2.36
	App(int)	8.00	0.173	0.240	0.162	1.41	0.22	2T10=1.57
	App(riv)	2.40	0.052	0.060	0.175	0.39	0.22	1T10=0.79
Type 2	Travée	12.88	0.043	0.055	0.176	2.10	1.41	3T10=2.36
	App(int)	7.99	0.174	0.240	0.162	1.41	0.22	2T10=1.57
	App(riv)	2.40	0.052	0.067	0.175	0.39	0.22	1T10=0.79
Type 4	Travée	18.79	0.062	0.081	0.174	3.10	1.41	3T12=3.39
	App(riv)	2.68	0.058	0.075	0.174	0.44	0.22	1T8=0.50

Tableau.III.11 Armature longitudinales adoptées.

Pour les armatures transversales de tous types de poutrelles des différents niveaux, on a choisi :

$$\begin{cases} A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ (un épingle de } \phi 6 \text{)} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Vérification diverse :

Types	INFLUENCE SUR LE BETON (KN)		INFLUENCE SUR LES ACIERS (cm ²)		JONCTION TABLE- NERVURE (MPa)	VERIFICATION DE L'ADHERENCE (MPa)
			APPUI DE RIVE	APPUI INTERMEDIAI RE		
	$V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}$	$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_t \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$	$A_t \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9d b h_0} \leq \bar{\tau}_u$	$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
1 ^{er} au 6 ^{ème} étage	13.64 ≤ 106.8	0.757 ≤ 3.32	0.79 ≥ 0.39	2.57 ≥ 11.16	1.33 ≤ 3.25	0.49 ≤ 2.83
plancher terrasse	16.76 ≤ 106.8	0.93 ≤ 3.32	0.79 ≥ 0.48	1.57 ≥ -0.93	1.09 ≤ 3.25	0.58 ≤ 2.83
Type 2	16.75 ≤ 106.8	0.93 ≤ 3.32	0.79 ≥ 0.48	1.57 ≥ -0.93	1.09 ≤ 3.25	0.58 ≤ 2.83
Type 4	16.20 ≤ 106.8	0.93 ≤ 3.32	3.26 ≥ 0.76	/	1.05 ≤ 3.25	0.54 ≤ 2.83
observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tab.III.12 Vérification des armatures longitudinales

La vérification à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles des différents niveaux est résumé dans le tableau suivant :

poutrelles	position	$M_{service}$ ($Kn.m$)	A_s (cm^2)	y (m)	$I \times 10^{-5}$ (m^4)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	observation
1 ^{er} au 6 ^{ème} étage	travée	7.70	2.07	0.036	7.4469	3.82	15	vérifiée
	App inter	4.70	1.57	0.032	5.8673	2.64	15	vérifiée
	App rive	1.41	0.79	0.023	3.1833	1.05	15	vérifiée
plancher terrasse	travée	9.35	2.36	0.039	8.3230	4.41	15	vérifiée
	App inter	5.80	1.57	0.032	5.8673	3.22	15	vérifiée
	App rive	1.74	0.79	0.023	3.1833	1.31	15	vérifiée
Type 2	travée	9.35	2.36	0.039	8.3230	4.41	15	vérifiée
	App inter	5.80	1.57	0.032	5.8673	3.22	15	vérifiée
	App rive	1.75	0.79	0.023	3.1833	1.31	15	vérifiée
Type 4	travée	13.16	3.39	0.045	11.239	5.36	15	vérifiée
	App rive	1.97	0.50	0.019	2.0926	4.60	15	vérifiée

Tableau III.13 Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles.

La vérification a la flèche pour les autres types de poutrelles des différents niveaux est résumé dans le tableau suivant :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c} = 32164.195 \text{ MPa} ; E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \text{ MPa}$$

poutrelles	L_{max} (m)	q_j (KN/m)	q_g (KN/m)	q_p (KN/m)	M_j^{ser} (KNm)	M_g^{ser} (KNm)	M_p^{ser} (KNm)
1 ^{er} au 6 ^{ème} étage	4.2	1.85	3.29	4.26	3.05	5.44	7.05
plancher	4.2	1.85	4.29	5.27	3.06	7.09	8.70

terrasse												
Type 2	4.2	1.85	4.29	5.27	3.06	7.09	8.70					
Type 4	4.47	1.85	4.29	5.82	3.06	7.09	8.17					

poutrelles	y^2 $\times(10^{-2}m)$	I	I_0	ρ	λ_i	λ_v	σ_j <i>Mpa</i>	σ_g <i>Mpa</i>	σ_p <i>Mpa</i>	μ_j	μ_g	μ_p
		$\times 10^{-5} m^4$										
1 ^{er} au 6 ^{ème} étage	3.69	7.450	17.961	0.0115	3.70	1.48	88.14	156.75	203.16	0.40	0.60	0.67
plancher terrasse	3.91	8.320	18.517	0.013	3.25	1.30	77.75	180.07	220.99	0.40	0.70	0.87
Type 2	3.91	8.320	18.517	0.013	3.25	1.30	77.75	170.07	220.99	0.40	0.70	0.87
Type 4	4.58	11.200	20.405	0.018	2.26	0.90	54.86	127.04	146.29	0.41	0.68	0.71

poutrelles	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	observation
	$(\times 10^{-5} m^4)$				(mm)						
1 ^{er} au 6 ^{ème} étage	7.91	6.08	5.61	10.41	2.09	4.85	6.82	5.52	8.30	8.40	vérifiée
plancher terrasse	8.78	6.33	6.02	10.79	1.91	6.14	7.92	10.81	10.06	8.40	non vérifiée
Type 2	8.78	6.33	6.02	10.79	1.89	6.14	7.92	10.81	10.06	8.40	non vérifiée
Type 4	11.63	8.79	8.53	13.85	1.44	4.42	5.25	8.42	7.81	8.40	vérifiée

Tableau III.14 vérification des états limite de déformation.

Vus les résultats donnée par la vérification de la flèche on constate que le ferrailage adopté précédemment pour le plancher terrasse et la poutrelle type 2 ne suffi pas ce qui nous oblige d'augmenté la section de ferrailage en travée.

Soit :

plancher terrasse et poutrelle type 2 : $A = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Calcul de la nouvelle flèche :

plancher terrasse : $\Delta f (\text{mm}) = 8.16 \text{ mm} \leq 8.4 \text{ mm}$
 poutrelle type 2: $\Delta f (\text{mm}) = 8.16 \text{ mm} \leq 8.4 \text{ mm}$ } \Rightarrow La flèche est vérifiée

Le schéma de ferrailage de différentes poutrelles de différent niveau est représenté dans le tableau suivant:

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	la travée et Appuis de rive	Appuis intermédiaire
sous-sol RDC		
1 ^{er} au 6 ^{ème} étage		

<p>Etage terrasse et poutrelle type 2</p>		
	<p>Appuis de rive</p>	<p>Appuis intermédiaire</p>
<p>poutrelle type 4</p>		

Tableau III.15 schéma de ferrailage des poutrelles

c) Ferrailage de la dalle de compression

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

La dalle de compression est d'une hauteur (4 cm) dans notre cas, est armée généralement en treillis soudé sous forme de maillage des barres de Φ6.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

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

On choisit :

$$5\text{HA } 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3\text{HA } 6/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 // \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 30\text{cm} < 44\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Schéma de ferrailage :

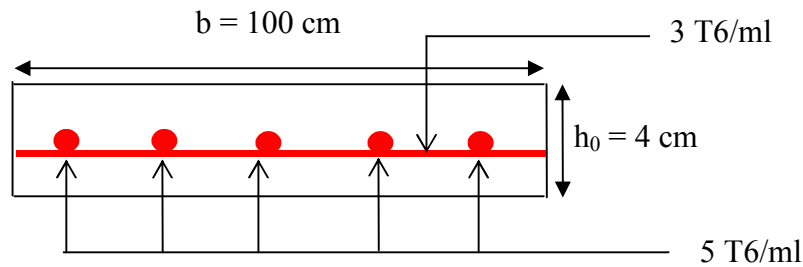


Figure III.11 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2 Etude des dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (Balcon). Dans la présente étude, on distingue :

- Une dalle reposant sur quatre appuis.
- Une dalle reposant sur trois appuis.

III. 2.1 dalle sur trois appuis

dans notre étude, on a deux types de dalle reposant sur trois appuis de dimensions différentes.

1) Type 1 étage 1 à 6 (balcon)

$$G=5.15\text{KN/m}^2 ; Q=3.50 \text{ KN/m}^2 ; h=15\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{l_y}{l_x} = 0.52 > 0.40 \text{ La dalle porte dans les deux sens.}$$

❖ Calcul des sollicitations

$$P_U = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.50 = 12.20 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = G + Q = 5.15 + 3,5 = 8,65 \text{ KN/m}^2$$

1.a) Calcul à l'ELU

❖ Méthode de calcul

On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

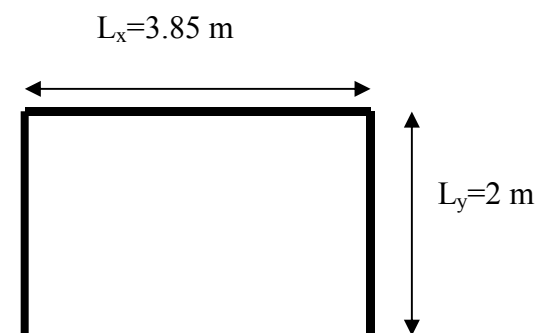


Figure III.12 Schémas statique d'une dalle sur trois appuis (type1)

		1 ^{er} cas si $l_y \geq \frac{l_x}{2}$	2 ^{eme} cas si $l_y < \frac{l_x}{2}$
vue en plan			
Moment	M_x	$\frac{p \times l_x^2}{8} \times (l_y - \frac{l_x}{2}) + \frac{p \times l_x^3}{48}$	$\frac{p \times l_y^3}{6}$
	M_y	$\frac{p \times l_x^3}{24}$	$(\frac{p \times l_y^2 \times l_x}{2}) - 2 \times \frac{p \times l_y^3}{3}$

Tableau III.16 Théorie de calcul des moments pour les dalles à trois appuis .

Notation : on prend $\begin{cases} l_x : \text{la grande portée (uniquement pour les dalles sur 3 appuis)} \\ l_y : \text{La petite portée} \end{cases}$

Dans notre cas on a :

$$l_y = 2 \text{ m} > \frac{l_x}{2} = 1.92 \text{ m}, \text{ donc on est dans le premier cas}$$

$$M_x = 12.20 \times \frac{3.85^2}{8} \times (2 - \frac{3.85}{2}) + 12.20 \times \frac{3.85^3}{48} \Rightarrow M_x = 16.20 \text{ KNm}$$

$$M_y = 12.20 \times \frac{3.85^3}{24} = 29.00 \text{ KNm}$$

Le moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85M_x \Rightarrow M_{tx} = 13.77 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y \Rightarrow M_{ty} = 24.65 \text{ KNm}$$

Le moment en appui :

$$\begin{cases} M_a^{rive} = -0.3 \times M_0 \text{ (appui de rive)} \\ M_a^{inter} = -0.5 \times M_0 \text{ (appui intermédiaire)} \end{cases}$$

sens x-x :

$$\begin{cases} M_a^{rive} = -4.86 \text{ KNm} \\ M_a^{inter} = -8.1 \text{ KNm} \\ M_a = M_a^{inter} = -8.10 \text{ KNm} \end{cases}$$

sens y-y :

$$\begin{cases} M_a^{rive} = -8.7 \text{ KNm} \\ M_a^{inter} = -14.5 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_a = M_a^{inter} = -14.5 \text{ KNm}$$

L'effort tranchant :

$$V_x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = 1.59 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_y = 11.37 \text{ KN}$$

❖ **Ferraillage**

Le calcul de ferraillage se fera pour une bande de $(1 \times 0.15) \text{ m}^2$ à la flexion simple

En travée

➤ **Sens x-x**

$$M_{tx} = 13.77 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.057 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25[1 - (1 - 2\mu_{bu})^2] \Rightarrow \alpha = 0.074$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.126.$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2 ;$$

On opte pour 5HA10=3.93cm²

➤ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 46\text{cm}, \text{ soit } S_t = 20\text{cm}$$

➤ **Sens y-y**

$$M_{ty} = 24.65 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.102 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25[1 - (1 - 2\mu_{bu})^{\frac{1}{2}}] \Rightarrow \alpha = 0.135$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.122.$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = 5.80 \text{ cm}^2 ;$$

On opte pour $A_t = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}, \text{ soit } S_t = 20\text{cm}$$

En appuis:

➤ **sens x-x:**

$$M_a = 8.10 \text{ KNm} ; \mu_{bu} = 0.033 ; \alpha = 0.043 ; Z = 0.127 \Rightarrow A_a = 1.82 \text{ cm}^2 ;$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **sens y-y:**

$$M_a = 14.5 \text{ KNm} ; \mu_{bu} = 0.060 ; \alpha = 0.078 ; Z = 0.125 \Rightarrow A_a = 3.31 \text{ cm}^2 ;$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$

1.b) Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité**

➤ **Sens x-x**

$$A_{\min} = \alpha_0 \times \left(\frac{3 - \alpha}{2}\right) \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.008 \times \left(\frac{3 - 0.52}{2}\right) \times 100 \times 15 = 3.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.28 \text{ cm}^2 < A_{\text{opté}} = 3.93 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens y-y

$$A_{\min} = \alpha_0 \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 < A_{\text{opté}} = 7.70 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ L'effort tranchant

➤ Sens x-x

$$V_U = 1.59 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{1.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.012 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.012 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens y-y

$$V_U = 11.37 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{11.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.087 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.087 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

1.c) Vérification à l'ELS

$$M_x = 8.65 \times \frac{3.85^2}{8} \times \left(2 - \frac{3.85}{2}\right) + 8.65 \times \frac{3.85^3}{48} \Rightarrow M_x = 11.48 \text{ KNm}$$

$$M_y = 8.65 \times \frac{3.85^3}{24} = 20.57 \text{ KNm}$$

Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 9.76 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 17.48 \text{ KNm}$$

Les moments en appui :

$$M_{ax} = -0.5 M_x \Rightarrow M_a = -5.74 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_y \Rightarrow M_a = -10.28 \text{ KNm}$$

❖ **La contrainte dans le béton en travée:**

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

➤ **Sens x-x**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.37 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 6742.57 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 4.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 11380.71 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 6.82 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

en appui

➤ **Sens x-x**

$$y = 0.025 \text{ cm}; I = 3844.81 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 3.75 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Sens y-y**

$$y = 0.033 \text{ cm}; I = 6742.60 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 5.13 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

❖ **La flèche**

➤ **Sens x-x**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{3.85} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.038 < \frac{Mt}{20 \times M_0} = 0.042 \dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} = \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.013} = 0.00302 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La 1^{ère} et la 2^{ème} condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 12} = 0.003$$

Calcul de λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0036} = 6.94 ; \quad \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 2.77$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s \times (v_2 - d')^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15Ad \right)$$

$$B = bh + 15A = 1558.95 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = 7.68 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$v_2 = 6.32 \text{ cm}$$

$$I_0 = 29908.20 \text{ cm}^2$$

calcul de σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :

$$\sigma_s = nk(d - y); \text{ Avec } n = 15$$

$$k = \frac{M_{SER}}{I} ; \text{ Pour chaque cas :}$$

$$M_{jser}^x = 0.85 \times \left[\frac{q_j \times l_x^2}{8} \times (l_y - l_x / 2) + \frac{q_j \times l_x^3}{48} \right]; \text{ Avec } q_j \text{ charges permanentes avant la mise}$$

en place de revêtement.

$$M_{gser}^x = 0.85 \times \left[\frac{q_g \times l_x^2}{8} \times (l_y - l_x / 2) + \frac{q_g \times l_x^3}{48} \right]; \text{ Avec } q_g \text{ charges permanentes après la mise}$$

en place revêtement.

$$M_{pser}^x = 0.85 \times \left[\frac{q_p \times l_x^2}{8} \times (l_y - l_x / 2) + \frac{q_p \times l_x^3}{48} \right]; \text{ Avec: } q_p \text{ charges permanentes et}$$

d'exploitations.

$$\begin{cases} q_j = 3.75 \text{ KN/ml} \\ q_g = 5.15 \text{ KN/ml} \\ q_p = 5.15 + 3.5 = 8.65 \text{ KN/ml} \end{cases} ; \begin{cases} M_{jser} = 0.423 \text{ KNm} \\ M_{gser} = 0.518 \text{ KNm} \\ M_{pser} = 0.976 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{ser}^j = 90.67 \text{ MPa} \\ \sigma_{ser}^g = 124.53 \text{ MPa} \\ \sigma_{ser}^p = 209.16 \text{ MPa} \end{cases} ; \begin{cases} \mu_j = -0.57 \Rightarrow \mu_j = 0 \\ \mu_g = -0.51 \Rightarrow \mu_g = 0 \\ \mu_p = 0.20 \end{cases}$$

Calcul de E_i et E_v :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}.$$

Calcul de l'inertie fictive :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Donc :

$$I_{ij}^f = 32899 \text{ cm}^4 ; I_{ig}^f = 32899 \text{ cm}^4 ; I_{ip}^f = 13528 \text{ cm}^4 ; I_{vg}^f = 32899 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul de la flèche

$$f_{ij} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ij}^f} = 0.058 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ig}^f} = 0.080 \text{ cm}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ip}^f} = 0.329 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{gv}^f} = 0.242 \text{ cm}$$

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

$$\Delta f = 0.432 \text{ cm} < f_{adm} = 0.770 \text{ cm}$$

➤ **Sens y-y :**

$$A = 7.70 \text{ cm}^2, l = 2 \text{ m.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{2} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.075 > \frac{Mt}{20 \times M_0} = \frac{17.48}{10 \times 20.57} = 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0070 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées. Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

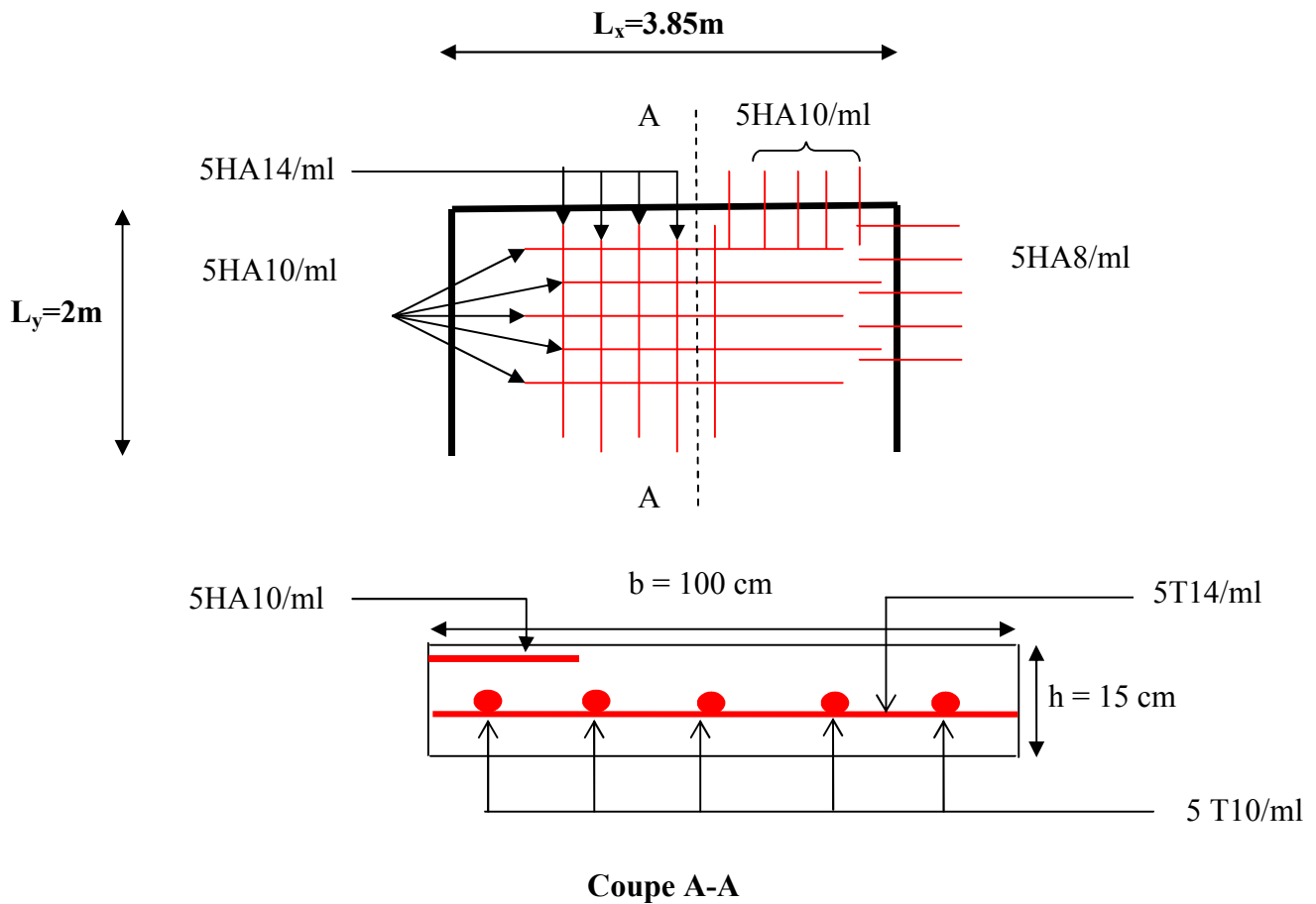


Figure. III.13 Schémas de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis type 1

2) Type 02 étage 2 à 6 (balcon) .

$G=5.15\text{KN/m}^2$; $Q=3.50\text{ KN/m}^2$; $h=15\text{cm}$

❖ Calcul des sollicitations

$$P_U = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.50 = 12.20\text{ KN/m}^2$$

$$P_S = G + Q = 5.15 + 3,5 = 8,65\text{ KN/m}^2$$

2.a) Calcul à l'ELU

on a : $l_y = 1.38\text{ m} < \frac{l_x}{2} = 1.92\text{ m}$, donc on est dans le deuxième cas

$$M_x = \frac{P_U \times l_y^3}{6} = 5.34\text{KNm}$$

$$M_y = \frac{P_U \times l_y^2 \times l_x}{2} - \frac{2 \times P_U \times l_y^3}{3} = 23.35\text{KNm}$$

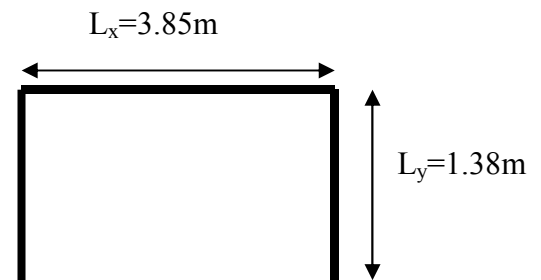


Figure III.14 Schémas statique d'une dalle sur trois appuis type 2

En travée								
	M(KNm)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	S _t (cm ²)
Sens-x	4.54	0.018	0.023	0.128	1.01	1.20	4HA8=2.01	25
Sens-y	19.85	0.082	0.108	0.108	4.58	1.20	4HA14=6.16	25
En appui								
Sens-x	2.67	0.011	0.014	0.129	0.59	1.20	4HA8=2.01	25
Sens-y	11.67	0.048	0.062	0.126	2.64	1.20	4HA10=3.93	25

Tableau III.17 Ferrailage de la dalle pleine (Type 2)

2.b) Vérification à l'ELU

	□ (mm)	S _t (cm)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Sens-x	(8,14) < 15	25 < 33	0.38	0.003	1.25	Vérifiée
Sens-y	(8,14) < 15	25 < 45	8.28	0.063	1.25	vérifiée

Tableau III.18 Vérification à l'ELU de la dalle pleine Type 2

2.c) Vérification à l'ELS

$M_{xser} = 3.78KNm$

$M_{yser} = 16.55KNm$

En travée						
	M(KNm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Sens-x	3.22	3.36	6.7426	1.60	15	Vérifiée
En appui						
Sens-y	14.07	4.42	10277.2	5.66	15	Vérifiée

Tableau III.19 Vérification à l'ELS de la dalle pleine Type 2

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

❖ La flèche

➤ Sens y-y :

$A=7.70 \text{ cm}^2, l=2 \text{ m.}$

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.38} = 0.108 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.108 > \frac{Mt}{20 * M_0} = \frac{14.06}{20 * 16.55} = 0.042 \dots\dots\dots$ vérifiée.

3) $\frac{A}{b \cdot d} = 0.0047 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Les conditions de flèche sont vérifiées, son calcul n'est pas nécessaire

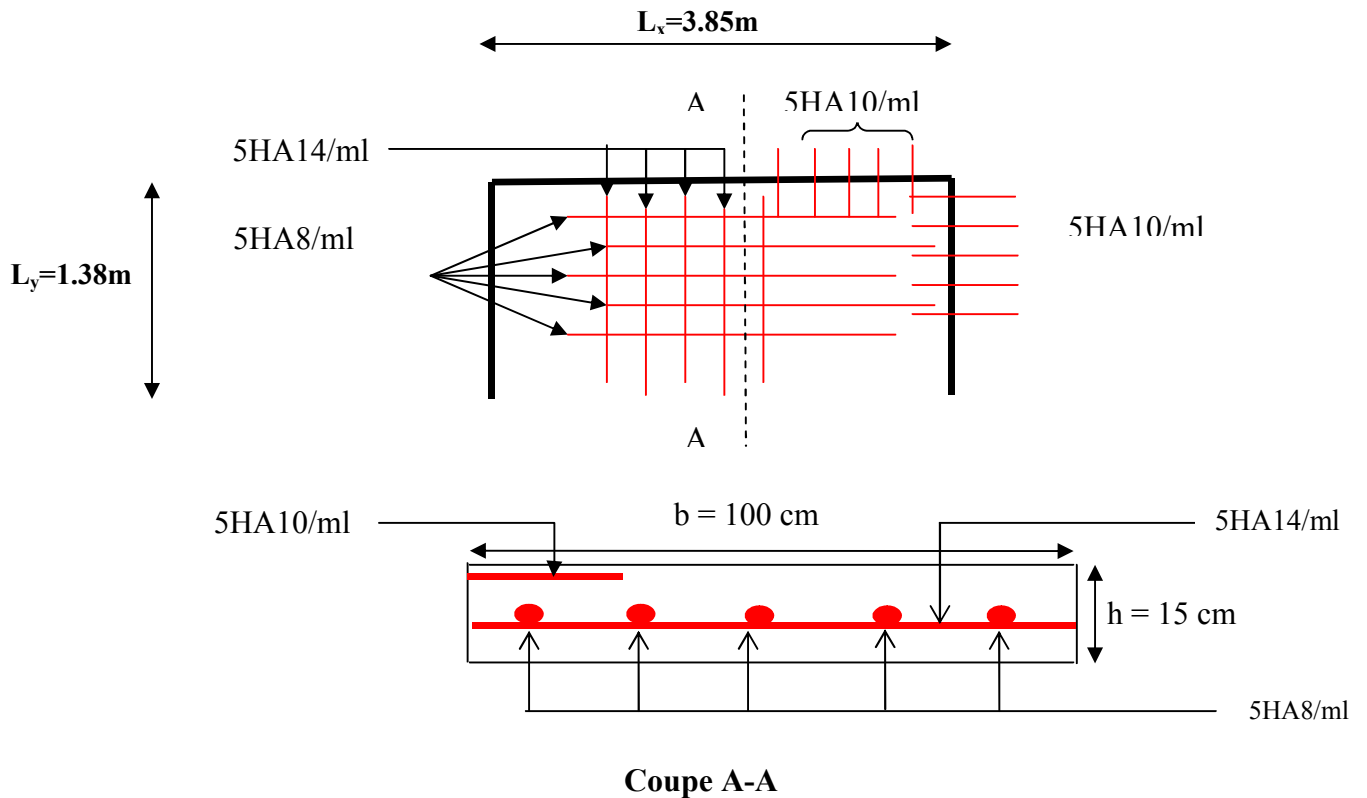


Figure. III.15 Schémas de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis type 2

3) Type 3 étage 1 à 6

$G=5.15\text{KN/m}^2$; $Q=3.50 \text{ KN/m}^2$; $h=15\text{cm}$

❖ Calcul des sollicitations

$P_U = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.50 = 12.20 \text{ KN/m}^2$

$P_S = G + Q = 5.15 + 3,5 = 8,65 \text{ KN/m}^2$

3.a) Calcul à l'ELU

❖ Méthode de calcul

on a : $l_y = 2 \text{ m} < \frac{l_x}{2} = 2.35 \text{ m}$, donc on est dans le deuxième cas

$M_x = \frac{P_U \times l_y^3}{6} = 16.27 \text{ KNm}$

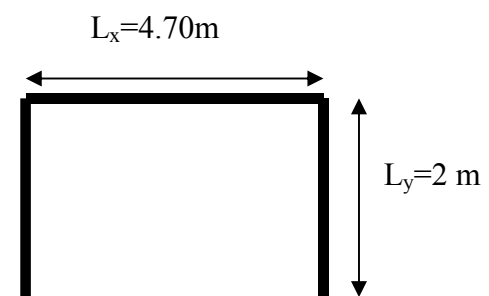


Figure III.16 Schémas statique d'une dalle sur trois appuis type 3

$$M_y = \frac{P_U \times l_y^2 \times l_x}{2} - \frac{2 \times P_U \times l_y^3}{3} = 49.61 \text{KNm}$$

En travée								
	M(KNm)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	S _t (cm)
Sens-x	13.83	0.057	0.073	0.126	3.15	1.55	5HA10=3.93	20
Sens-y	42.17	0.176	0.243	0.117	9.16	1.20	6HA14=9.24	15
En appui								
Sens-x	4.88	0.020	0.025	0.129	1.08	1.55	5HA8=2.51	20
Sens-y	14.88	0.062	0.080	0.126	3.39	1.20	5HA10=3.93	20

Tableau III.20 Ferrailage de la dalle pleine (Type 3)

3.b) Vérification à l'ELU

	□ (mm)	S _t (cm)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Sens-x	(8,14) < 15	25 < 33	23.69	0.182	1.25	Vérifiée
Sens-y	(8,14) < 15	25 < 33	10.08	0.077	1.25	Vérifiée

Tableau III.21 Vérification à l'ELU de la dalle pleine Type 3

3.c) Vérification à l'ELS

$$M_x = 11.53 \text{KNm}$$

$$M_y = 35.17 \text{KNm}$$

En travée						
	M(KNm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Sens-x	9.80	3.66	6477.65	5.53	15	C. Vérifiée
Sens-y	29.90	4.93	13811.68	10.67	15	C. Vérifiée
En appui						
Sens-x	3.46	3.66	6477.65	1.95	15	C. Vérifiée
Sens-y	10.55	4.93	13811.68	3.76	15	C. Vérifiée

Tableau III.22 Vérification à l'ELS de la dalle pleine Type 3

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

❖ La flèche

➤ Sens x-x :

$$A = 3.93 \text{ cm}^2, l = 4.70 \text{ m.}$$

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{4.70} = 0.032 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.032 < \frac{Mt}{20 * M_0} = \frac{9.80}{20 * 11.53} = 0.042 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} = 0.0070 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La 1^{ère} et la 2^{ème} condition ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

$$y=2.89\text{cm}, \quad I=3784.63 \text{ cm}^4, \quad \rho=0.0039, \quad \lambda_i=5.34, \quad \lambda_v=2.13$$

Q _j (KN/ml)	M _{jser} (KN.m)	σ _j (MPa)	μ _j	I _{f_j} (10 ⁻⁴ x m ⁴)	f _{ij} (mm)
2.44	2.76	77.87	0	1.6878	1.11
Q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	σ _g (MPa)	μ _g	I _{f_g} (10 ⁻⁴ x m ⁴)	f _{ig} (mm)
3.35	3.79	106.92	0.027	1.4682	1.76
Q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	σ _p (MPa)	μ _p	I _{f_p} (10 ⁻⁴ x m ⁴)	f _{ip} (mm)
5.62	6.36	179.37	0.25	0.7175	6.04
Q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	σ _{gv} (MPa)	μ _g	I _{f_{gv}} (10 ⁻⁴ x m ⁴)	f _{gv} (mm)
3.35	3.79	106.92	0.027	1.5925	4.86

Tableau III.23 Vérification de la flèche type 4 dans le sens x.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f = 8.03 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 0.803 < f_{adm} = 0.94 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée,}$$

➤ **Sens y-y :**

$$A = 3.93 \text{ cm}^2, \quad l = 4.70 \text{ m.}$$

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{2} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.075 > \frac{Mt}{20 \times M_0} = \frac{42.17}{20 \times 49.61} = 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} = \frac{10.05}{100 \times 12} = 0.0083 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

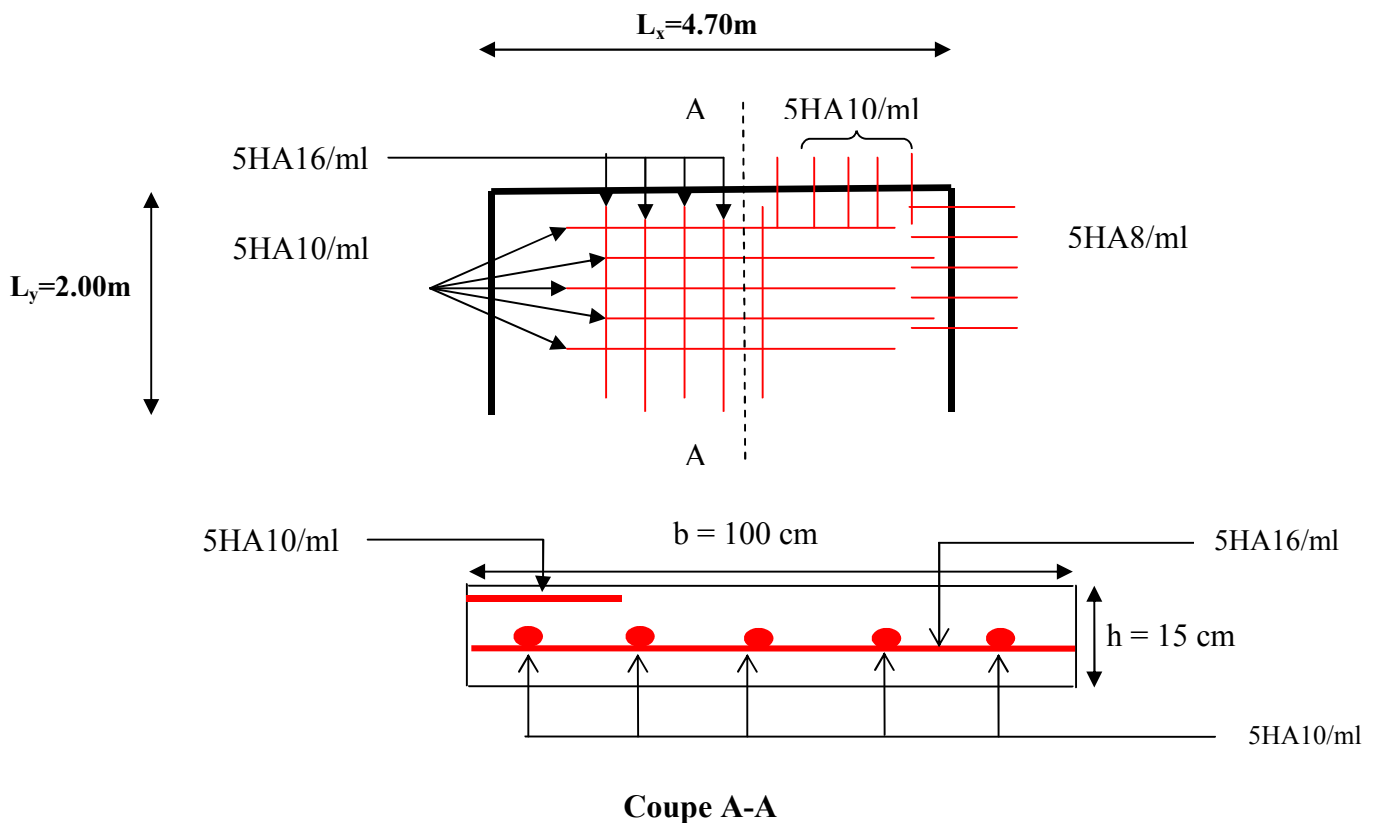


Figure. III.17 Schémas de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis type 3

III.2.2 Dalle sur quatre appuis

Epaisseur de la dalle est : $ht = 15 \text{ cm}$

On a: $G = 6.60 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$L_x = 3.95 \text{ m}$

$L_y = 4.65 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.95}{4.65} = 0.78 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$P_U = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 6.60 + 1.5 \times 1 = 10.41 \text{ KN/m}^2$$

$$P_S = G + Q = 6,60 + 1,5 = 8,10 \text{ KN/m}^2$$

$0.4 < \rho \leq 1$ □ donc la dalle est portée sur les deux sens.

III.2.2.1 Calcul des sollicitations

a) A L'ELU

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 10.41 \text{ KN/ml.}$$

-Calcul des moments :

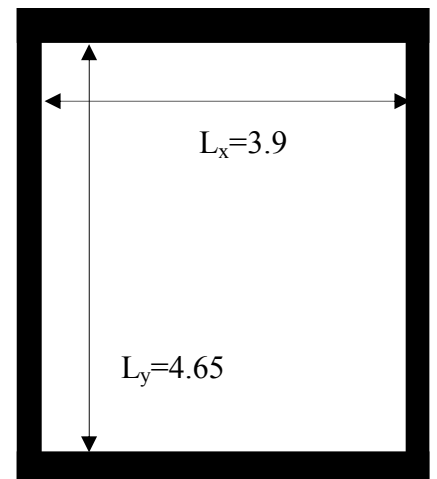


Figure III.18 schéma statique de la dalle reposant sur quatre appuis

Du tableau (Annexe) on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à $\eta=0$ et $\rho=0.78$;

$$\mu_x = 0.0584 ; \mu_y = 0.5608$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times P_U \Rightarrow M_{0x} = 9.58 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \Rightarrow M_{0y} = 5.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur et sur toute la portée

Moment en travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} \Rightarrow M_x^t = 0.85 \times 9.58 = 8.14 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} \Rightarrow M_y^t = 0.85 \times 5.37 = 4.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis

$$\begin{cases} M_x^a = 0.30 \times M_{0x} \Rightarrow M_x^a = 0.30 \times 9.58 = 2.87 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.30 \times M_{0y} \Rightarrow M_y^a = 0.30 \times 5.37 = 1.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.15) \text{ m}^2$

a.1) Selon L_x

En travée : $M_x^t = 8.14 \text{ KN.m}$

$$M_{0x} = \mu_{bu} = 0.034 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.034 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.043 ; Z = 0.127 ; A_x^t = 1.83 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_x^t = \text{HA10} = \text{cm}^2$

En appui : $M_x^a = 2.87 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0.012 ; \alpha = 0.015 ; Z = 0.129$$

$$\Rightarrow A_x^a = 0.64 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_x^a = \text{HA10} = \text{cm}^2$

❖ Condition de non fragilité

$$A_x^{\min} = 0.008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_x^t = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.20 \text{ cm}^2 \\ \end{cases}$$

$$A_x^a = 3.93 \text{ m}^2 > 1.20 \text{ cm}^2$$

Alors la condition de non fragilité est vérifiée

❖ Vérification des diamètres des barres

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} \quad ; \quad \text{soit } \phi_x \leq 15 \text{ mm}$$

$$\phi_x^{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ Espacement entre les barres

$$St_x \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm})$$

$$St_x = \min(3 \times 15, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On opte pour $St_x = 20 \text{ cm}$

❖ Calcul de l'effort tranchant

$$D = 0.9h, b = 1 \text{ m}$$

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{3} \Rightarrow V_{\max} = 13.70 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{13.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.09 \text{ MPa} < 0.05 f_{C28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

a.2) Selon L_y

$$\text{En travée : } M_y^t = 4.56 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.019 < 0.392 \Rightarrow A' = 0 \\ \mu_{bu} = 0.019 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \alpha = 0.023 ; Z = 0.128 ; A_x^t = 1.02 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{On opte pour } A_y^t = 5 \text{ HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } M_y^a = 1.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.005 ; \alpha = 0.0063 ; Z = 0.129$$

$$\Rightarrow A_y^a = 0.35 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_y^a = \text{HA10} = \text{cm}^2$

❖ Condition de non fragilité

$$A_y^{\min} = 0.008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_y^t = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.20 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Alors la condition de non fragilité est vérifiée

Vérification des diamètres des barres

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} \quad ; \quad \text{soit } \phi_x \leq 15 \text{ mm}$$

$$\phi_x^{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Espacement entre les barres (S_t)

$$S_{t_y} \leq \min (4 \times h, 45 \text{ cm})$$

$$S_{t_y} \leq \min (4 \times 15, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

On opte pour $S_{t_y} = 20 \text{ cm}$

Calcul de l'effort tranchant

$$D = 0.9h, \quad b = 1 \text{ m}$$

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 17.41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{17.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Calcul à l'ELS

Du tableau (Annexe 3) on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à $\square = 0.2$ et $\rho = 0.78$;

$$\mu_x = 0.0650 \quad ; \quad \mu_y = 0.6841$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times P_S \Rightarrow M_{0x} = 8.21 \text{KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \Rightarrow M_{0y} = 5.62 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 6.98 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 4.78 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ Vérification des contraintes

La dalle se situe à l'abri des intempéries donc la fissuration est peu nuisible. On vérifie uniquement les contraintes dans le béton

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

Il faut que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$; avec $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

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

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

➤ Selon I_x :

$$M_x^t = 6.98 \text{KN.m}, A = 3.93 \text{cm}^2 \text{ et } d = 13 \text{cm}$$

$$Y = 3.37 \text{cm}, I = 6742.60 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.98 \times 10^{-3} \times 3.36 \times 10^{-2}}{6742.60 \times 10^{-8}} = 3.48 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Selon I_y :

$$M_y^t = 4.78 \text{KN.m}, A = 3.93 \text{cm}^2 \text{ et } d = 13 \text{cm}$$

$$Y = 3.37 \text{cm}, I = 6742.60 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.78 \times 10^{-3} \times 3.36 \times 10^{-2}}{6742.60 \times 10^{-8}} = 2.23 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

Puisque la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

❖ Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes son vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Sens x-x

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.035 < 0.042 \dots\dots \text{Non Vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.003 < 0.005 \dots\dots \text{Vérifié}$$

➤ Sens y-y

$$1) \frac{h}{l_y} \geq \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.032 < 0.042 \dots\dots \text{Non Vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.003 < 0.005 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, donc le calcul à la lèche est nécessaire La flèche

➤ Selon x-x

$$y=3.37\text{cm}, \quad I=6742.60 \text{ cm}^4, \quad \rho=0.003, \quad \lambda_i=7, \quad \lambda_v=2.8$$

Q _i (KN/ml)	M _{js_{er}} (KN.m)	I _{f_i} (10 ⁻⁴) m ⁴	σ _i (MPa)	μ _i	F _{ji} (mm)
2.44	3.56	-6.63	76.38	0.215	0.26
Q _g (KN/ml)	M _{gs_{er}} (KN.m)	I _{f_g} (10 ⁻⁴) m ⁴	σ _g (MPa)	μ _g	F _{gi} (mm)
3.35	4.89	8.94	104.90	0.091	0.26
Q _p (KN/ml)	M _{ps_{er}} (KN.m)	I _{f_p} (10 ⁻⁴) m ⁴	σ _p (MPa)	μ _p	F _{pi} (mm)
5.62	8.22	1.72	176.19	0.131	2.32
Q _g (KN/ml)	M _{gs_{er}} (KN.m)	I _{f_{gv}} (10 ⁻⁴) m ⁴	σ _{gv} (MPa)	μ _g	F _{gv} (mm)
3.35	4.89	4.40	104.90	0.091	1.62

Tableau III.24 Vérification de la flèche type 4 dans le sens x.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{j_{gi}} \Rightarrow \Delta f = 3.42\text{mm}=0.34 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t < f_{adm} = 0.79 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Selon y-y

$$y=3.37\text{cm}, \quad I=6742.60 \text{ cm}^4, \quad \rho=0.003, \quad \lambda_i=7, \quad \lambda_v=2.8$$

Q _i (KN/ml)	M _{js_{er}} (KN.m)	I _{f_i} (10 ⁻⁴) m ⁴	σ _i (MPa)	μ _i	F _{ji} (mm)
2.44	4.94	8.35	105.86	0.087	0.39
Q _g (KN/ml)	M _{gs_{er}} (KN.m)	I _{f_g} (10 ⁻⁴) m ⁴	σ _g (MPa)	μ _g	F _{gi} (mm)
3.35	6.78	2.47	145.38	0.047	1.84
Q _p (KN/ml)	M _{ps_{er}} (KN.m)	I _{f_p} (10 ⁻⁴) m ⁴	σ _p (MPa)	μ _p	F _{pi} (mm)
5.62	8.22	1.13	244.18	0.272	6.74

$Q_g(\text{KN/ml})$	$M_{gser}(\text{KN.m})$	$I_{f_{gv}} (10^{-4}) \text{ m}^4$	$\sigma_{gv}(\text{MPa})$	μ_g	$F_{gv}(\text{mm})$
3.35	11.39	2.90	145.38	0.047	4.70

Tableau III.25 Vérification de la flèche type 4 dans le sens y.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f = 9.21\text{mm} = 0.92\text{cm}$$

$$\Delta f_t < f_{adm} = 0.94 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

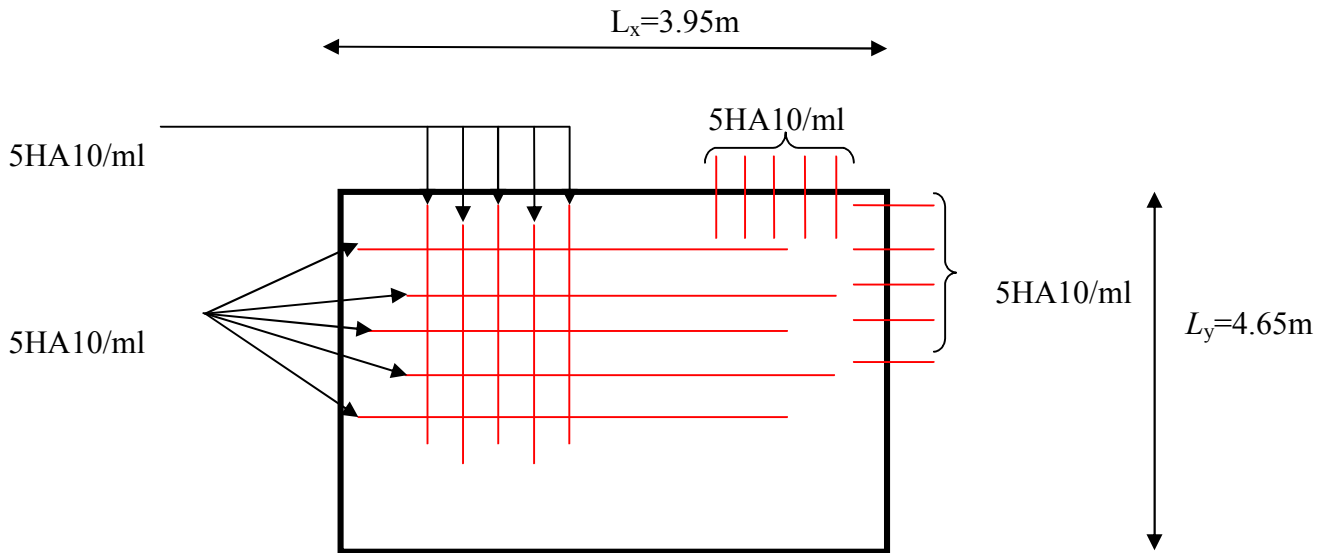


Figure III.19 Schémas de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.3. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le planche, soumis a sont poids propre (G), à une force latérale (Fp) due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) .

III.3.1 Hypothèse de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

III.3.2 Evaluation des charges

$$G_t = 2.13\text{KN}$$

$$Q = 1\text{KN} .$$

La force sismique :

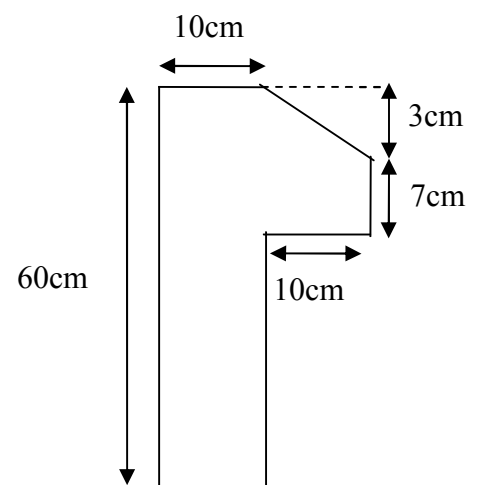


Figure III.20 Dimension de l'acrotère

$$.F_p=1,02\text{KN}$$

Calcul de centre de gravité de la section :

le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 6.20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 58]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 33.01 \text{ cm}$$

III.3.3 Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre $N_G = 2.13\text{KN}$

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 :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.02 \times 0.33 = 0.34 \text{ KN.m}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

❖ Combinaisons d'actions

	RPA 99	E L U	E L S
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.13	2.88	2.13
M (KN.m)	0.94	0.9	0.60

Tableau III.26 Combinaison d'action.

III.3.4 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : $1.35G + 1.5Q$.

$$N_U = 2.88 \text{ KN}$$

$$M_U = 0.9 \text{ KNm}$$

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_U}{N_U} = 31.25 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$e_1 \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du BAEL91/modifier99 en adoptant une excentricité totale de calcul $e = e_1 + e_2 + e_a$

e_1 : excentricité structurelle ($e_1 = 0.31 \text{ m}$)

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}) = 2 \text{ cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times (2 + 2 \times 0)}{0.1 \times 10^4} = 0.86cm$$

$$e = 31.25 + 2 + 0.86 = 34.11cm$$

III.3.5 Ferrailage de la section

a) A l'ELU :

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

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_U = 2.88 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e = 2.87 \times 34.21 \times 10^{-2} = 0.98KNm$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0.98 + 2.87 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.06KNm$$

M_{ua} : Moment de flexion évalué au Niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0117$$

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

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}\right] = 0.014$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 7.95cm$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{7.95 \times 10^{-2} \times 348}$$

$$A = 0.382 \text{ cm}^2$$

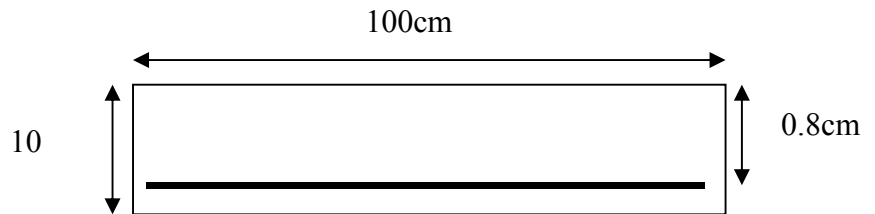


Figure III.22 Section à ferrailer de l'acrotère

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.382 - \frac{2.88 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4$$

$$A_s = 0.30 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{\min} \text{ donc on prend } A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

on opte pour $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

on opte pour $A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

❖ Vérification des espacements

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow$ on opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ on opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.02 + 1 = 2.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.025 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa.}$$

On a: $\tau_u = 0,025 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

❖ Vérification de l'adhérence (CBA93 article A.6.1.3)

$$\tau_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

tel que $\Sigma\mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma\mu_i = n \times \pi \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 5.65 \times 10^{-2}} \Rightarrow \tau_s = 0.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_s = 2.83 \text{ MPa}$$

Tel que : ψs est le coefficient de scellement

$$\tau_{se} = 0.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

b) À L'ELS

$$d = 0.13 \text{ m.}$$

$$N_{ser} = 2.13 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 0.6 \text{ KNm}$$

❖ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times (y_{ser}) / \mu t \quad \text{qui doit être inférieure à } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu t \quad \text{qui doit être inférieure à } \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(3 / 2 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

Tel que: $\eta = 1.6$ pour les aciers HR

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.13} = 0,281 \text{ m}$$

e_G : la distance entre le centre de pression **C** et le centre de gravité de la section du béton.

$$e_G > \frac{h}{6} = 0,016 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow C \text{ a l'extérieur de la section} \Rightarrow C < 0, y_c > 0.$$

$$N = \text{compression} \Rightarrow C = \frac{h}{2} - e_G = 0,05 - 0,28 = -0,231 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

Tel que:

$$p = -3 \times c^2 + (d - c) \times 6nA_s / b = -3 \times (-0.231)^2 + (0.08 + 0.231) \times (6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}) / 1 = -0.155 m^2$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 \times 6nA_s / b = -2(-0.231)^3 - (0.08 + 0.231)^2 \times (6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}) / 1 = 0.023 m^3$$

$q^2 + (4/27) p^3 = (0.023)^2 + (4/27) \times (-0.155)^3 = -2.16 \times 10^{-5} \leq 0 \Rightarrow$ Il existe 3 racines réelles pour l'équation * il faut choisir celle qui convient : $0 \leq y = y_c + c \leq h$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 0.455 \\ \cos \Phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-3/P} \Rightarrow \Phi = 168.45^\circ \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3}\right) = 0.253 \text{ cm} \\ y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 120\right) = -0.454 \text{ cm} \\ y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 240\right) = 0.201 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On a : $0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.231 \leq y_c \leq 0.331$

Donc on opte pour $y_c = 0.253 \text{ m} \Rightarrow y = 0.253 + (-0.231) = 0.02 \text{ m}$

$y_{ser} = 0.02 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = b \times y^2 / 2 - 15 \times A \times (d - y) = 1 \times 0.02^2 / 2 - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.02) = 2.30 \times 10^{-4} m^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{2.13 \times 10^{-3}}{2.30 \times 10^{-4}} \times 0.02 = 0.19 MPa \leq 15 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{2.13 \times 10^{-3}}{2.30 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.02) = 8.12 MPa \leq 240 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

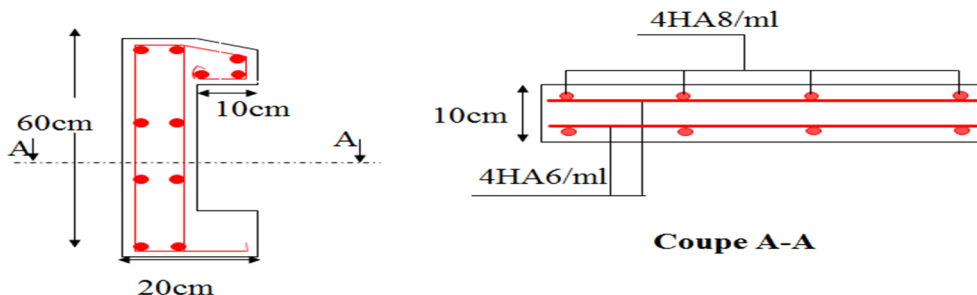


Figure III.23 schéma de ferrailage de l'acrotère

III.4 Etude de l'ascenseur

III.4.1 Définition et caractéristiques

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

D'après l'annexe 02:

$V_l = 1.6 \text{ m/s}$ → vitesse de levage.

$$\left. \begin{array}{l} P_m = 15 \text{ KN} \\ D_m = 51 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ charges dues au locale des machines}$$

- $F_c = 145 \text{ KN}$: charge de la cuvette.
- Course maximale $L = 50 \text{ m}$.
- $B_s * T_s = 270 * 200 \text{ cm}^2$ dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.

$$P = 15 + 51 + 6 \cdot 3 = 72,3 \text{ KN.}$$

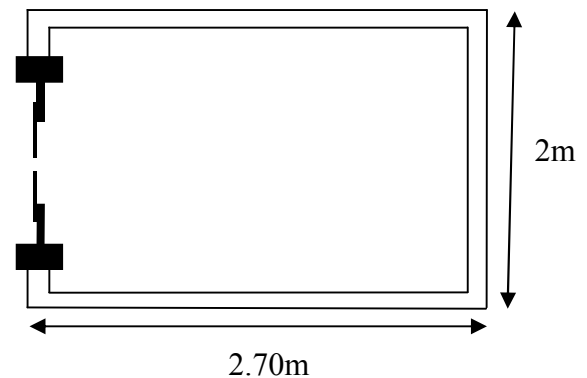


Figure III.24 cage d'ascenseur

On définit deux types de dalles qui sont :

- 1) dalle du locale des machines.
- 2) dalle de la cuvette.

III.4.2 Calcul de la dalle du locale des machines

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h = 20 \text{ cm}$.

On a $P = 72,3 \text{ KN}$.

$h = 20 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_0 = 4 \text{ cm}$: revêtement en béton.

a_0 et U dimensions // $l_x = 200 \text{ cm}$.

b_0 et V dimensions // $l_y = 270 \text{ cm}$.

U et V les cotés du rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y les dimensions du panneau de dalle.

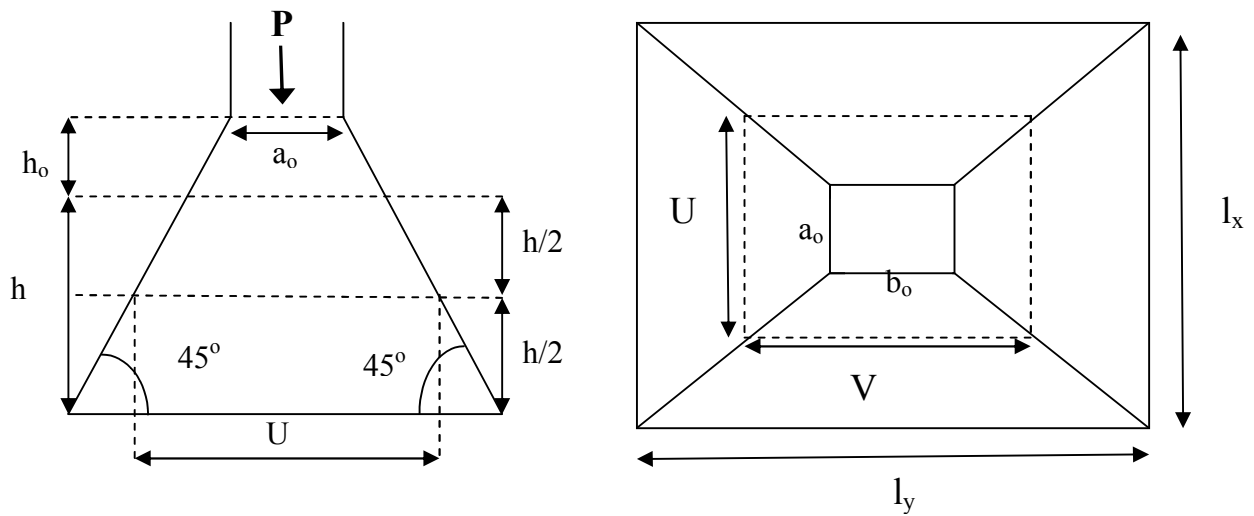


Figure III.25 Schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impacte

$$\begin{cases} U = a_0 + h + 2 \xi h_0 \\ V = b_0 + h + 2 \xi h_0 \end{cases}$$

$$\xi = 1 \quad (\text{revêtement en béton})$$

$$V_1 = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150 \text{ cm} \\ b_0 = 160 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = 150 + 20 + 2 \cdot 4 = 178 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$V = 160 + 20 + 2 \cdot 4 = 188 \text{ cm.}$$

a) Calcul à l'ELU

❖ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = Pu (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

avec :

ν : coefficient de poisson (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On } \rho = \frac{200}{270} = 0,74 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{178}{200} = 0,890 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{188}{210} = 0,696$$

En utilisant l'abaque de pigeaud on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = 0,072 \\ M_2 = 0,038 \end{cases}$$

$$P_u = 1,35 \times 72,3 = 97,61 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 97,61 \times 0,072 = 7,02 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 97,61 \times 0,038 = 3,71 \text{ KNm}$$

❖ évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$\rho = 0,74 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de ν

$$\mu_x = 0,0633 \quad , \quad \mu_y = 0,4938$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q$$

$$G = 25 \times 0,2 + 22 \times 0,04 = 5,88 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 5,88 + 1,5 \times 1 = 9,44 \text{ kn / ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0633 \times 9,44 \times (2)^2 = 2,39 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,4938 \times 2,39 = 1,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,41 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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 :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 9,41 = 7,99 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times 4,89 = 4,15 \text{ KN.m} \\ M_y^a = M_y^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 9,41 = -2,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = d_y = 18 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t calculé (cm^2/ml)	A_a calculé (cm^2/ml)	A_t adopté (cm^2/ml)	A_a adopté (cm^2/ml)
Sens x-x'	7.99	-2.82	1.35	0.37	5T10=3.93	4T10=3.14
Sens y-y'	4.15	-2.82	0.66	0.37	4T10=3.14	4T10=3.14

Tableau III.27 Résultats des calculs de ferraillage de la dalle des machines.

b) Vérification à l'ELU❖ **Condition de non fragilité**

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} h = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,74 > 0,4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h \\ A_y^{\min} = 0,23 \times b \times d_y \times \frac{f_{t28}}{f_e} \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}, \text{ HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,74}{2} \right) \times 0,2 = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_y^t = 2,51 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui**

$$A_t^x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 1,80 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y = 2,17 \text{ cm}^2.$$

❖ **Vérification au poinçonnement**

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (150 + 160)$$

$$U_c = 620 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.61 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$0.045 \times 6.2 \times 0.2 \times \frac{14.2}{1.5} = 528.24 \text{ KN}$$

$$Q_u = 97.61 \text{ KN} \leq 528.24 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v > u \Rightarrow \begin{cases} \text{Au milieu de } u : V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 21.70 \text{ KN} \\ \text{Au milieu de } v : V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 20.76 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{\max} = 21.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

❖ **d) Espacement des barres**

$$\begin{cases} S_x^t \leq \min(2h; 22 \text{ cm}). \\ S_y^t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}). \end{cases} \quad \begin{cases} S_x^t = 20 \text{ cm} \\ S_y^t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Le diamètre des barres**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

c) Calcul à l'ELS

❖ **Etat limite d'ouverture de fissures**

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

❖ **Etat limite de compression du béton**

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage**

$$\begin{cases} M_{x1} = p_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = p_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

$$p_{ser} = G = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 72.3 \times (0.072 + 0.2 \times 0.038) = 5.72 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = 72.3 \times (0.038 + 0.2 \times 0.072) = 3.78 \text{ KNm.} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments due au poids propre de la dalle**

$$\rho = 0.74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0696. \\ \mu_y = 0.6315. \end{cases}$$

$$q_{ser} = (25 \times 0.20 + 22 \times 0.04) \times 1 = 6.88 \text{ KN/m.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 1.91 \text{ KNm.} \\ M_{y2} = 1.21 \text{ KNm.} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.63 \text{ KNm.} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.99 \text{ KNm.} \end{cases}$$

➤ **Les moments en travées et en appuis**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 6.48 \text{ KNm.} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 4.24 \text{ KNm.} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 2.29 \text{ KNm.} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau (Tab.3.49) suivant :

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Appuis	- 2.29	3.67	11320	0.74	15	vérifie
Travées (x)	6.48	4.05	13686	1.91	15	vérifie
Travées (y)	4.24	3.67	11320	1.37	15	vérifie

Tableau III.28 vérification des contraintes

❖ **Etat limite de déformation**

les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l = 0.1 \geq 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots (1). \\ h / l = 0.1 \geq M_t / 10M_0 = 0.085 \dots \dots (2). \\ A / b.d = 1.7 \times 10^{-3} \leq 2 / f_e = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots (3). \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.3 Calcul de la dalle de la cuvette

Les dimensions sont les mêmes que celle de la dalle du locale des machines.

a) Calcul a l'ELU

poids propre de la dalle et du revêtement :

$$G_1 = 5.88 \text{ KN/m}^2.$$

poids propre de l'ascenseur :

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2 \times 2.70} = 26.85 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G_1 + G_2 = 32.73 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 1.35 G_{total} + 1.5 \times Q = 45.68 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.74 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0633 \times 45.68 \times (2)^2 = 11.56 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,4938 \times 11.56 = 5.71 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_x^t = 0.85M_x = 9.82 \text{ KNm}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 4.39 \text{ KNm}$$

$$M_a = -0.3 \times M_x = -3.46 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml et en prenant $d_x = d_y = 18 \text{ cm}$ les calcul sont regroupés dans le tableau (tab.3.44) suivant :

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t calculé (cm^2/ml)	A_a calculé (cm^2/ml)	A_t adopté (cm^2/ml)	A_a adopté (cm^2/ml)
Sens x-x'	9.82	-3.46	1.56	0.55	5T10=3.93	4T10=3.14
Sens y-y'	4.85	-3.46	0.77	0.55	4T10=3.14	4T10=3.14

Tableau III.29 Ferrailage de la dalle de la cuvette

b) Vérifications à l'Etat Limite Ultime

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$\rho = 0.9 \geq 0.4$ et $h \geq 12 \text{ cm}$, donc:

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.74)}{2} \times 0.2 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A_a = A_y^{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{45.68 \times 2}{2} \times \frac{2.7^4}{2^4 + 2.7^4} = 35.11 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 14.27 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{\max} = 35.11 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{35.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$$

❖ Espacement des armatures

Selon x: $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Selon y: $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

c) Vérification à l'ELS

$\rho = 0.74 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0696, \quad \mu_y = 0.6315$$

$$q_s = G + q$$

$$q_s = 33.73 \text{ kN/ml}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0696 \times 33.73 \times (2)^2 = 9.39 \text{ kNm} \\ M_y = 0.6315 \times 9.39 = 5.93 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 6.48 \text{ kNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 4.24 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$M_a = 0.3 \times M_x = 0.92 \text{ kN}$$

❖ État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Appuis	- 2.29	3.67	11320	0.74	15	vérifie
Travées (x)	6.45	4.05	13686	1.91	15	vérifie
Travées (y)	4.24	3.67	11320	1.37	15	vérifie

Tableau.30 vérification des contraintes de la dalle de la cuvette

❖ État limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

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

Les trois conditions sont vérifiées que ce soit selon x ou y, donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

❖ Schéma de ferrailage

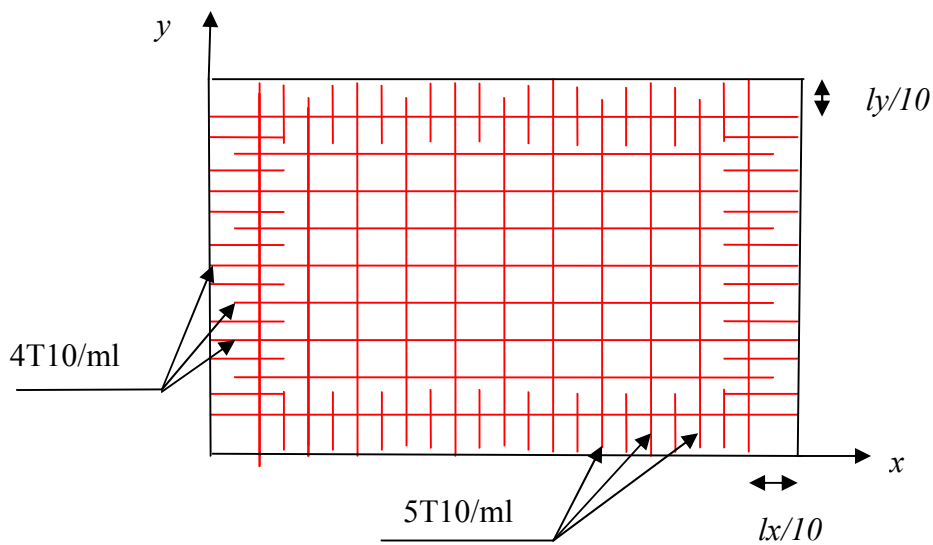
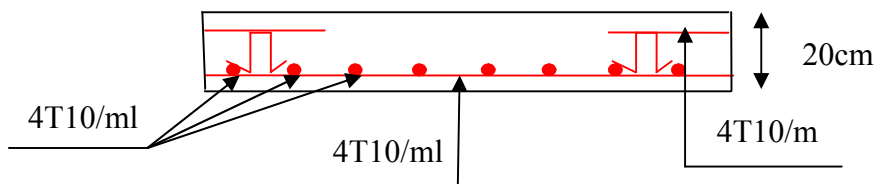


Figure III.26 Vue en plan.



Coupe transversale

Figure III.27 Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

III.5 Etude des escaliers

Introduction

Afin de permettre le passage d'un niveau à un autre dans un immeuble, on a besoin d'un moyen qui s'agitait des escaliers. Le dimensionnement de ces derniers dépend de leurs modes d'appuis et du type de leurs usages

III.5.1 Etude des escaliers type 1

III.5.1.1) 1^{ère} et 3^{ème} volée

$G_V=7.63 \text{ KN/m}^2$, $G_P= 4.74\text{KN/m}^2$, $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison de charge

Elément	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
Volée	14.05	10.13
Palier	10.15	7.24

Tableau III.31 combinaison de charge pour les volées 1 et 3

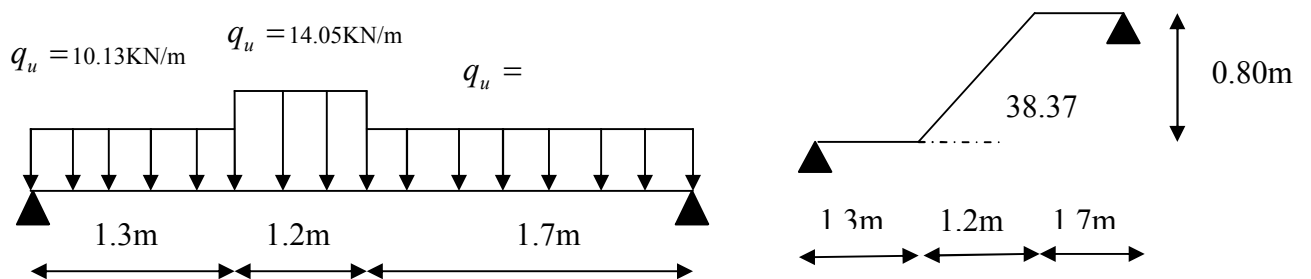


Figure III.28 Schéma statique des volées 1 et 3 d'escalier type 1

	M_0 (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	$M_A = M_B$ (KN.m)	V_U (KN)
ELU	24.80	18.60	12.40	23.62
ELS	17.79	13.34	8.89	/

Tableau.III.32 Sollicitations de l'escalier type 1

b) Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$, $d=13\text{cm}$.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	S_t (cm)
En travée	18.60	0.077	0.101	0.124	4.28	4HA12=4.52	25
En appui	12.40	0.051	0.066	0.126	2.81	4HA10=3.14	25

Figure III.33 Ferrailage de l'escalier type 1

- Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow \text{En travée : } A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appui : } A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on adopte : 4HA8/ml=2.10cm²/ml (en travée et en appui).

c) Vérification à l'ELU

- ❖ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2 ; A_{\min} < A_{cal} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ L'effort tranchant

D'après le CBA 93 (art A.5.1.1) la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la Contrainte admissible de cisaillement.

$$V_u = 20.13 \text{ KN}$$

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min(0.2f_{c28}/1.5; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{23.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.181 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.181 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- ❖ Les armatures transversales au cisaillement

$$A_s \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e},$$

$$\text{or on a } (20.13 \times 10^{-3} - \frac{10.58 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -2.02 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{C.vérifiée}$$

- ❖ Espacement des barres

-armatures longitudinales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 \text{ h}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

-armatures transversales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \text{ h}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

d) Vérification à l'ELS

- ❖ Etat limite d'ouvertures des fissures

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

❖ Vérification de l'état limite de compression du béton

$M_{ser} (KNm)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$	observation
13.34	2.98	77338.37	5.14	15	C. vérifiée

Tableau III.34 Vérification à l'ELS de la volée 1 et 3 d'escalier type1

❖ Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.15}{4.20} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.0625$ Non vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.035 < \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.074$ n'est pas vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = 0.0031 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée.

Ces conditions ne sont pas vérifiées, Alors la vérification de la flèche est nécessaire

$y=3.05cm, I=5608.74cm^4, \rho=0.002, \lambda_i=8.69, \lambda_v=3.47$

$M_{jser} (KNm)$	$I_{f_{ij}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_j (MPa)$	μ_j	$f_{ij} (mm)$
8.04	7.42	240.20	0.168	0.58
$M_{gser} (KNm)$	$I_{f_{ig}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_g (MPa)$	μ_g	$f_{ig} (mm)$
11.49	6.16	305.64	0.272	1.01
$M_{pser} (KNm)$	$I_{f_{ip}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_p (MPa)$	μ_p	$f_{ip} (mm)$
9.91	2.43	2633.77	0.866	22.11
$M_{gser} (KNm)$	$I_{f_{gv}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_{gv} (MPa)$	μ_g	$f_{gv} (mm)$
11.49	6.16	305.64	0.272	1.75

Tableau III.35 Vérification de la flèche des volées 1 et 3.

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{j_{gi}} \Rightarrow \Delta f = 22.27mm = 2.22 cm$

$\Delta f_t > f_{adm} = 0.84 cm$ condition non vérifiée, alors on doit augmenter la hauteur $h=16cm$.

Charge et surcharge (après augmentation de la hauteur)

Palier : $G_{palier} = 5.24KN / m^2$

Volée : $G_{volée} = 7.93 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$

a) Moments et efforts tranchants

	q_v (KN/m)	q_p (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	$M_A = M_B$ (KN.m)	V_U (KN)
ELU	14.45	10.82	27.72	20.79	13.86	25.12
ELS	10.43	7.74	19.92	16.94	7.97	22.89

Tableau.III.36 sollicitations dans l'escalier type 1

b) Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$, $d=14\text{cm}$.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{adopt} (\text{cm}^2)$	$S_t (\text{cm})$
En travée	20.79	0.075	0.097	0.134	4.44	4HA12=4.52	25
En appui	13.86	0.050	0.064	0.136	2.92	4HA10=3.14	25

Tableau III.37 Ferrailage de l'escalier type 1

❖ **Les armatures de répartition**

$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow$ **En travée** : $A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

En appui : $A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Donc on adopte : $\left\{ \begin{array}{l} 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2 \text{ en travée} \\ 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2 \text{ en appui} \end{array} \right.$

c) Vérification à l'ELU

❖ **La condition de non fragilité**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 \text{ cm}^2$; $A_{min} < A_{cal} \dots\dots$ Condition vérifiée

❖ **L'effort tranchant**

$V_u = 25.12 \text{ KN}$

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{25.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.179\text{MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.179 \leq \tau_u^- = 3.25\text{MPa}.$$

❖ **Les armatures transversales au cisaillement**

$$A_s \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e},$$

or on a $(25.12 \times 10^{-3} - \frac{13.86 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -2.44 \times 10^{-4} \text{cm}^2 < A_s = 3.14\text{cm}^2 \dots \text{C. vérifiée}$

❖ **Espacement des barres**

-armatures longitudinales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

-armatures transversales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

d) Vérification à l'ELS

❖ **Etat limite d'ouvertures des fissures**

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

❖ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

$M_{ser}(KNm)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	observation
16.94	3.19	6586.00	8.20	15	C. vérifiée

Tableau II.38 Vérification à l'ELS de la volée 1 et 2 d'escalier type1

❖ **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.16}{4.20} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$

2) $\frac{h}{l} = 0.038 < \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.042 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée.}$

3) $\frac{A}{b * d} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Ces conditions ne sont pas vérifiées, Alors la vérification de la flèche est nécessaire

$y=3.19\text{cm}$, $I=6586.00\text{cm}^4$, $\rho=0.003$, $\lambda_i=6.50$, $\lambda_v=2.60$

$M_{jser} (KNm)$	$I_{f_{ij}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_j (MPa)$	μ_j	$f_{ij} (mm)$
3.89	23.73	67.47	0	0.035
$M_{gser} (KNm)$	$I_{f_{ig}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_g (MPa)$	μ_g	$f_{ig} (mm)$
38.93	4.48	675.25	0.660	1.88
$M_{pser} (KNm)$	$I_{f_{ip}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_p (MPa)$	μ_p	$f_{ip} (mm)$
6.70	3.88	1162.41	0.785	3.73
$M_{gser} (KNm)$	$I_{f_{gv}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_{gv} (MPa)$	μ_g	$f_{gv} (mm)$
38.93	4.48	675.25	0.660	2.89

Tableau III.39 Vérification de la flèche des volées 1 et 3.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{j_{gi}} \Rightarrow \Delta f = 4.71\text{mm} = 0.47 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t < f_{adm} = 0.53 \text{ cm} \quad \dots\dots\text{condition vérifié}$$

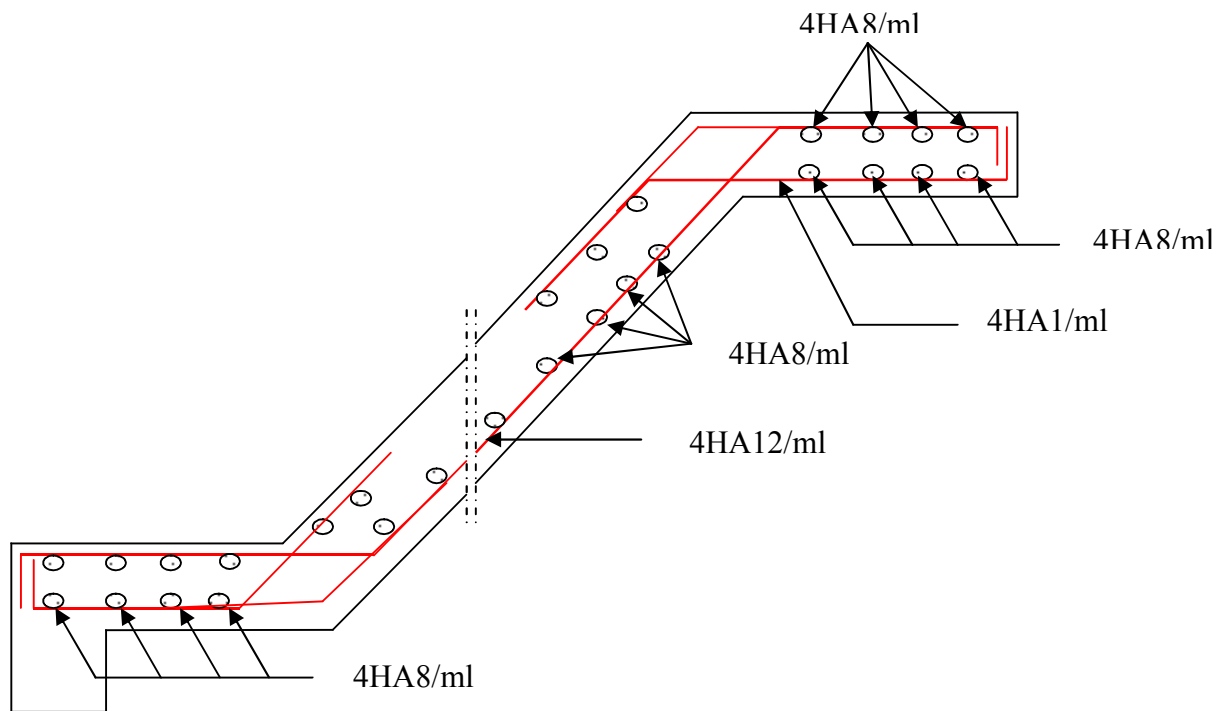


Fig.III.29 schéma de ferrailage de l'escalier type 1
(Palier -volée 1 et 3)

III.5.1.2) Pour la 2^{ème} volée

$$G_v = 7.86 \text{ KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

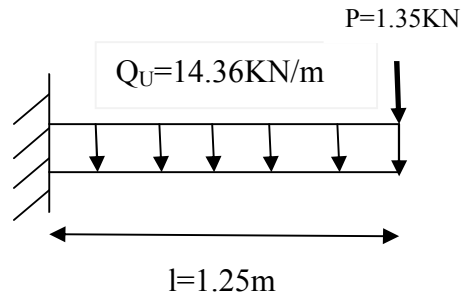


fig.III.30 Schéma statique de la volée

a) Combinaison de charges et sollicitations

	q (KN/ml)	M (KN.m)	V (KN)
ELU	14.45	21.12	24.71
ELS	10.43	15.28	17.86

Tableau III.40 Sollicitation de la volée II d'escalier type 2

b) Ferrailage

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopt} (cm^2)$	$S_t (cm^2)$
21.12	0.076	0.099	0.134	4.52	1.57	4HA14=6.16	25

Tableau III.41 Ferrailage de la volée II d'escalier type 2

❖ les armatures longitudinales

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{ml} . \text{ On choisit des } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

c) Vérification à l'ELU

❖ L'effort tranchant

$$V_u = 24.71 \text{ KN}$$

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{24.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.176 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.176 \leq \tau_u^- = 3.25 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Les armatures transversales au cisaillement

$$A_s \geq (V_U + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

or on a $(24.71 \times 10^{-3} - \frac{10.87 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -1.77 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{C. vérifiée}$

d) Vérification à l'ELS

❖ Etat limite d'ouvertures des fissures

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

❖ Vérification de l'état limite de compression du béton

$M_{ser} (KNm)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$	observation
10.43	3.13	63392	7.54	15	C. vérifiée

Tableau III.42 Vérification à l'ELS de la volée II d'escalier type 2

❖ Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.70} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{vérifiée.}$

2) $\frac{h}{l} = 0.088 > \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.042 \dots \text{vérifiée.}$

3) $\frac{A}{b * d} = 0.0044 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{vérifiée.}$

Alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

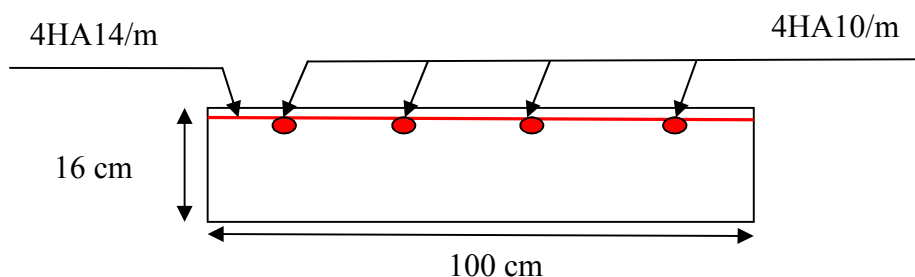


Fig.III.31 Schéma de ferrailage de la volée 2

III.5.1.3 Calcul de la poutre brisée

Cette poutre se calcul en flexion simple et en torsion

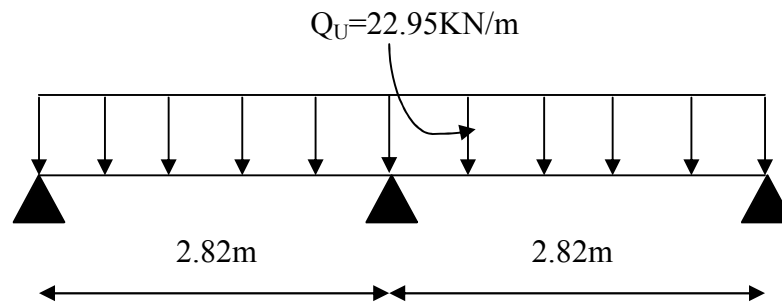


Figure. III.32 Schéma statique de la poutre brisée d'escalier type 1

1) Pré dimensionnement

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{282}{15} \leq h \leq \frac{282}{10} \Rightarrow 18.8 \leq h \leq 28.2 \text{ cm}$$

$$\text{Condition RPA : } \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA99/version 2003(Art7.5.1)}$$

\Rightarrow Soit $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

2) Calcul à la flexion simple

a) **Calcul des sollicitations** la poutre est soumise à son :

- ✓ Poids propre : $G_p = 0.30 \times 0.25 \times 25 = 1.88 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids du mur extérieur : $P_m = 2.76 \times 1.60 = 4.42 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids total: $P_t = 6.30 \text{ KN/ml}$

La charge transmise par la volée est une réaction

❖ **ELU** : $P_v = 14.45 \text{ KN/ml}$

$$P_u = 1.35 \times 6.30 + 14.45 \Rightarrow P_u = 22.95 \text{ KN/ml}$$

$$\diamond \text{ ELS : } P_v = 10.43 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 6.30 + 10.43 \Rightarrow P_s = 16.73 \text{ KN/ml}$$

	$q \text{ (KN/ml)}$	$M_{app}^{int} \text{ (KNm)}$	$M_t \text{ (KNm)}$	$V_{max} \text{ (KN)}$
ELU	22.95	13.69	17.78	37.21
ELS	16.73	9.98	13.07	27.13

Tableau III.43 sollicitations de la poutre brisée d'escalier type 1

b) Ferrailage

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopt} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_t \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	17.78	0.063	0.082	0.270	1.89	1.69	3HA12=3.39	25
En appui	13.69	0.049	0.063	0.272	1.44	1.69	3HA10=2.36	25

Tableau III.44 Ferrailage de la poutre brisée d'escalier type 1

c) Vérification à l'ELU

\diamond Vérification à l'effort tranchant

$$V_u = 37.21 \text{ KN}$$

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min(0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{37.21 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} = 0.532 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.532 \leq \tau_u^- = 3.25 \text{ MPa}$$

\diamond Les armatures transversales au cisaillement

$$A_s \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\text{or on a } \left(37.21 \times 10^{-3} - \frac{13.69 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28} \right) \times \frac{1.15}{400} = -0.49 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{C. vérifiée}$$

\diamond Espacement des barres

-armatures longitudinales : $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$.

On opte: $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 15 \text{ cm, en travée.} \\ S_t = 10 \text{ cm, en appui.} \end{array} \right.$

3) Calcul de la poutre brisée à la torsion

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 3.75 \text{ cm}^2$$

(RPA99/version 2003 Art 7.5.2.1)

A^a : Section d'armature en appui.

A^t : Section d'armature en travée.

Donc on prend $A^a = 3.75 \text{ cm}^2$

a) Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui (**Tableau III-43**).

$$M^{\text{torsion}} = M_b^a = 13.69 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **(Art A.5.4.2 .2.) [CBA93]**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.05 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 0.9 \text{ m}^2$$

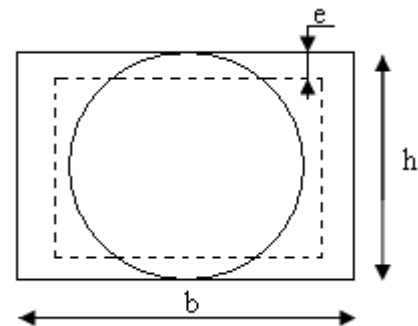


Figure III.33 Section creuse équivalente

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{Tu} \times \mu \times \gamma_S}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{\text{tor}} = \frac{13.69 \times 10^{-3} \times 0.9 \times 1.15}{2 \times 0.05 \times 400} \Rightarrow A_{\text{tor}} = 3.54 \text{ cm}^2$$

b) Choix des armatures

• En travée

$$A^t = 3.39 + \frac{3.54}{2} = 5.16 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit } 2\text{HA}16 + 1\text{HA}14 = 5.56 \text{ cm}^2$$

• En appui

$$A^a = 2.36 + \frac{3.54}{2} = 4.13 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art A.5.421 BAEL91].**

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

On a $V_{\max} = 37.21 \text{ kN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{37.21 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} = 0.407 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.69 \times 10^{-3}}{2 \times 0.05 \times 0.05} = 2.74 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28} / 1,5; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

c) Ferrailage :

- ❖ **Calcul des armatures transversales :**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.25 \times 0.15}{400} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.25 \times 0.15 \times (0.41 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.026 \text{ cm}^2$$

- **Torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.69 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.05 \times 400} = 0.59 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.125 + 0.37 = 1.50 \text{ cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification de l'état limite de compression de béton**

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

	$M_{ser} (KNm)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$	observation
Travée	13.07	10.73	35169.09	3.98	15	C. vérifiée
appui	9.98	9.99	30786.51	3.24	15	C. vérifiée

Tableau III.45 Vérification à l'ELS de la poutre brisée d'escalier type1

❖ **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.30}{2.82} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.0625$ vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.106 > \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.079$ vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée.

Alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

g) Schéma de ferrailage de la poutre brisée

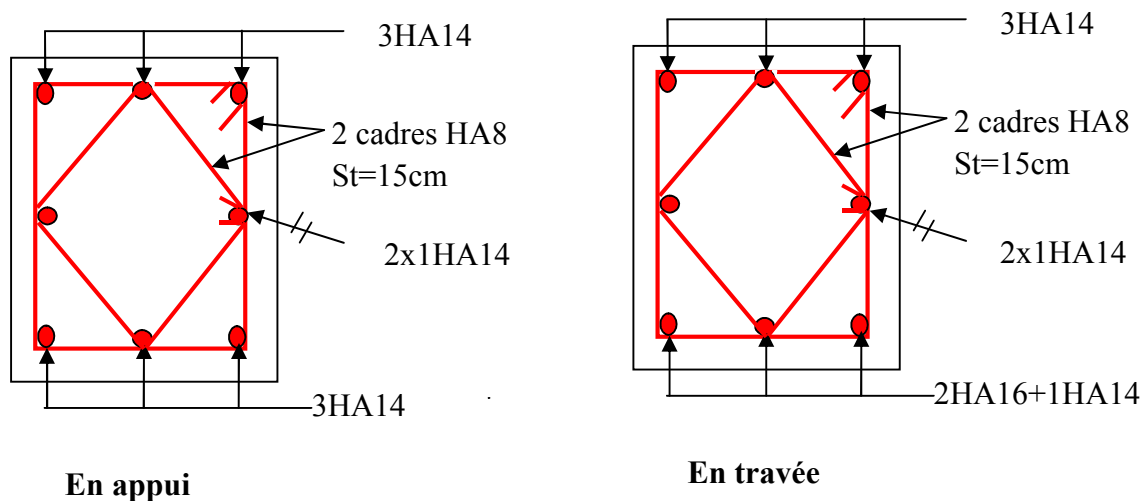


Figure III.34 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.5.4 Etude d'escalier Type2

III.5.4.1) 1^{ère} et 3^{ème} volée

La hauteur d'étage est H=3.20m

On a 17 marches et 18 contre marches, h=16 cm et g=28, 30,43...cm.(variable)

La relation de BLONDEL est : $60 \leq 2h+g \leq 65$ (cm)...condition vérifiée.

Mode d'appui des escaliers :

On utilise la poutre de niveau et la poutre brisée.

a) Dimensionnement de l'épaisseur de la paillese:

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$l = 1.50 + \frac{2.70}{\cos \alpha} = 4.57m$$

$$\frac{457}{30} \leq e \leq \frac{457}{20} \Rightarrow 15.23 \leq e \leq 22.85cm$$

On prend $e = 16cm$

$G_v = 8.07 \text{ KN/m}^2$, $G_p = 4.99 \text{ KN/m}^2$, $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

b) Combinaison de charge

Elément	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
Volée	14.64	10.57
Palier	10.48	7.49

Tableau III.46 Combinaison de charge dans l'escalier type 2

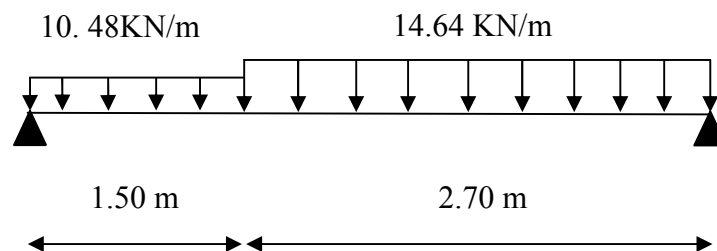


Fig.III.36 Schéma statique de volée 1 d'escalier type 2

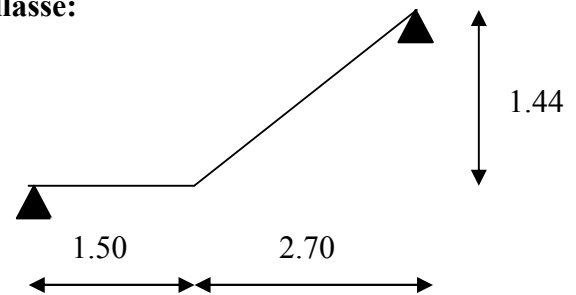


Fig.III.35 Schéma statique de la volée 1 et 3 (T2)

c) Calcul des sollicitations

	q_{eq} (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	$M_A = M_B$ (KN.m)	V_U (KN)
ELU	13.15	28.99	21.74	14.50	27.62
ELS	9.47	20.88	15.66	10.44	/

Tableau. III.47 Sollicitations de l'escalier type2

d) Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100×16) cm2, d=14cm.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	S_t (cm)
En travée	21.74	0.080	0.105	0.134	4.82	4HA14=6.16	25
En appui	14.50	0.053	0.069	0.136	3.16	4HA12 =4.52	25

Tableau. III.48 Ferrailage de l'escalier type 2

❖ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow \text{En travée : } A_r = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appui : } A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on adopte : $\left\{ \begin{array}{l} 4\text{HA}8=2.10\text{cm}^2, \text{ en travée.} \\ 4\text{HA}8=2.10\text{cm}^2, \text{ en appui.} \end{array} \right.$

e) Vérification à l'ELU

❖ La condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 \text{ cm}^2 ; A_{min} < A_{cal} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ L'effort tranchant

$$V_u = 29.64 \text{ KN}$$

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min(0.2f_{c28}/1.5; 4\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{27.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.197 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.197 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

❖ Les armatures transversales au cisaillement

$$A_s \geq (V_U + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e},$$

$$\text{or on a } (27.62 \times 10^{-3} - \frac{14.50 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -2.39 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{C. vérifiée}$$

❖ Espacement des barres

-armatures longitudinales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

-armatures transversales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

f) Vérification à l'ELS

❖ Etat limite d'ouvertures des fissures

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

❖ Etat limite de compression du béton

En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \quad \text{or, } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

	$M_{ser} (KNm)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}} (MPa)$	observation
Travée	15.66	4.24	11343.00	6.87	15	C. vérifiée
appui	10.44	3.73	88809.00	3.63	15	C. vérifiée

Tableau III.49 Vérification à l'ELS de la volée 1et 3 d'escalier type 2

❖ Calcul de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.16}{4.57} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.0675 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.035 < \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{15.66}{10 * 20.88} = 0.075 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

3) $\frac{A}{b * d} = 0.0044 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée.

Les conditions 1 et 2 de la flèche ne sont pas vérifiées, donc sa vérification est nécessaire

$y=4.24\text{cm}$, $I=11343.00\text{cm}^4$, $\rho=0.004$, $\lambda_i=4.77$, $\lambda_v 1.91$

$M_{jser} (KNm)$	$I_{f_{ij}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_j (MPa)$	μ_j	$f_{ij} (mm)$
1.07	12.50	138.45	0.189	0.47
$M_{gser} (KNm)$	$I_{f_{ig}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_g (MPa)$	μ_g	$f_{ig} (mm)$
1.36	9.91	176.57	0.294	0.75
$M_{pser} (KNm)$	$I_{f_{ip}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_p (MPa)$	μ_p	$f_{ip} (mm)$
1.83	8.01	236.90	0.413	1.24
$M_{gser} (KNm)$	$I_{f_{gv}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_{gv} (MPa)$	μ_g	$f_{gv} (mm)$
1.36	9.91	176.57	0.294	1.46

Tableau III.50 Vérification de la flèche des volées 1 et 3.

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{j_{gi}} \Rightarrow \Delta f = 1.49\text{mm} = 0.14c$

$\Delta f_t < f_{adm} = 0.84 \text{ cm}$ condition vérifiée.

III.5.4.2) Pour la 2^{ème} volée

$G_v=8.07 \text{ KN /m}^2$, $Q=2.5 \text{ KN /m}^2$

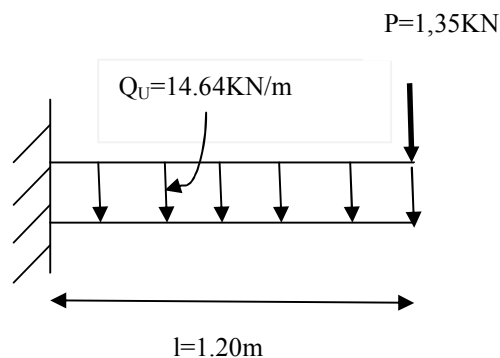


fig.III.37 Schéma statique de la volée 2

a) Combinaison de charges et sollicitations

	q (KN/m)	M(KN.m)	V (KN)
ELU	14.64	12.16	18.92
ELS	10.57	8.81	13.68

Tableau III.51 Sollicitations de la volée 2 d'escalier type 2

b) Ferrailage

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopt} (cm^2)$	$S_t (cm^2)$
12.16	0.043	0.056	0.136	2.55	1.69	4HA12=4.52	25

Tableau III.52 Ferrailage de la volée 2 d'escalier type 2

❖ **les armatures longitudinales**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2 / ml . On choisit des 4HA10=3.14 cm^2$$

c) Vérification à l'ELU

❖ **L'effort tranchant**

$$V_u = 18.92 \text{ KN}$$

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min(0.13 f_{ct8} ; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.135 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.135 \leq \tau_u^- = 3.25 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Les armatures transversales au cisaillement**

$$A_s \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

or on a $(18.92 \times 10^{-3} - \frac{12.16 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -2.23 cm^2 < A_s = 3.14 cm^2 \dots \text{C. vérifiée}$

d) Vérification à l'ELS

❖ **Etat limite d'ouvertures des fissures**

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

❖ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

$M_{ser} (KNm)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}} (MPa)$	observation
8.81	3.17	65158	4.29	15	C. vérifiée

Tableau III.53 Vérification à l'ELS de la volée 2 d'escalier type 2

❖ **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.16}{1.20} = 0.133 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{vérifiée.}$$

2) $\frac{h}{l} = 0.133 > \frac{Mt}{10 * M_0} = 0.042 \dots\dots\dots$ vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = 0.0044 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

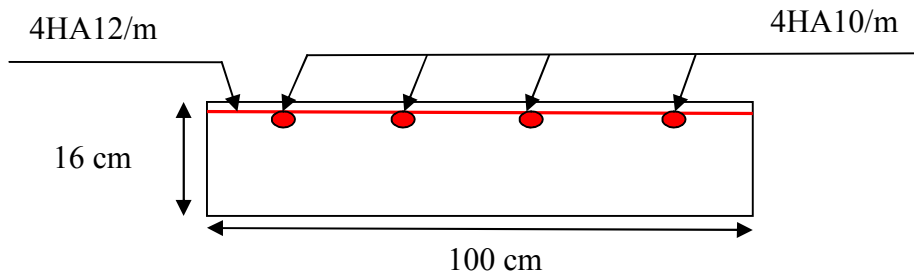


Fig.III.38 Schéma de ferrailage de la volée 2

III.5.4.3) Calcul de la poutre brisée

Cette poutre se calcule en flexion et en torsion

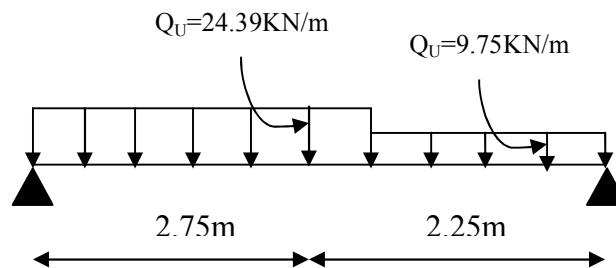


Fig. III.39 Schéma statique de la poutre brisée d'escalier type 2

a) Pré dimensionner

On doit vérifier les cc

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.3 \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

Condition RPA : $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$ (RPA99/version 2003, Art 7.5.1)

⇒ Soit $h = 35$ cm et $b = 30$ cm

❖ **Calcul à la flexion simple**

b) **Calcul des sollicitations** la poutre est soumise à son :

- ✓ Poids propre : $G_p = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.63$ KN/ml
- ✓ Poids du mur extérieur : $P_m = 2.76 \times 1.76 = 4.59$ KN/ml
- ✓ Poids total: $P_t = 7.22$ KN/ml

La charge transmise par la volée est une action linéique

❖ **ELU** : $V = 14.64$ KN/ml

$$P_u = 1.35 \times 7.22 + 14.64 \Rightarrow P_u = 24.39 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS** : $V = 10.48$ KN/ml

$$P_s = 7.22 + 10.48 \Rightarrow P_s = 17.70 \text{ KN/ml}$$

	q (KN / ml)	M_0 (KNm)	M_{app} (KNm)	M_t (KNm)	V_{max} (KN)
ELU	24.39	76.22	50.81	25.40	60.98
ELS	17.70	55.31	36.87	18.44	44.25

Tableau III.54 Sollicitation de la poutre brisée d'escalier type 2

c) **Ferraillage**

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	S_t (cm ²)
En travée	25.40	0.054	0.070	0.320	2.28	1.20	3HA12=3.39	10
En appui	50.81	0.109	0.145	0.310	4.70	1.20	2HA16+1HA12=5.15	10

Tableau III.55 Ferraillage de la poutre brisée d'escalier type 2

d) **Vérification à l'ELU**

❖ **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_u = 60.98 \text{ KN}$$

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{60.98 \times 10^3}{0.30 \times 0.33} = 0.616 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.616 \leq \tau_u^- = 3.25 \text{ MPa}$$

❖ **Les armatures transversales au cisaillement**

$$A_s \geq (V_U + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_S}{f_e},$$

$$\text{or on a } (60.98 \times 10^{-3} - \frac{50.81 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33}) \times \frac{1.15}{400} = -0.49 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{C. vérifiée}$$

❖ Espacement des barres

armatures longitudinales : $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 29.7\text{cm}$.

On opte: $\begin{cases} S_t=15\text{cm, en travée.} \\ S_t=10\text{cm, en appui.} \end{cases}$

Calcul de la poutre brisée à la torsion

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA99/version 2003, Art. 7.5.2.1})$$

A^a : Section d'armature en appui.

A^t : Section d'armature en travée.

Donc on prend $A^a = 5.25 \text{ cm}^2$

d) Calcul d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui (**Figure III-5.21**).

$$M^{\text{torsion}} = M_b^a = 12.16 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **(Art A.5.4.2 .2.)**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h / 6 = 6 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.07 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.06 \text{ m}^2$$

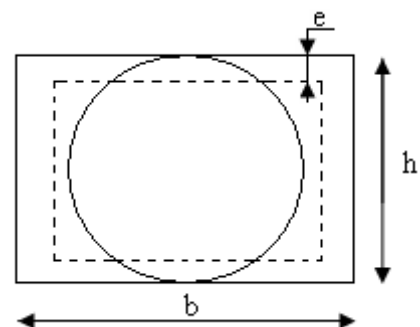


Figure III.40 Section creuse équivalente

$$A_{tor} = \frac{M_{Tu} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{12.16 \times 10^{-3} \times 1.06 \times 1.15}{2 \times 0.07 \times 400} \Rightarrow A_{tor} = 2.65 \text{ cm}^2$$

e) Choix des armatures

• En travée

$$A^t = 3.39 + \frac{2.65}{2} = 4.71 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit } 2\text{HA}16+1\text{HA}14=5.56 \text{ cm}^2$$

• En appui

$$A^a = 5.15 + \frac{2.65}{2} = 6.48 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit } 2\text{HA}16+1\text{HA}20= 7.16 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \tau_u^-$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_{\max} = 60.98 \text{ KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{60.98 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.616 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12.16 \times 10^{-3}}{2 \times 0.07 \times 0.06} = 1.447 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.57 \text{ MPa} < \tau_u^- = \min(0.3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

e) Ferrailage :

❖ Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

– Flexion simple

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.616 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.020 \text{ cm}^2$$

– Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.16 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.07 \times 400} = 0.37 \text{ cm}^2$$

D’ou $A_t = 0.45 + 0.37 = 0.82 \text{ cm}^2$ soit $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

• Vérification de l’état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

	$M_{ser} (KNm)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}} (MPa)$	observation
Travée	18.44	9.01	36580.00	4.53	15	C. vérifiée
appui	36.87	10.71	50666.00	7.80	15	C. vérifiée

Tableau III.56 Vérification à l’ELS de la poutre brisée d’escalier type 2

❖ Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.35}{5.00} = 0.070 > \frac{1}{16} = 0.0625$ vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.07 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.033$ vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée.

Alors la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

f) Schéma de ferrailage de la poutre brisée

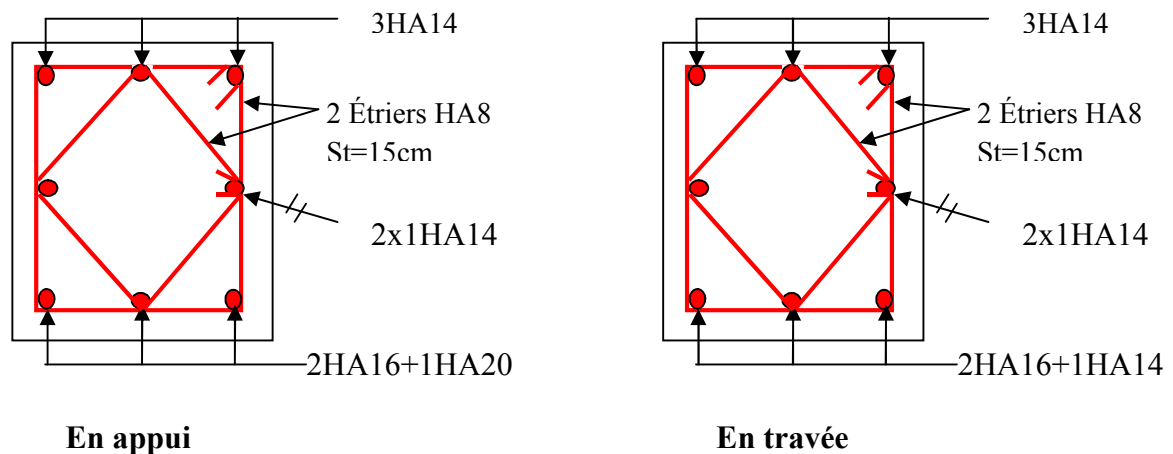


Figure III.41 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.5.3 Etude d'escalier Type 3

III.5.3.1 1^{ère} volée

La hauteur d'étage est H=4.48m

On a 12 marches et 13 contre marches, h=16 cm et g=28cm.

La relation de BLONDEL est : $60 \leq 2h+g \leq 65$ (cm)....condition vérifiée.

Mode d'appui des escaliers

On utilise la poutre de niveau et la poutre brisée.

a) Dimensionnement de l'épaisseur de la pailleasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$l = 1.15 + \frac{3.36}{\cos \alpha} = 5.10m$$

$$\frac{510}{30} \leq e \leq \frac{510}{20} \Rightarrow 17 \leq e \leq 25.50cm$$

On prend $e = 17cm$

$$G_v = 8.55 \text{ KN/m}^2, G_p = 5.49 \text{ KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

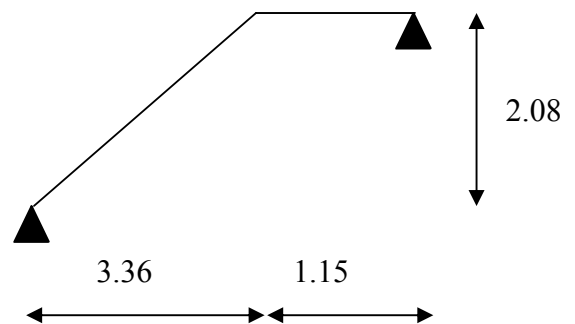


Fig.III.42 Schéma statique de la volée 1

b) Combinaison de charge

Elément	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
Volée	15.29	11.05
Palier	11.16	7.99

Tableau III.57. Combinaison de charge d'escalier 3

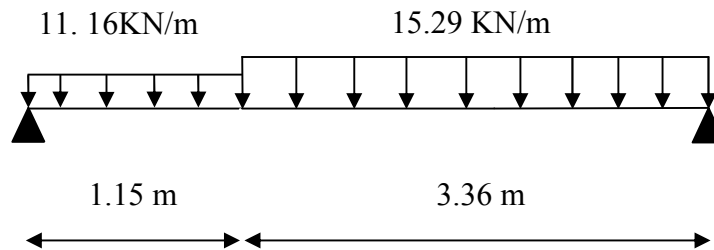


Fig.III.43 Schéma statique de la volée 1 d'escalier type 3

a) Calcul des sollicitations

$$q_{eq}^U = \frac{q_v \times l_1 + q_p \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{15.29 \times 3.36 + 11.16 \times 1.15}{3.36 + 1.15} = 14.23 \text{ KN/m}$$

$$q_{eq}^S = \frac{q_v \times l_1 + q_p \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{11.05 \times 3.36 + 7.99 \times 1.15}{3.36 + 1.15} = 10.27 \text{ KN/m}$$

	q_{eq} (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	$M_A = M_B$ (KN.m)	V_U (KN)
ELU	14.23	35.52	28.14	18.76	33.88
ELS	10.27	27.09	23.02	10.83	30.62

Tableau III.58 Sollicitations dans l'escalier type 3

b) Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$, $d=15\text{cm}$.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	S_t (cm)
En travée	28.14	0.088	0.115	0.143	5.65	4HA14=6.16	25
En appui	18.76	0.058	0.076	0.145	3.70	4HA12=4.52	25

Fig. III.59 Ferrailage de l'escalier type 3

❖ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow \text{En travée : } A_r = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appui : } A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on adopte : $\begin{cases} 4\text{HA}8=2.10\text{cm}^2, & \text{en travée.} \\ 4\text{HA}8=2.10\text{cm}^2, & \text{en appui.} \end{cases}$

c) Vérification à l'ELU

❖ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2 ; A_{\min} < A_{\text{cal}} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ L'effort tranchant

$$V_u = 33.88 \text{ KN}$$

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{33.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.1225 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.225 \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

❖ Les armatures transversales au cisaillement

$$A_s \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e},$$

$$\text{or on a } (33.88 \times 10^{-3} - \frac{18.76 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -0.88 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{C.vérifiée}$$

❖ Espacement des barres

-armatures longitudinales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 \text{ h}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

-armatures transversales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \text{ h}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

d) Vérification à l'ELS

❖ Etat limite d'ouvertures des fissures

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

❖ Etat limite de compression du béton

En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \quad \text{or, } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

	$M_{ser} (KNm)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}} (MPa)$	observation
Travée	23.02	4.26	12353.00	7.95	15	C. vérifiée
appui	10.83	3.56	87674.00	4.40	15	C. vérifiée

Tableau III.60 vérification à l'ELS de l'escalier type 3

❖ **Calcul de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.17}{5.10} = 0.033 < \frac{1}{16} = 0.0675 \dots\dots\dots$ Non vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.033 < \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{23.02}{10 * 27.09} = 0.085 \dots\dots\dots$ Non vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Les conditions 1 et 2 de la flèche ne sont pas vérifiées, donc sa vérification est nécessaire

$y=4.42cm, I=13221.30cm^4, \rho=0.004, \lambda_i=5.11, \lambda_v 2.04$

$M_{jser} (KNm)$	$If_{ij} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_j (MPa)$	μ_j	$f_{ij} (mm)$
1.39	12.05	166.97	0.241	0.72
$M_{gser} (KNm)$	$If_{ig} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_g (MPa)$	μ_g	$f_{ig} (mm)$
1.76	9.81	211.56	0.340	1.12
$M_{pser} (KNm)$	$If_{ip} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_p (MPa)$	μ_p	$f_{ip} (mm)$
2.30	8.19	276.38	0.464	1.76
$M_{gser} (KNm)$	$If_{gv} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_{gv} (MPa)$	μ_g	$f_{gv} (mm)$
1.76	9.81	211.56	0.340	2.09

Tableau III.61 Vérification de la flèche de la volée 1.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{j_{gi}} \Rightarrow \Delta f = 2.00mm = 0.20cm$$

$$\Delta f_t < f_{adm} = 0.90 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

III.5.5.2) Etude de la volée 2

La hauteur d'étage est H=4.48m

On a 14 marches et 15 contre marches, h=16 cm et g=30cm.

La relation de BLONDEL est : $60 \leq 2h+g=62 \leq 65$ (cm)...condition vérifiée.

Mode d'appui des escaliers :

On utilise la poutre de niveau et la poutre brisée.

a) Dimensionnement de l'épaisseur de la paille:

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

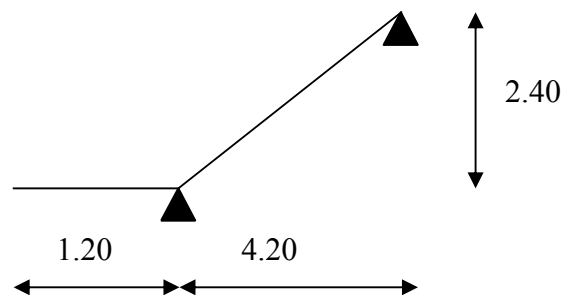


Figure.III.44 Schéma statique de la volée 2

$$l = \frac{4.20}{\cos \alpha} = 4.82m$$

$$\frac{482}{30} \leq e \leq \frac{482}{20} \Rightarrow 16.06 \leq e \leq 24.10cm$$

On prend $e = 17cm$

$$G_v = 8.36 \text{ KN /m}^2, G_p = 5.49 \text{ KN /m}^2, Q = 2.5 \text{ KN /m}^2$$

b) Combinaison de charge

Elément	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
Volée	15.04	10.86
Palier	11.16	7.99

Tableau III.62 Combinaison de charge de la volée 2

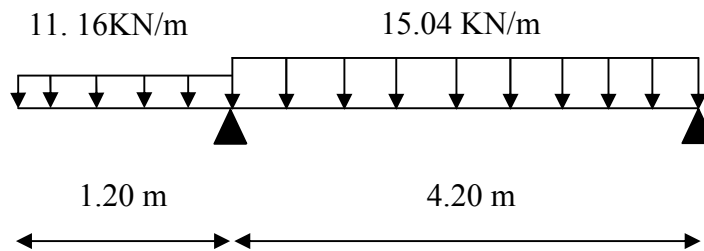


Fig.III.45 Schéma statique des volées 2 d'escalier type 3

c) Calcul des sollicitations

$$q_{eq}^U = \frac{q_v \times l_1 + q_p \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{15.04 \times 4.20 + 11.16 \times 1.20}{4.20 + 1.20} = 14.17 \text{ kN/m}$$

$$q_{eq}^S = \frac{q_v \times l_1 + q_p \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{10.86 \times 4.20 + 7.99 \times 1.20}{4.20 + 1.20} = 10.22 \text{ kN/m}$$

	q_{eq} (kN/m)	R_A (kN)	R_B (kN)	M_t^{max} (kN.m)	M_{app} (kN.m)	V_U (kN)
ELU	14.17	51.43	28.65	27.29	12.28	46.69
ELS	10.22	37.13	20.68	19.70	8.89	33.72

Fig. III.63 Sollicitations de l'escalier type 3

d) Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$, $d=15\text{cm}$.

	M(kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	S_t (cm)
En travée	27.29	0.085	0.112	0.143	5.47	4HA14=6.16	25
En appui	12.28	0.038	0.048	0.147	2.40	4HA10=3.14	25

Tableau III.64 Ferrailage de l'escalier type 3

❖ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow \text{En travée : } A_r = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 / ml$$

$$\text{En appui : } A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / ml$$

Donc on adopte : $\begin{cases} 4\text{HA}8=2.10\text{cm}^2, \text{ en travée.} \\ 4\text{HA}8=2.10\text{cm}^2, \text{ en appui.} \end{cases}$

e) Vérification à l'ELU

❖ **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81\text{cm}^2 ; A_{\min} < A_{cal} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **L'effort tranchant**

$$V_u = 46.69 \text{ KN}$$

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{46.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.311\text{MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.311 \leq \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}.$$

❖ **Les armatures transversales au cisaillement**

$$A_s \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e},$$

$$\text{or on a } (46.69 \times 10^{-3} - \frac{12.28 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.15}) \times \frac{1.15}{400} = -1.44\text{cm}^2 < A_s = 3.14\text{cm}^2 \dots\dots \text{C.vérifiée}$$

❖ **Espacement des barres**

-armatures longitudinales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 \text{ h}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

-armatures transversales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4 \text{ h}, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

f) Vérification à l'ELS

❖ **Etat limite d'ouvertures des fissures**

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

❖ **Etat limite de compression du béton**

En travée

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

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

	$M_{ser} (KNm)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$	observation
Travée	19.70	4.42	13221.30	6.59	15	C. vérifiée
appui	8.89	3.31	76453.00	3.86	15	C. vérifiée

Tableau III.65 vérification à l'ELS de l'escalier type 3

❖ **Calcul de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.17}{4.82} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.0675$ Non vérifiée.

2) $\frac{h}{l} = 0.035 < \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{19.70}{10 * 23.94} = 0.082$ Non vérifiée.

3) $\frac{A}{b * d} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ vérifiée.

Les conditions 1 et 2 de la flèche ne sont pas vérifiées, donc sa vérification est nécessaire

$y=4.42cm, I=13221.30cm^4, \rho=0.004, \lambda_i=3.79, \lambda_v 1.52$

$M_{jser} (KNm)$	$I_{f_{ij}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_j (MPa)$	μ_j	$f_{ij} (mm)$
1.98	9.00	238.20	0.388	1.98
$M_{gser} (KNm)$	$I_{f_{ig}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_g (MPa)$	μ_g	$f_{ig} (mm)$
2.50	7.82	300.41	0.477	2.87
$M_{pser} (KNm)$	$I_{f_{ip}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_p (MPa)$	μ_p	$f_{ip} (mm)$
0.58	26.92	69.71	0.000	0.19
$M_{gser} (KNm)$	$I_{f_{gv}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_{gv} (MPa)$	μ_g	$f_{gv} (mm)$
2.50	7.82	300.41	0.477	4.95

Tableau III.66 Vérification de la flèche de la volée 2.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{j_{gi}} \Rightarrow \Delta f = 0.29mm$$

$\Delta f_t \prec f_{adm} = 5.40 \text{ mm}$ condition vérifiée.

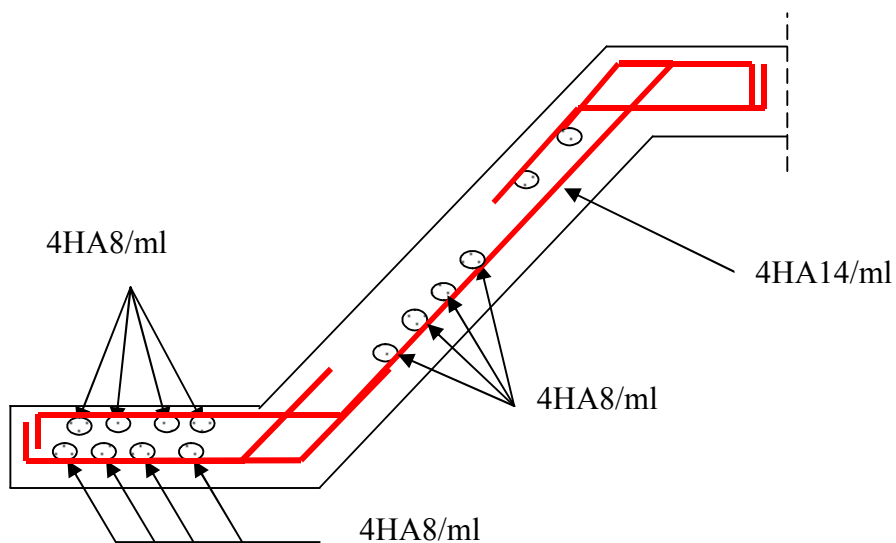


Figure. III. 46 schéma de ferrailage de l'escalier type 3
(Palier -volée 2)

Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

Selon le **RPA99/version2003 (Art 3.4.A.1.a page17)**, tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa, sera contreventé par voiles ou par voiles portiques.

Dans notre cas, l'ossature sera **mixte** (voiles + portiques), car cette structure est très intéressante du point de vue économie.

IV.1 méthode de calcul

Selon les règles parasismiques algériennes (**RPA99/version 2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2 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.

➤ Calcul de la force sismique totale **RPA99/ver2003** (Article 4.2.3)

La force sismique V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante:

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2 **RPA99/ver2003** (Tableau 4.1)
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99/ver2003** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on opte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- **Q : Facteur de qualité.**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99/ver2003 (Formule 4.4)}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
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 de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq .

Donc $Q_x = Q_y = 1.15$

- **W : Poids total de la structure.**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/ver2003 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à 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.

Concernant notre projet on a une salle de réunion, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.40$; et des chambres individuels et collectives donc un coefficient de pondération $\beta = 0.30$.

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux :

Niveau	Surface	W_{plancher}	$\beta \times W_Q$	W_{poteaux}	W_{voiles}	W_{poutres}	$W_{\text{escaliers}}$
	(m ²)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)
4,48	526,54	2701,85	526,54	1478,40	483,12	1178,85	133,35
8,96	397,22	2047,47	119,17	1254,60	418,42	1180,55	174,96
12,16	380,20	1961,34	114,06	864,00	418,42	1139,39	174,96
15,36	380,20	1961,34	114,06	864,00	418,42	1139,39	174,96
18,56	380,20	1961,34	114,06	864,00	308,40	1139,39	174,96
21,76	368,93	1904,67	110,68	561,60	308,40	1123,74	174,96
24,96	314,67	1623,66	94,40	347,20	308,40	574,00	87,48
27,56	244,21	1235,70	73,26	468,18	308,40	574,00	/
Σ	/	15403,19	1266,23	6701,98	2971,98	8049,31	1095,63

Tableau IV.2 Poids des éléments ramenés au niveau de plancher.

$$\text{On a : } \begin{cases} W_G = 34222.09\text{KN} \\ W_Q = 1266.23\text{KN} \end{cases} \Rightarrow W = W_G + 0.3W_Q = 35488.32\text{KN}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ver2003 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ver2003 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/ver2003 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

les valeurs de $\zeta(\%)$ sont données par : **RPA 99** (Tableau 4.2)

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99/ver2003 (Formule 4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 27.56 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$C_T = 0.050 \text{ (car notre cas est un contreventement mixte portique voiles) RPA 99 (Tableau 4.6)}$$

$$T = 0.050 \times (27.56)^{3/4} = 0.601 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \quad \text{RPA99/ver2003 (Formule 4-7)}$$

D : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 25.20 \text{ m}, \quad D_y = 28.98 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.49 \\ T_y = 0.46 \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.49 \text{ s} < T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.46 \text{ s} < T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \quad \text{Car } 0 \leq T \leq T_2 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 = 2.05 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 = 2.05 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_s = 1.3 \times 0.49 = 0.64 \\ T_s = 1.3 \times 0.46 = 0.60 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.15}{5} \times 35488.32 = 2509.91 \text{KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.15}{5} \times 35488.32 = 2509.91 \text{KN}$$

IV.3 Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version 2003** pour un calcul statique équivalent.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003 (Formule 4-13)}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (*spectre*).

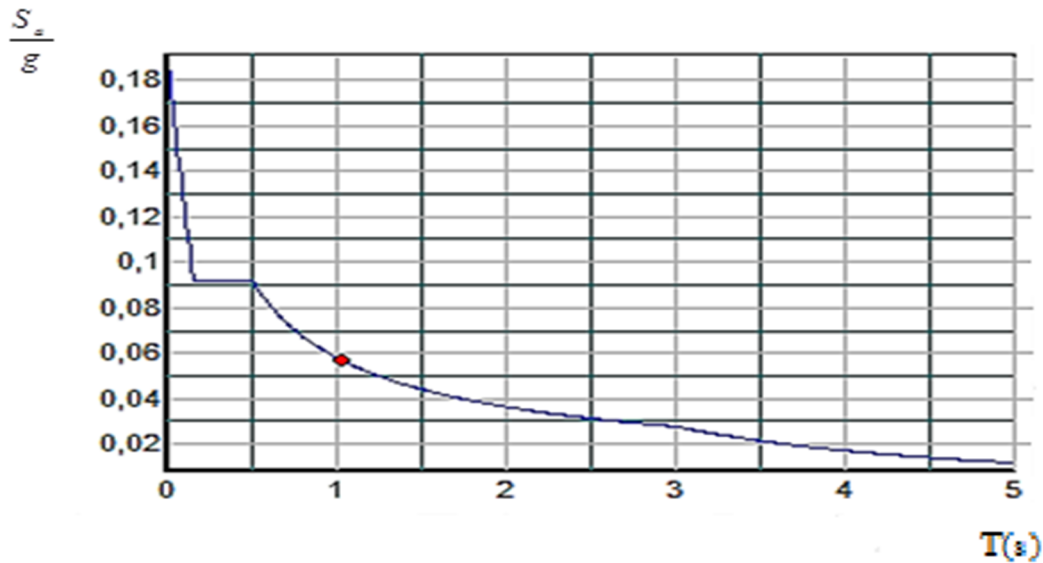


Figure IV.1 Spectre de calcul

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.

IV.3.1 Description du logiciel SAP 2000

pour la méthode dynamique modal spectrale en utilise le logiciel SAP 20000.

Le SAP 2000 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.

IV.3.2 Caractéristiques géométriques de la structure

Les résultats ci-dessous sont obtenus par le logiciel **SOCOTEC**

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Surface (m ²)	X _G (m)	Y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)
4,48	586.94	13.47	11.91	43317.20	32173.73
8,96	494.98	13.62	9.74	28339.36	27165.35
12,16	494.98	13.62	9.74	28339.36	27165.35
15,36	475.98	13.09	9.93	27816.52	23784.43
18,56	475.98	13.09	9.93	27816.52	23784.43
21,76	448.75	12.87	10.64	23818.78	23275.86
24,96	324.90	12.44	13.94	10558.09	18509.69
27,56	240.57	9.08	8.99	5949.24	7722.68

Tableau IV.3 Caractéristiques géométriques des planchers.

X_G : Abscisse du centre de gravité du niveau.

Y_G : Ordonnée du centre de gravité du niveau.

I_X : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_Y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

IV. 1.3 Calcul des caractéristiques du nœud maître

$$m_i = \frac{W_i}{g}; \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2; \quad I_{mz} = \frac{m_i}{A} \times (I_{xx} + I_{yy})$$

I_{xx}, I_{yy} : Moments d'inertie suivant les deux axes principaux XX et YY passant par le centre de gravité.

A: Surface du plancher en m²

m_i: Masse concentrée en (t)

Les valeurs des masses des planchers et des inerties massiques sont résumées dans le tableau IV.4.

Niveau	A _i (m ²)	W _G (KN)	W _Q (KN)	W _i (KN)	m _i (t)	I _{mz} (t.m ²)
4,48	526.54	5975.57	526.54	6502.11	662.80	8524.78
8,96	397.22	5076.00	119.17	5195.17	529.58	5938.46
12,16	380.20	4558.11	114.06	4672.17	476.26	5443.29
15,36	380.20	4558.11	114.06	4672.17	476.26	5163.13

18,56	368.93	4558.11	114.06	4672.17	476.26	5163.13
21,76	368.93	4073.37	110.68	4184.05	426.50	4475.96
24,96	314.67	2940.74	94.40	3035.14	309.39	2768.01
27,56	244.21	2586.28	73.26	2659.54	271.10	1540.69

Tableau IV.4 Résumé des résultats

Avec : W_G : poids permanent de l'étage.

W_Q : Charges d'exploitation de l'étage.

IV. 2 Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous qui vérifie le comportement de la structure et la période.

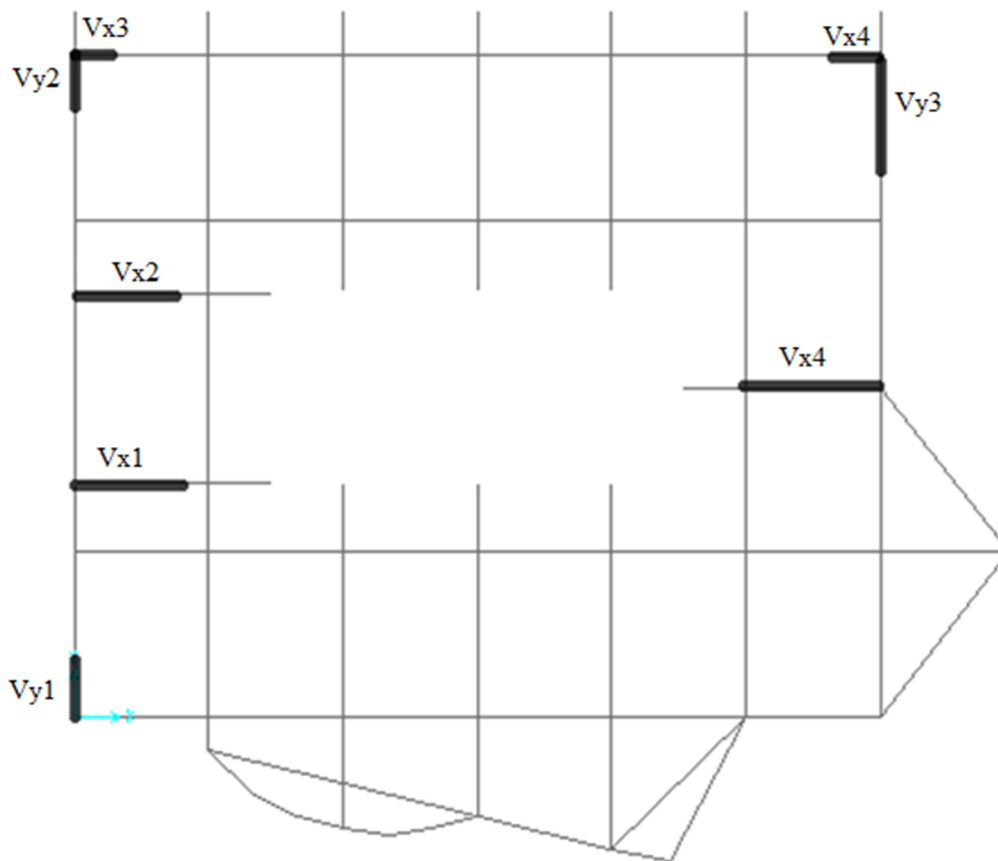


Figure VI.2 Disposition des voiles.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /version2003

IV.3 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000

IV.5.1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/version2003 doit être supérieur à 90%, le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode .

Mode	Période	Somme cumulée			
		UX	UY	UX	UY
1	0.636	0,69528	0,00003967	0,69898	0,72055
2	0.591	0,00003411	0,72184	0,86791	0,72188
3	0.495	0,00271	0,00034	0,86795	0,72222
4	0.298	1,608E-07	3,726E-07	0,87083	0,72222
5	0.175	0,00095	0,12862	0,87083	0,85084
6	0.168	0,000002687	0,0002	0,87084	0,85104
7	0.163	0,16893	0,00268	0,87086	0,85372
8	0.151	0,00004322	0,000004439	0,87093	0,85372
9	0.139	0,00288	0,02457	0,87098	0,87829
10	0.120	0,00000101	3,556E-08	0,87101	0,88258
....
29	0,078	0,00177	0,00009901	0,89717	0,92976
30	0,078	0,00024	0,00145	0,8974	0,9312
31	0,078	0,0054	0,00132	0,9028	0,93252

Tableau IV.5 Période et taux de participation sismique.

Analyse des résultats

- La participation modale du premier mode suivant la direction Y est prépondérante (UY=72.05%), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure IV.3.
- La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction X (UX=86.79%) voir figure IV.4.

- On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99 majorée de 30 %

$$(T_x = 0.63s < T_{sx} = 0.64s; T_y = 0.59s < T_{sy} = 0.60s)$$

- **Premier mode de vibration (Translation suivant l'axe X) : Période T = 0.63 s**

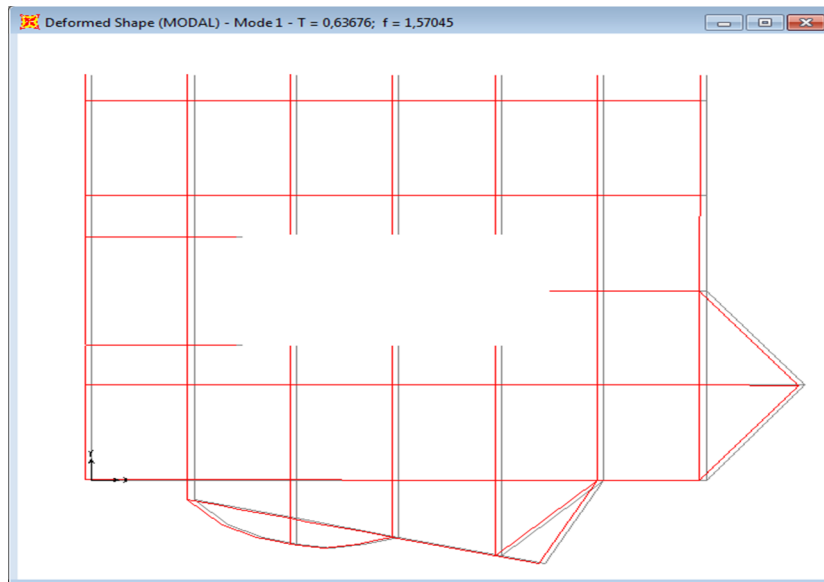


Figure IV.3 1^{er} mode de déformation

- **Deuxième mode de vibration (Translation suivant l'axe Y) : Période T = 0.59 s**

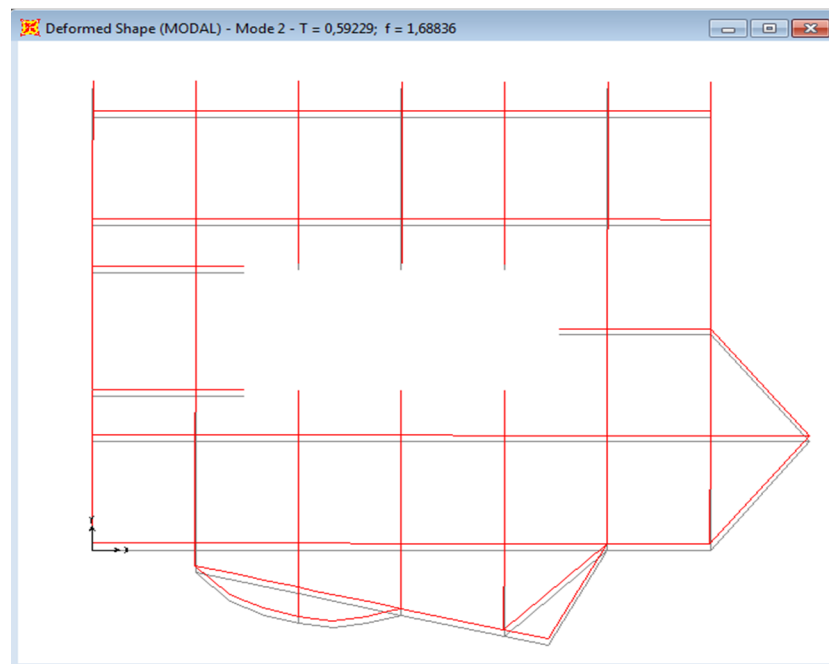


Figure IV.4 2^{ème} mode de déformation

- Troisième mode de vibration (Rotation suivant l'axe Z) : Période T = 0.49 s

Figure IV. 5 3ème mode de déformation

IV.4 Justification de l'interaction voiles portiques

IV.6. 1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le notre model sont résumés dans le tableau IV.6.

Niveau	Charges verticales reprises F_v (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	50394,44	7549,70	86,97	13,03
1er étage	38871,53	6857,86	85,00	15,00
2 ^{ème} étage	31651,30	5923,98	84,23	15,77
3ème étage	25055,41	5036,18	83,26	16,74

4ème étage	18926,23	3842,98	83,12	16,88
5ème étage	12742,44	2706,04	82,48	17,52
6ème étage	6961,93	1149,60	85,83	14,17

Tableau IV.6 Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

IV.6.2 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 notre model sont résumés dans le tableau IV.7

Niveau	Sens xx (spectre selon la direction X)				Sens yy (spectre selon la direction Y)			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
	$F_H(\text{KN})$	$F_H(\text{KN})$			$F_H(\text{KN})$	$F_H(\text{KN})$		
RDC	940,91	2338,88	28,68	71,32	1094,658	2135,585	33.81	66.19
1er étage	826,92	2418,53	25,48	74,52	1048,699	2144,687	32.80	67.20
2ème étage	1000,50	1753,15	36,33	63,66	1684,997	1187,39	58.64	41.36
3ème étage	805,73	1621,21	33,19	66,80	1328,195	1186,054	52.88	47.12
4ème étage	895,27	1145,32	43,87	56,12	1340,525	729,392	64.75	35.25
5ème étage	709,45	849,32	45,52	54,48	989,897	543,81	64.53	35.47
6ème étage	641,54	354,35	64,41	35,58	691,991	340,336	67.04	32.96

Tableau IV.7 Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est pour tout les étages.

- **Remarque :**

afin de vérifié l'interaction sous charge horizontale dans la direction x-x dans tous les étages, on a augmenté la section des poteaux déjà pré dimensionné.

IV.5 Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$ **RPA 99** (Article 7.1.3.3)

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par notre model a partir de logiciel SAP 2000.

Bc : L'aire brute du poteau.

Niveau	Section adoptée (cm ²)	N _d (KN)	ν	Observation
S sol, RDC	60*55	2297.62	0,27	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55*50	1733.81	0,25	
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50*45	1184.46	0,21	
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45*40	678.22	0,15	
7 ^{ème} étage	45*40	412.24	0,09	

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV. 6 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	vérification
Sens xx	2509.91	2007.93	3279.79	vérifiée
Sens yy	2509.91	2007.93	3230,24	vérifiée

Tableau IV.9 vérification de la résultante des forces

On voit bien que : $V_{dyn} > 0,8V_{st}$

Alors la condition (Art 4.3.6) du RPA est vérifiée

IV. 7 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)

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus par notre model SAP 2000 sont résumés dans le tableau IV.10.

Niveaux	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
27,56	2,99	14,95	14,45	0,50	260	0,192	2,92	14,60	14,55	0,05	0,019	
24,96	2,89	14,45	12,30	2,15	320	0,672	2,91	14,55	12,50	2,05	0,640	
21,76	2,46	12,30	10,00	2,30	320	0,718	2,50	12,50	10,15	2,35	0,734	
18,56	2,00	10,00	7,70	2,30	320	0,718	2,03	10,15	8,15	2,00	0,625	
15,36	1,54	7,70	5,40	2,30	320	0,718	1,63	8,15	6,15	2,00	0,625	
12,16	1,08	5,40	3,35	1,05	320	0,321	1,23	6,15	4,10	2,05	0,640	
8,96	0,67	3,35	1,00	2,35	448	0,524	0,82	4,10	1,35	2,75	0,613	
4,48	0,20	1,00	0,00	1,00	448	0,223	0,27	1,35	0,00	1,35	0,301	

Tableau IV.10 Vérification des déplacements.

- **Analyse des résultats**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens } (x) : \Delta_{k\max} = 2.35\text{cm} < 1\% \times h_e = 4.48\text{cm}$$

$$\text{Sens } (y) : \Delta_{k\max} = 2.75\text{cm} < 1\% \times h_e = 4.48\text{cm}$$

IV.8 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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

- p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

$$\text{niveau « k » ; avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

- v_k : Effort tranchant d'étage du 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 elle doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus par le SAP2000 sont résumés dans le tableau IV.11

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
27,56	260	1177,252	1,00	270,39	0,016	1.35	314,52	0,019
24,96	320	4629,873	2,35	995,90	0,034	2.75	1032,33	0,038
21,76	320	9032,893	1,05	1558,78	0,019	2,05	1533,71	0,037
18,56	320	13422,715	2,30	2040,61	0,047	2,00	2069,92	0,040
15,36	320	17813,495	2,30	2426,95	0,052	2,00	2514,25	0,044

12,16	320	22323,949	2,30	2753,66	0,058	2,35	2872,39	0,057
8,96	448	27374,439	2,15	3245,46	0,040	2,05	3193,39	0,039
4,48	448	34929,814	0,50	3279,80	0,012	0,05	3230,24	0,001

Tableau IV.11 vérification vis à vis l'effet P- Δ

- **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 comportement de la structure à la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Après plusieurs disposition, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait les exigence de RPA tel que la période, l'interaction (voile-portique), les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- delta).

pour le dimensionnement des voiles, on a opté pour des voiles d'épaisseur de 20 cm et les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.

Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.1 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.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons des sollicitations les plus défavorables introduites dans notre modèle SAP2000 à savoir :

$$1,35G + 1,5Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q \pm E_x$$

$$G + Q \pm E_y$$

$$0,8 G \pm E_x$$

$$0,8 G \pm E_y$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples des sollicitations :

$$(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

$$(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

$$(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

Il est à noter que Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « **START design /check of structure** ».

V.1.1 Recommandations du RPA99 (Art 7.4.1)

a) Les armatures longitudinales (Art 7.4.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0,8 \% b_1 \cdot h_1$ en zone II_a
- Leur pourcentage maximale sera de :

- 4 % en zone courante

- 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone II_a .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone II_a .
- 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 V.1

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

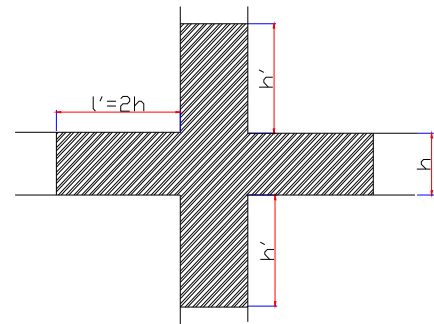


Figure V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	A_{\min} RPA (cm^2)	A_{\max} RPA (cm^2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol, RDC	60x55	26.40	132	198
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55x50	22.00	110	165
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50x45	18.00	90	135
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45x40	14.40	72	108
7 ^{ème} étage	45x40	14.40	72	108

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

RPA99/ver2003 (Art 7.4.2.2)

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_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- ✓ **Dans la zone courante** $t \leq 15\phi_l$

Où :

ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- ✓ $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ;$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2 Ferrailage des poteaux

Les sollicitations de calcul sont dans le tableau suivant :

Poteau	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KNm)	N_{\min} (KN)	M_{corr} (KNm)	M_{\max} (KNm)	N_{corr} (KN)	V (KN)
S/s+RDC	2945,12	57,02	1577,45	3,70	196,44	508,72	118,42
1 ^{er} +2 ^{ème}	1780,13	33,68	1093,82	107,74	197,62	463,57	195,23
3 ^{ème} +4 ^{ème}	1184,46	4,06	376,91	103,80	153,73	188,00	291,64
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	678,46	7,01	240,40	70,90	121,42	154,95	163,15

Tableau V.2 Les sollicitations de calcul dans les poteaux

a) Les armatures longitudinales

Les Résultats de ferrailages des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	A Sap2000 (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sous-sol et RDC	60x55	33,11	26,40	12T20= 34,56
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55x50	24,98	22,00	4T20+8T16=28,65
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50x45	18,51	18,00	10T16= 20,11
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45x40	15,06	14.40	6T16+2T14=15,14
toiture	45x40	15,06	14.40	6T16+2T14=15,14 =15,14

Tableau V.3 Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Les poteaux sont ferrillés par les maximums, et cela après comparaison des résultats de ferrillage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide de **SAP 2000** tout en respectant le A_{\min} du **RPA**.

b) Les armatures transversales

	S/sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section (cm ²)	60×55	55×50	50×45	45×40	45×40
ϕ_i^{\max} (cm)	2	2	1,6	1,6	1,6
ϕ_i^{\min} (cm)	2	1,6	1,6	1,4	1,4
l_f (cm)	313,6	313,6	224	224	112
λ_g	5,22	5,70	4,48	4,98	2,49
V_u (KN)	46,40	108,72	83,33	49,83	49,83
l_r (cm)	80	80	64	64	64

S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S_t Zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A_t (cm^2)	0,72	1,85	2,34	1,56	1,56
A_t^{\min} (cm^2) Zone nodale	1,65	1,50	1,56	1,04	1,04
A_t^{\min} (cm^2) Zone courante	2,47	2,25	2,34	1,55	1,55
A_t adopté (cm^2)	3,02	3,02	3,02	2,01	2,01
N^{bre} de barres	6T8	6T8	6T8	4T8	4T8

Tableau V.4 Les Armatures transversale dans les poteaux

Conformément au **RPA** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.1.3. 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 de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

Critère de la stabilité de forme :

Le poteau le plus élancé : ($l_0=4.48\text{m}$)

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{CBA93 Art : B.8.2.1})$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

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

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

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : Longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec : $\begin{cases} a: \text{Largeur de la section nette.} \\ b: \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$

A_s : Section d'armature.

On doit vérifier que : $N_{ultime} > N_{max}$

Poteau du S/sol

$$B_r = (0.60-0.02) \times (0.55-0.02) = 0.3074 \text{m}^2$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.20 = 2.24 \text{m}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \frac{2.24}{0.55} = 14.09 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.09}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$N_u = 0,82 \times 0,3074 \times \left(\frac{25}{0.9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right) = 5654,13 \text{KN} > N_{max} = 2297,62 \text{KN}$$

Donc pas de risque de flambement.

Les résultats de vérification des autres poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{ultime} (KN)	N _{max} (KN)
RDC	60*55	4.48	3.14	0.173	19.75	0.80	34.56	3074	5516,22	2015,71
Etage1	55*50	4.48	3.14	0.158	21.73	0.79	28.56	2544	4509,42	1733,81
Etage2	55*50	3.20	2.24	0.158	15.50	0.79	28.56	2544	4509,42	1459,13
Etage3	50*45	3.20	2.24	0.144	17.22	0.81	20.11	2064	3662,86	1184,46
Etage4	50*45	3.20	2.24	0.144	17.22	0.81	20.11	2064	3662,86	931,34
Etage5	45*40	3.20	2.24	0.129	19.38	0.80	15.14	1634	2842,23	678,22
Etage6	45*40	3.20	2.24	0.129	19.38	0.80	15.14	1634	2842,23	545,23
Etage7	45*40	2.60	1.82	0.129	9.68	0.83	15.14	1634	2948,82	412,24

Tableau V.5 Justification de l'effort normale ultime

$N_{max} < N_{u\text{ calculé}} \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

V.1.3 Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \cdot v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A'_s \cdot (v - d')^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0,9h$$

$$B = b \cdot h + 15 \cdot A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (m)	v' (m)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
---------	----------------------------	--------	-----------------------	-------	--------	-----------------------------------	-----------------------	------------------------	-----------------------	------------------------

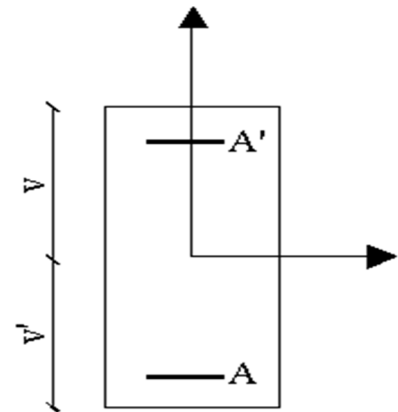


Figure. V.2 Section d'un poteau

Sous sol et RDC	60x55	58	34,56	0,52	0,08	0,0273	1654,54	1,28	3,81	15
Etage1 et 2	55x50	53	28,65	0,48	0,07	0,0192	1247,14	2,40	3,52	15
Etage3 et 4	50x45	43	20,11	0,40	0,05	0,0109	850,96	2,90	3,09	15
Etage5, 6 et 7	45x40	38	15,14	0,39	0,06	0,0082	486,45	56,64	4,27	15

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.

D'après le tableau on remarque que $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ et ça pour tous les niveaux.

V.1.4 Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA 99** (Art7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton}$$

sous combinaison sismique).

L'ensemble des résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
Sous sol	60x55	2,24	5,22	0,075	58	46,40	0,14	1,87
RDC	60x55	3,14	5,23	0,075	58	46,40	0,14	1,87
Etage1	55x50	3,14	5,70	0,075	53	108,72	0,41	1,87
Etage2	55x50	2,24	4,07	0,04	53	108,72	0,41	1,87
Etage3	50x45	2,24	4,48	0,04	48	83,33	0,38	1
Etage4	50x45	2,24	4,48	0,04	48	83,33	0,38	1
Etage5	45x40	2,24	4,98	0,04	43	49,83	0,29	1
Etage6	45x40	2,24	4,98	0,04	43	49,83	0,29	1
Etage7	45x40	1,12	4,04	0,04	43	49,83	0,29	1

Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentielles

V.1.7 Dispositions constructives

a) Longueur des crochets

$$L = 10\phi_t = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm}$$

b) Disposition constructive

- La longueur minimale des recouvrements est de $L_r = 40\phi = 40 \cdot 2,0 = 80\text{cm}$

Soit : $L_r = 80\text{ cm}$

c) La zone nodale

Les dimensions de la zone nodale sont :

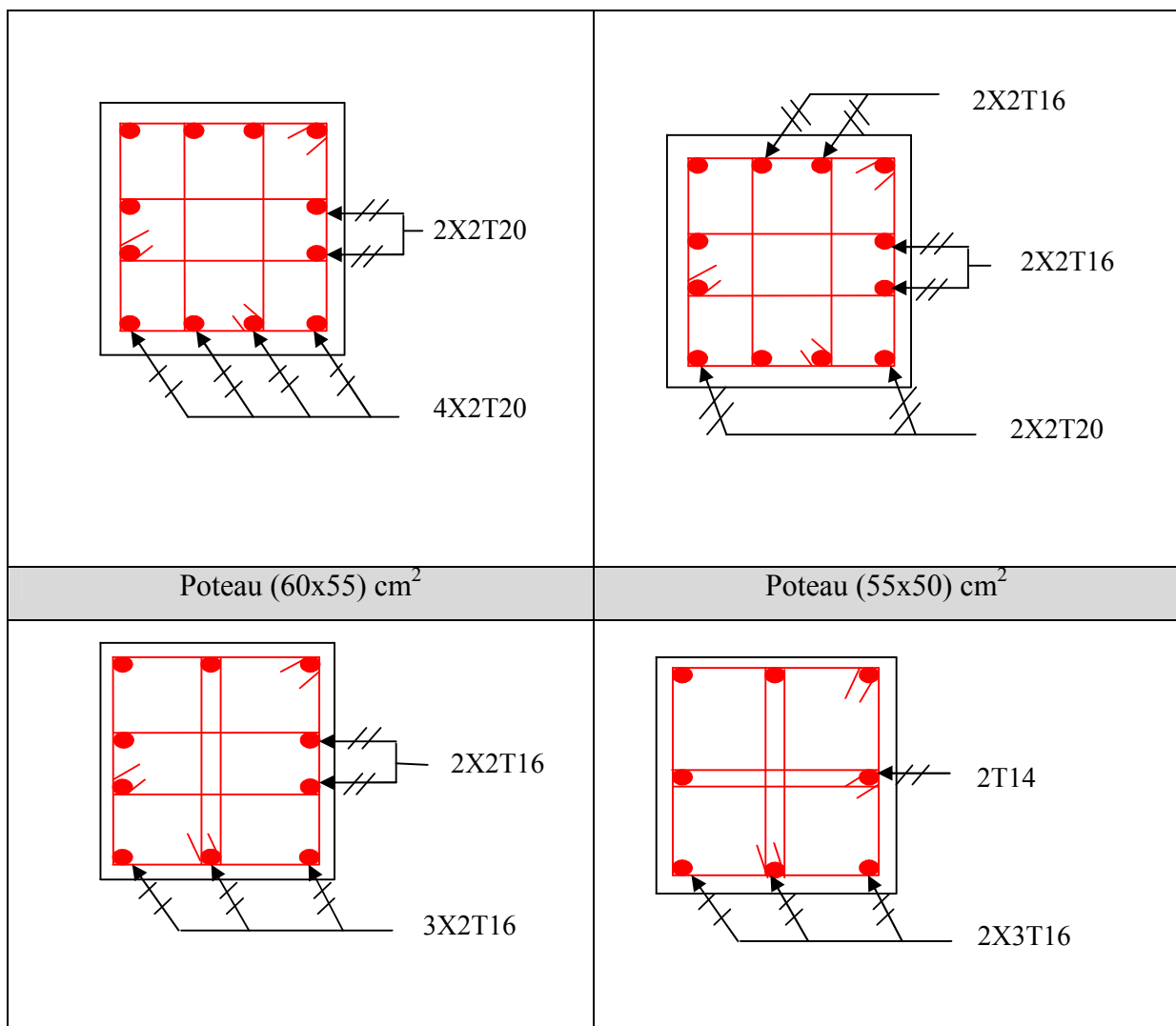
- **S/sol et le RDC**

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60\text{ cm} \right) \Rightarrow h' = \text{max} (74,67; 55; 60; 60)\text{cm}$$

Soit : $h' = 75\text{ cm}$

$$l' = 2h \Rightarrow l' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$$

- **1^{er} et 2^{ème} étage** : $h' = 75\text{ cm}$ et $l' = 90\text{cm}$
- **3^{ème} et 4^{ème} étage** : $h' = 60\text{cm}$ et $h' = 90\text{cm}$
- **5^{ème} et 6^{ème} étage** : $h' = 60\text{cm}$ et $h' = 90\text{cm}$
- **la Toiture** : $h' = 60\text{cm}$ et $l' = 90\text{cm}$



Poteau (50x45) cm ²	Poteau (45x40) cm ²
--------------------------------	--------------------------------

Tableau V.8 Schéma de ferrailage des poteaux

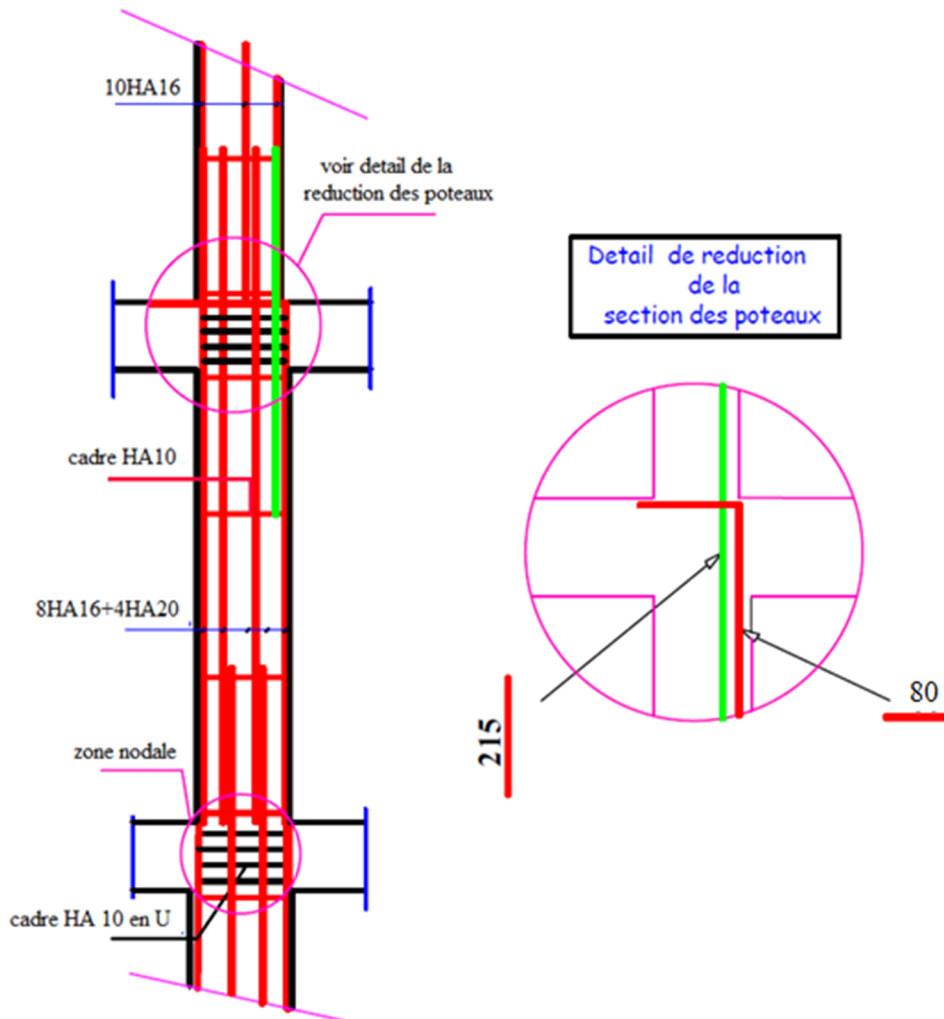


Figure V.3 Schéma de ferrailage des poteaux de 3^{ème} et 4^{ème} étage

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales

Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage tout en respectant les exigences du RPA.

V.2.1. Recommandation du RPA 99

a) **Coffrage** d'après le chapitre II, on a les dimensions des poutres comme suit :

Poutres principales : $b \times h = (35 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

b) Ferrailage

- Les armatures longitudinales (RPA Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\%(b \cdot h)$ en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 $\%(b \cdot h)$ En zone courante.

6 $\%(b \cdot h)$ 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 II_a .

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 être effectué avec des crochets à 90° .

- Les directions de recouvrement des 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 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- Les armatures transversales

- La quantité d'armature transversale minimale est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$$

✓ En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ 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 la l'appui ou de l'encastrement.

- Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)



Figure. V.4 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

V.2.2. Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité).}$$

V.2.3. Ferrailages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (Amin).

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Etage	Type de Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (SAP) (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sous-sol et RDC	Poutre Principale	35×45	Appui	11,89	7,87	6HA16 = 12,06
	Travée		5,58	3HA16+2HA12= 8,29		
	Poutre	35×40	Appui	8,90	7	3HA16+3HA12= 9,42

	Secondaire		Travée	4,19		3HA14+3HA12= 8,01
Etages courants	Poutre	35×45	Appui	11,31	7,87	6HA16 = 12,06
	Principale		Travée	4,11		3HA16+3HA12= 9,42
	Poutre	35×40	Appui	8,82	7	3HA16+3HA12= 9,42
	Secondaire		Travée	2,25		3HA14+3HA12= 8,01

Tableau V.9 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.

b) Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

- ❖ **Poutres principales**

Zone courante : $A_{\max} = 4\%b.h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63\text{cm}^2 > A \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b.h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5\text{cm}^2 > A \rightarrow \text{condition vérifiée}$

- ❖ **Poutres secondaires**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b.h = 0.04 \times 35 \times 40 = 54.4\text{cm}^2 > A \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En zone de recouvrement

$A_{\max} = 6\%b.h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84\text{cm}^2 > A \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Les longueurs de recouvrement

- La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 12 \text{ mm} : l_r = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \text{ Soit : } l_r = 50\text{cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} : l_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \text{ Soit : } l_r = 60\text{cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} : l_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \text{ Soit : } l_r = 70\text{cm}$$

b) Les armatures transversales

Calcul de ϕ_t :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par : **BAEL91 (Art H.III.3)**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L.\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(1,28; 3,5; 1,2\text{cm})$$

$\phi_t \leq 1,2cm$ Soit $\phi_t = 8mm$

$A_t = 4T8 = 2,01cm^2$, Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour toutes les poutres

Calcul des espacements

Selon le RPA (Art 7.5.2.2)

Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{min}}; 30 \text{ cm})$

- Poutres principales : $S_t \leq \text{min}(11.25; 14.4; 30)cm$ Soit : $S_t=10 \text{ cm}$
- Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10cm, 14.4cm, 30cm)$ Soit : $S_t=10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5cm \Rightarrow S_t \leq 22,5cm \Rightarrow$ Soit $S_t=15cm$.
- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20cm$ Soit $S_t=15cm$.

$A_t^{\text{min}} = 0,003 \cdot S_t \cdot d = 0,003 \cdot 15 \cdot 38 = 1,71cm^2$

$A_t = 2,01 > A_{\text{min}} = 1,71cm^2 \dots\dots\dots c'est vérifiée.$

V.2.4. Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,37 < A = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots c'est vérifiée.$

b) Contraintes tangentielles maximales :

- **Vérification de l'effort tranchant :** $\tau = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau}_{bu} = \text{min}(0,2f_{c28} / \gamma_b; 4MPa) = 3,33 \text{ MPa}$

	Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu} (MPa)$	Observation
S/Sol et RDC	Poutres principales	158,28	1,05	Vérifiée
	Poutres secondaires	324,02	2,44	Vérifiée
Du 1 ^{er} jusqu'au 6 ^{ème} étage	Poutres principales	134,48	0,89	Vérifiée
	Poutres secondaires	205,43	1,54	Vérifiée
7 ^{ème} étage	Poutres principales	54,56	0,36	Vérifiée
	Poutres secondaires	29,96	0,22	Vérifiée

Tableau V.9 Vérification de l'effort tranchant

$\tau_{bu} < \overline{\tau_{bu}} = 3,33 MPa$ donc, Pas de risque de cisaillement

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

Poutres principales

❖ **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[158,28 + \frac{-127,21}{0,9 \cdot 0,43} \right] = -0,49 < 0 \text{ aucune vérification à faire}$$

❖ **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \cdot 158,28}{400} = 0,45 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

• **Poutres secondaires**

❖ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[324,02 + \frac{-50,02}{0,9 \cdot 0,38} \right] = -0,51 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée .}$$

❖ **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \cdot 50,02}{400} = 0,143 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée}$$

V.2.5. Vérification à l'ELS

• **L'Etat 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.

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \cdot y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	$M_{Ser} (KNm)$	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)

Poutres principales	Appuis	127,21	122573,01	8,42	8,74	15
	Travées	63,60	17025,30	12,89	5,00	15
Poutres secondaires	Appuis	50,02	57187,00	5,66	4,95	15
	Travées	25,01	106521,00	10,79	2,77	15

Tableau V.11 Vérification de l'état limite de compression dans le béton

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutres principales

(1) : $\frac{h}{L} = \frac{45}{500} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots$ vérifiée

$M_t = 63,60 \text{ KNm}$

$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{61,06 \times 5^2}{8} = 190,81 \text{KNm}$

(2) : $\frac{h}{L} = 0,09 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{63,60}{10 \times 190,81} = 0,03 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

(3) : $\frac{A}{b \cdot d} = \frac{9,42}{35 \times 43} = 0,006 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Donc, La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires

(1) : $\frac{h}{L} = \frac{40}{420} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

$M_t = 25,01 \text{ KNm}$

$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{34,02 \times 4,2^2}{8} = 75,03 \text{KNm}$

(2) : $\frac{h}{L} = 0,09 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{25,01}{10 \times 75,03} = 0,03 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

$$(3) : \frac{A}{b.d} = \frac{9,42}{35 \times 38} = 0,006 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.6 Schéma de ferrailage des poutres

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés dans schémas ci après :

a) S/Sol et RDC

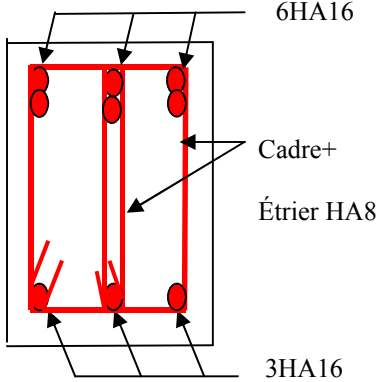
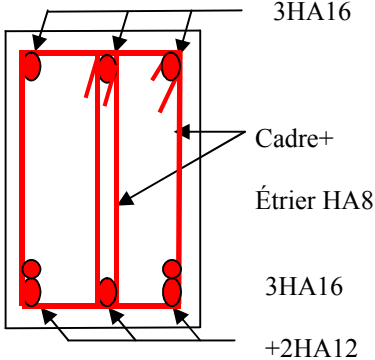
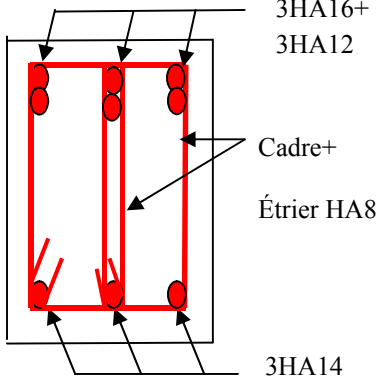
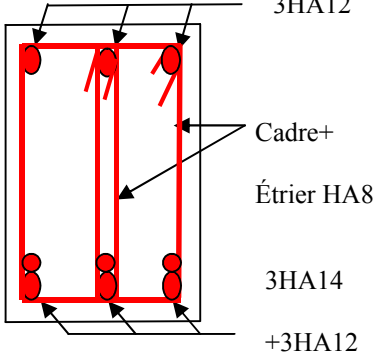
	En appui	En travée
Poutres principales	 <p>6HA16 Cadre+ Étrier HA8 3HA16</p>	 <p>3HA16 Cadre+ Étrier HA8 3HA16 +2HA12</p>
Poutres secondaires	 <p>3HA16+ 3HA12 Cadre+ Étrier HA8 3HA14</p>	 <p>3HA12 Cadre+ Étrier HA8 3HA14 +3HA12</p>

Tableau V.12 Schémas de ferrailage des PP et PS.

b) Du 1^{er} jusqu'au dernier étage

	En appui	En travée
Poutres principales	<p>6HA16 Cadre+ Étrier HA8 3HA12</p>	<p>3HA16 Cadre+ Étrier HA8 3HA14 +3HA12</p>
Poutres secondaires	<p>3HA16+ 3HA12 Cadre+ Étrier HA8 3HA12</p>	<p>3HA12 Cadre+ Étrier HA8 3HA14 +3HA12</p>

Tableau V.13 Schémas de ferrailage des PP et PS.

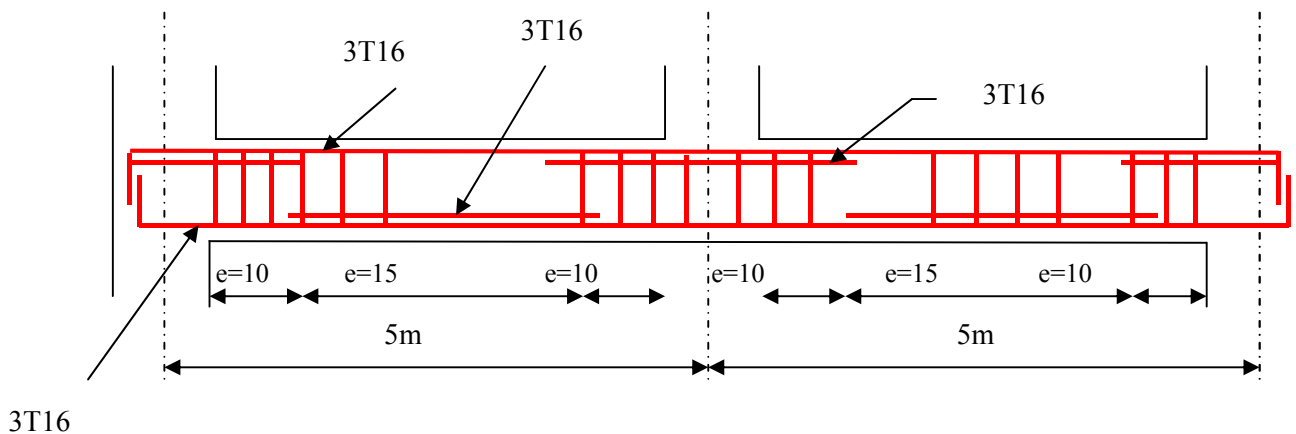


Figure.V.5 Disposition constructive de la poutre principale

V.1.6 Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99/03** (Art.7.6.2) exige que : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

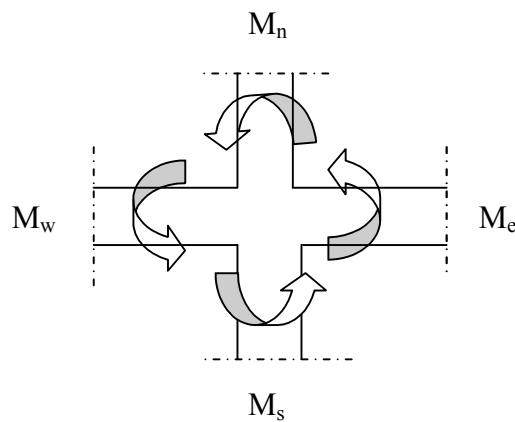


Fig. V.6 la zone nodale

a. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s$ Avec : $Z = 0,85 \cdot h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

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

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section (cm ²)	Plans	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KNm)
S/Sol et RDC	60×55	x-x	0,510	34,56	613,37
		y-y	0,467		561,65
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55×50	x-x	0,467	28,65	465,60
		y-y	0,425		423,73
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50×45	x-x	0,425	20,11	297,43
		y-y	0,382		267,33
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45×40	x-x	0,382	15,14	201,26
		y-y	0,340		197,14

Tableau V.14 Moment résistant dans les poteaux.

b. Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Sens	M _w (KNm)	M _e (KNm)	1,25 · (M _w + M _e) (KNm)	M _n + M _s (KNm)	Observation
S/ sol et RDC	x-x	111,46	111,46	278,65	1226,74	Vérifiée
	y-y	160,53	160,53	401,32	1123,30	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	x-x	111,46	111,46	278,65	931,20	Vérifiée
	y-y	142,68	142,68	385,23	847,46	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	x-x	111,46	111,46	278,65	594,86	Vérifiée
	y-y	142,68	142,68	385,23	534,66	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et toiture	x-x	111,46	111,46	278,65	402,52	Vérifiée
	y-y	142,68	142,68	385,23	394,28	Vérifiée

Tableau V.15 Vérification des zones nodales

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans toutes les poutres et suivant les deux sens, alors on aura la formation des rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3. Etude des voiles

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).

V.3.1. 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 : $(\frac{h}{l} > 1,5)$
- ✓ Voiles courts : $(\frac{h}{l} < 1,5)$

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.

V.3.2. Recommandation du RPA

a. Armatures verticales

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

-Minimum d'armature sur toute la zone tendue est 0,2%

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0,2\%I_t.e$ **RPA 99 (Art 7.7.4.1)**

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 $s_t \leq e$ (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.

b. 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 $10\phi_l$.

c. 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.

d. 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{f_e}; \text{ avec } V = 1,4 \cdot V_u \quad \text{RPA 99 (Art 7.7.4.3)}$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0,15\% b \cdot h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.} \quad \text{RPA 99 (Art 7.7.4.3)}$$

$$A_{\min} = 0,10\% b \cdot h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t \leq \min(1.5e; 30cm)$; RPA 99 (Art 7.7.4.3)

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles 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 et possible.

20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.3. Le ferrailage

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 × h).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99/200

b) Les armatures horizontales

Elle doit respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

A_v^{min} / voile : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

($A_{min} = 0,15\%b \cdot l$)

$A_v^{calculée} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{adoptée} / \text{face}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

A_h^{min} / voile : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ($A_{min} = 0,15\%b \cdot l$)

$A_h^{calculée} / \text{face}$: Section d'armature calculée ($A_v^{adoptée} / 4$).

$A_h^{adoptée} / \text{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

N^{bre} / ml : Nombre de barres adopté par un mètre linière.

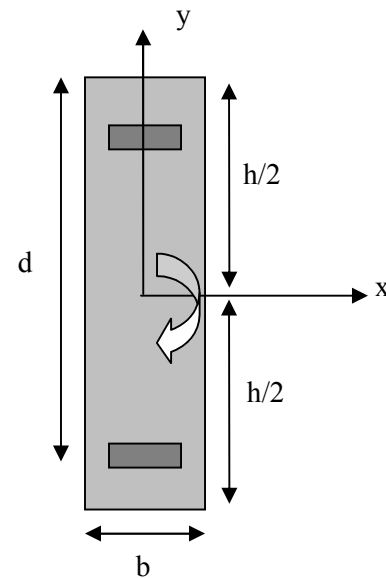


Figure V.7 Section du voile

	N _{max} (KN)	M _{corr} (KNm)	N _{min} (KN)	M _{corr} (KNm)	M _{max} (KNm)	N _{corr} (KN)
V _{x1}	999,96	542,50	462,29	1977,74	1192,86	986,48
V _{x2}	1227,33	34,35	641,51	1653,53	1703,02	1132,47
V _{x3}	839,71	108,27	258,13	110,04	240,15	31,53

V_{x4}	2253,21	76,93	1564,06	122,32	3638,36	1606,73
V_{x5}	963,07	68,11	514,06	47,50	218,24	479,24
V_{y1}	636,18	592,59	68,52	638,01	638,01	68,52
V_{y2}	1213,47	1626,94	197,40	1686,87	1686,87	197,40
V_{y3}	1434,90	3442,47	319,80	3827,65	3827,65	319,80

Tableau V.16 Sollicitations dans les voiles

- Calcul du ferrailage du voile

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Voile sens x-x (V_{x1})

Niveau	S/Sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , et 6 ^{ème} étages
Section (cm ²)	300x20	300x20
N (KN)	986,48	357,03
M (KNm)	1192,86	544,44
V (KN)	736,80	156,52
A_{min} (RPA) (cm ²)	9	9
$A_{calculée}$ / face (cm ²)	25,78	12,90
$A_{adopté}$ / face (cm ²)	29,25	14,92
Nombre de barres/face	19T14	19T12
St (cm)	20	20
A_h calculée (cm ²)	7,31	3,73
$A_{h\ min}$ /ml (cm ²)	0,75	0,75
A_h adoptée (cm ²)	8,50	6
Nombre de barre/face/ml	5T8	5T8
St (cm)	20	20

Tableau V.17 Ferrailage du voile V_{x1}

Voile sens x-x (Vx2)

Niveau	S/Sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , et 6 ^{ème} étages
Section (cm ²)	310x20	310x20
N (KN)	1132,47	208,78
M (KNm)	1703,02	613,15
V (KN)	352,103	165,70
A _{min} (RPA) (cm ²)	9,3	9,3
A calculée/ face (cm ²)	32,55	9,14
A adopté / face (cm ²)	34,16	15,71
Nombre de barres/face	12T14+8T16	20T10
St (cm)	20	20
A _h calculée (cm ²)	8,63	5,37
A _{h min} /ml (cm ²)	0,75	0,75
A _h adoptée (cm ²)	13,35	6
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T8
St (cm)	20	20

Tableau V.18 Ferrailage du voile Vx2**Voile sens x-x (Vx3)**

Niveau	S/Sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , et 6 ^{ème} étages
Section (cm ²)	140x20	140x20
N (KN)	31,53	174,60
M (KNm)	240,15	71,64
V (KN)	64,61	45,91
A _{min} (RPA) (cm ²)	4,20	4,20
A calculée/ face (cm ²)	6,10	4,20
A adopté / face (cm ²)	9,05	9,05
Nombre de barres/face	8T12	8T12
St (cm)	20	20
A _h calculée (cm ²)	2,26	2,26
A _{h min} /ml (cm ²)	0,75	0,75

A_h adoptée (cm^2)	8,50	6
Nombre de barre/face/ml	5T8	5T8
St (cm)	20	20

Tableau V.19 Ferrailage du voile Vx3

Voile sens x-x (Vx 4)

Niveau	S/Sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , et 6 ^{ème} étages
Section (cm^2)	420x20	420x20
N (KN)	1606,73	825,44
M (KNm)	3638,36	808,79
V (KN)	598,94	358,72
A_{\min} (RPA) (cm^2)	12,60	12,60
$A_{\text{calculée}}$ / face (cm^2)	48,84	16,93
$A_{\text{adopté}}$ / face (cm^2)	51,02	24,86
Nombre de barres/face	16T16+6T20	22T12
St (cm)	20	20
A_h calculée (cm^2)	12,75	6,21
A_h min /ml (cm^2)	0,75	0,75
A_h adoptée (cm^2)	13,35	9,50
Nombre de barre/face/ml	5T10	5T8
St (cm)	20	20

Tableau V.20 Ferrailage du voile Vx4

Voile sens x-x (Vx5)

Niveau	S/Sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , et 6 ^{ème} étages
Section (cm^2)	130x20	130x20
N (KN)	479,24	146,28
M (KNm)	218,24	68,56
V (KN)	63,75	43,86
A_{\min} (RPA) (cm^2)	3,9	3,9
$A_{\text{calculée}}$ / face (cm^2)	12,00	3,71
$A_{\text{adopté}}$ / face (cm^2)	12,32	9,05
Nombre de barres/face	8T14	8T12
St (cm)	20	20
A_h calculée (cm^2)	3,08	2,26

$A_{h \min} / ml \text{ (cm}^2\text{)}$	0,75	0,75
$A_{h \text{ adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	8,50	6
Nombre de barre/face/ml	5T8	5T8
St (cm)	20	20

Tableau V.21 Ferrailage du voile Vx5

Voile sens y-y (Vy1)

Niveau	S/Sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , et 6 ^{ème} étages
Section (cm ²)	180x20	180x20
N (KN)	68,52	66,98
M (KNm)	638,01	74,27
V (KN)	174,88	50,40
A_{\min} (RPA) (cm ²)	5,4	5,4
$A_{\text{calculée}} / \text{face}$ (cm ²)	12,55	2,24
$A_{\text{adopté}} / \text{face}$ (cm ²)	13,55	11,31
Nombre de barres/face	5T14+5T12	10T12
St (cm)	20	20
$A_{h \text{ calculée}}$ (cm ²)	3,34	2,83
$A_{h \min} / ml$ (cm ²)	0,60	0,75
$A_{h \text{ adoptée}}$ (cm ²)	8,50	6
Nombre de barre/face/ml	5T8	5T8
St (cm)	20	20

Tableau V.22 Ferrailage du voile Vy1

Voile sens y-y (Vy2)

Niveau	S/Sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , et 6 ^{ème} étages
Section (cm ²)	270x20	270x20
N (KN)	197,40	85,65
M (KNm)	1686,87	104,27
V (KN)	414,03	107,97
A_{\min} (RPA) (cm ²)	8,10	8,10
$A_{\text{calculée}} / \text{face}$ (cm ²)	22,12	2,37
$A_{\text{adopté}} / \text{face}$ (cm ²)	24,13	13,57
Nombre de barres/face	12T16	12T12
St (cm)	20	20

A_h calculée (cm ²)	6,03	3,39
$A_{h \text{ min}} / \text{ml}$ (cm ²)	0,75	0,75
A_h adoptée (cm ²)	8,50	6
Nombre de barre/face/ml	5T8	5T8
St (cm)	20	20

Tableau V.23 Ferrailage du voile Vy2

Voile sens y-y (Vy3)

Niveau	S/Sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , et 6 ^{ème} étages
Section (cm ²)	420x20	420x20
N (KN)	275,57	486,70
M (KNm)	3082,34	633,17
V (KN)	612,63	257,70
A_{min} (RPA) (cm ²)	12,60	12,60
$A_{\text{calculée}} / \text{face}$ (cm ²)	27,30	11,18
$A_{\text{adopté}} / \text{face}$ (cm ²)	33,88	24,86
Nombre de barres/face	22T14	22T12
St (cm)	20	20
A_h calculée (cm ²)	8,47	6,22
$A_{h \text{ min}} / \text{ml}$ (cm ²)	0,75	0,75
A_h adoptée (cm ²)	8,50	8,50
Nombre de barre/face/ml	5T8	5T8
St (cm)	20	20

Tableau V.24 Ferrailage du voile Vy3

V.3.4. Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2. du RPA 99 à

$$\tau_{\text{adm}} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b \cdot d} ; \text{ Avec } \mathbf{b} : \text{ épaisseur du voile et } \mathbf{d} : \text{ hauteur utile.}$$

D'après les résultats obtenus dans l'analyse dynamique :

Voile Vx4 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sous-sol et RDC : (e=20 cm) : } \tau = 1,4 \times \frac{598,94 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 4,20} = 1,1 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Autre niveaux (e=20cm)} : \tau = 1,4 \times \frac{358,72 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 4,15} = 0,66 \text{MPa} < \tau_{adm} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

Voile Vy3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sous-sol et RDC : (e=20 cm)} : \tau = 1,4 \times \frac{612,63 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 4,20} = 1,13 \text{MPa} < \tau_{adm} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{MPa} \\ \text{Autre niveaux (e=20cm)} : \tau = 1,4 \times \frac{257,70 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 4,15} = 0,48 \text{MPa} < \tau_{adm} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{MPa} \end{array} \right.$$

Alors pas de risque par cisaillement dans les deux voiles (Vx4 et Vy3).

Les résultats de vérification à l'effort tranchant des autres voiles sont résumés dans le tableau ci-après :

	Vu (KN)	b (m)	d(m)	τ_U (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Vx1	736,80	0,2	2,7	1,36	5	vérifiée
Vx2	352,10	0,2	2,79	0,63	5	vérifiée
Vx3	64,61	0,2	1,26	0,25	5	vérifiée
Vx5	63,75	0,2	1,17	0,27	5	vérifiée
Vy1	174,88	0,2	1,62	0,53	5	vérifiée
Vy2	414,03	0,2	2,43	0,85	5	vérifiée

Tableau V.25 vérification aux efforts tranchants sollicitant les voiles

Exemple d'un schéma de ferrailage de voile Vy3

Niveau 3^{ème} étage et 4^{ème} étage

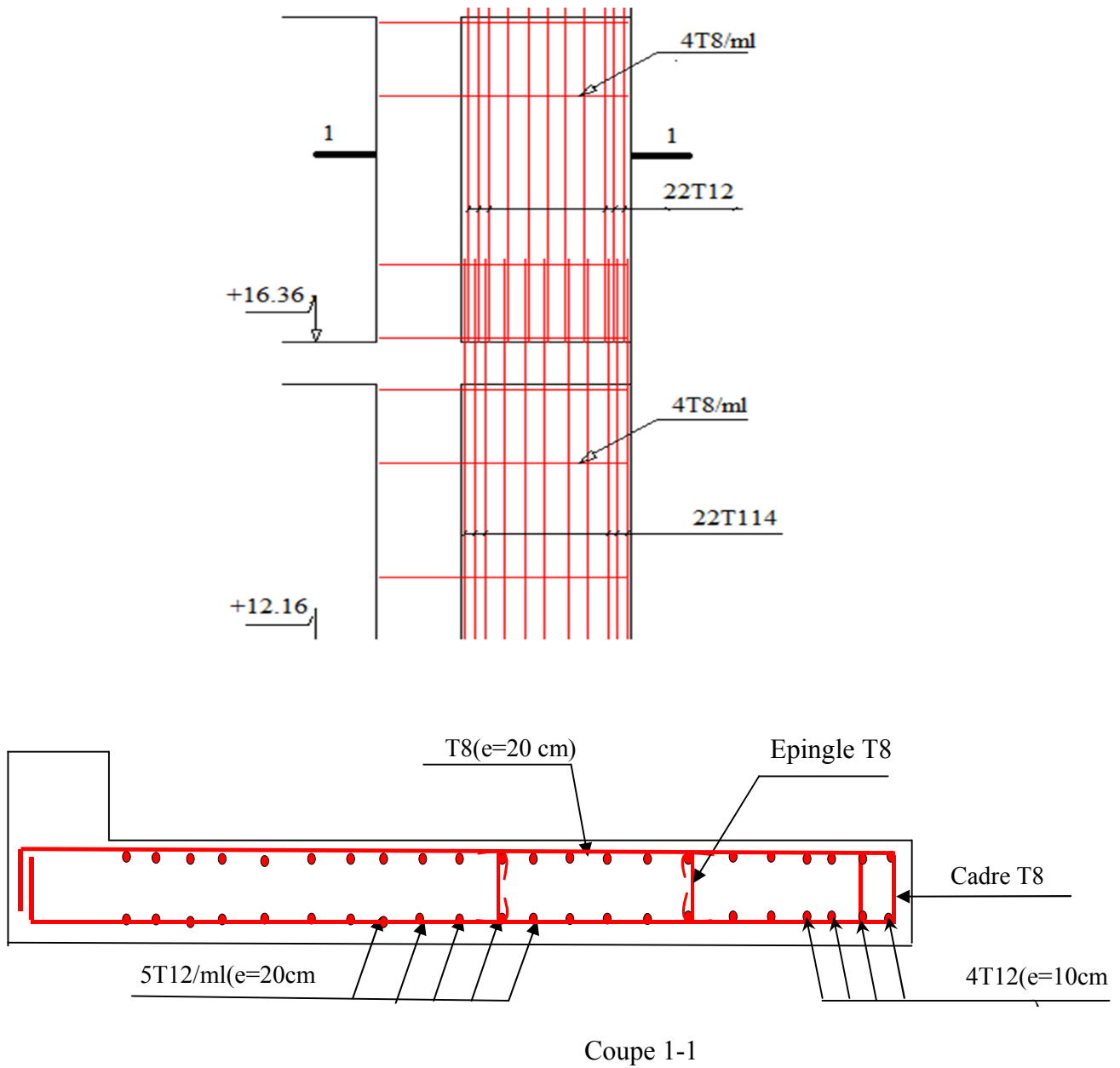


Figure VI.8 Schéma de ferrailage du voile V_{y3} au niveau du 3^{ème} étage et 4^{ème} étage.

Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au-dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.1 Choix du type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2 bar à une profondeur de -2 m par rapport à la cote du terrain naturel.

.Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$ RPA99 (Art 10.1.4.1)
- $0,8G \pm E$

VI.2 Les vérifications des types des fondations :

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} ,$$

Avec :

N : l'effort normal du poteau le plus sollicité.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol.

Afin de déterminé le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier général.

VI.2.1 Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu a partir de notre model.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$N = 2204.84 \text{ KN}$.

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$.

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

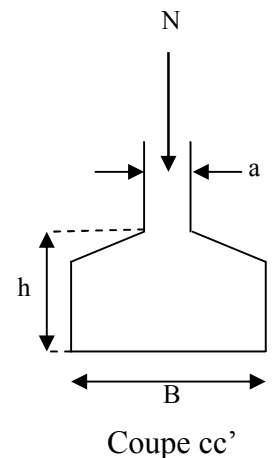
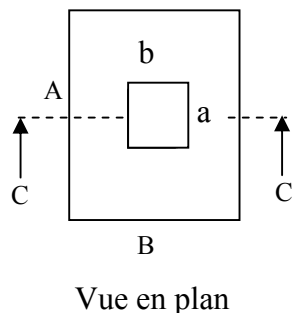


Figure VI.1 schéma d'une semelle isolée

Semelle à poteaux homothétiques :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{a} \dots\dots\dots(2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{a} \times B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{55}{60} \times \frac{2204.84}{200}} = 3.17m$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entres les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux dans deux sens, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.2.2 Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique le formé de 8 poteaux dans le sens y comme suit :

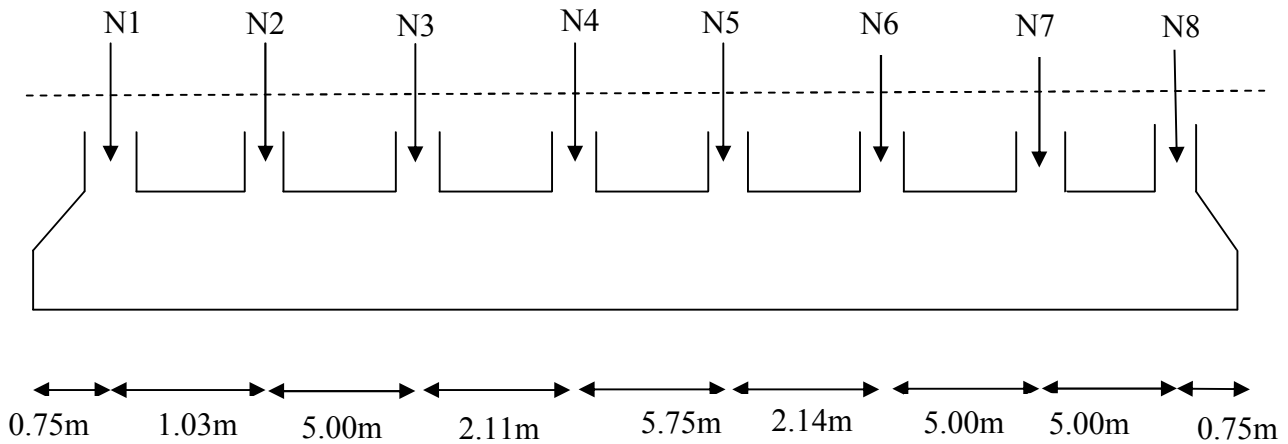


Figure.VI. 2 : Semelle filante

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} ;$$

avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$L = \sum L_i = 0.75 + 1.03 + 5 + 2.11 + 5.75 + 2.14 + 5 + 5 + 0.75 = 27.48 \text{ m}$$

$$N = \sum N_i = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6 + N7 + N8$$

$$N = 529.36 + 852.55 + 959.54 + 1194.86 + 1253.69 + 1199.70 + 1013.68 + 290.30$$

$$N = 7293.68 \text{ KN}$$

D'après le portique le plus sollicité $N = 10632.74 \text{ KN}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{7293.68}{200 \times 27.48} = 1.32 \text{ m} .$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure seront les semelles filantes.

VI.2.2.1 Étude des semelles filantes sous poteaux

❖ Dimensionnement (coffrage)

➤ Calcul de la largeur de la semelle (B)

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{7293.68}{200} = 36.46 \text{ m}^2$$

S: surface de la semelle.

$$S = L_{Total} \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{débordement} ; L_{débordement} = 0.75 \text{ m.}$$

$$L = 27.48 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{36.46}{27.48} = 1.33 \text{ m ;}$$

soit B = 1.50 m.

➤ Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t)

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + c$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq \frac{B-b}{2}$$

$$\text{soit } d \leq \frac{B-b}{2} \Rightarrow h_t \leq \frac{B-b}{2} + c.$$

avec :

c : enrobage des armatures ; c = 5 cm ;

$$h_t \leq \frac{1.50 - 0.55}{2} + 0.05 \leq 0.525 \text{ m}$$

soit $h_i = 50 \text{ cm}$

➤ **Charges agissantes sur la semelle**

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; \quad N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i ».}$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{longrine})} + N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})}$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{(\text{superstructure})} = 7293.68 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{longrine})} = \gamma_b \times S \times \sum l_i ; \quad \text{avec :}$$

$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2$: surface transversale de la longrine.

$$N_{(\text{longrine})} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 52 = 156 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{avant poteau})} = \gamma_b \times S \times h \times n ; \quad \text{Avec :}$$

S : surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 0.55 \times 0.60 = 0.33 \text{ m}^2$$

h : hauteur de l'avant-poteau ; $h = 1 \text{ m}$.

n : nombre de poteaux revenant à la semelle ; $n = 8$ poteaux.

$$N_{(\text{avant-poteau})} = 25 \times 0.33 \times 1 \times 8 = 66 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{semelle})} = \gamma_b \times S \times h_t$$

Avec :

$$S: \text{ surface de la semelle ; } S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{10652.74}{200} = 53.26 \text{ m}^2$$

h_t : hauteur totale de la semelle ; $h_t = 0.45 \text{ m}$.

$$N_{(\text{semelle})} = 25 \times 53.26 \times 0.65 = 865.47 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{Total}} = 7293.72 + 156 + 66 + 865.47 = 83381.19 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul de la largeur de la semelle (B) :**

$$S \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S = L \times B.$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{83381.19}{27.48 \times 200} = 1.52 \text{ m ;}$$

On prend $B = 1.60 \text{ m}$.

Donc $S = 2.10 \times 27.48 = 58.716 \text{ m}^2$.

➤ **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :**

$$h_t \leq \frac{1.60 - 0.55}{2} + 0.05 = 0.575 \text{ m}$$

On prend $h_t = 55 \text{ cm}$

2- Le Ferrailage

a- Aciers principaux ($A_{//B}$)

$$A_{//B} = \frac{N \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

avec :

N : effort sollicitant la semelle ; $N = N_{total} = 8381.19 \text{ KN}$.

$B = 2.10 \text{ m}$; $b = 0.55 \text{ m}$; $d = h_t - c = 0.75 \text{ m}$.

$\overline{\sigma}_{st}$: contrainte d'acier ; $\overline{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$.

$$A_{//B} = \frac{8381.19 \times 10^3 \times (1.60 - 0.55)}{8 \times 0.75 \times 348} = 57.47 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 60 HA12 = 57.69 cm² avec un espacement de 25 cm

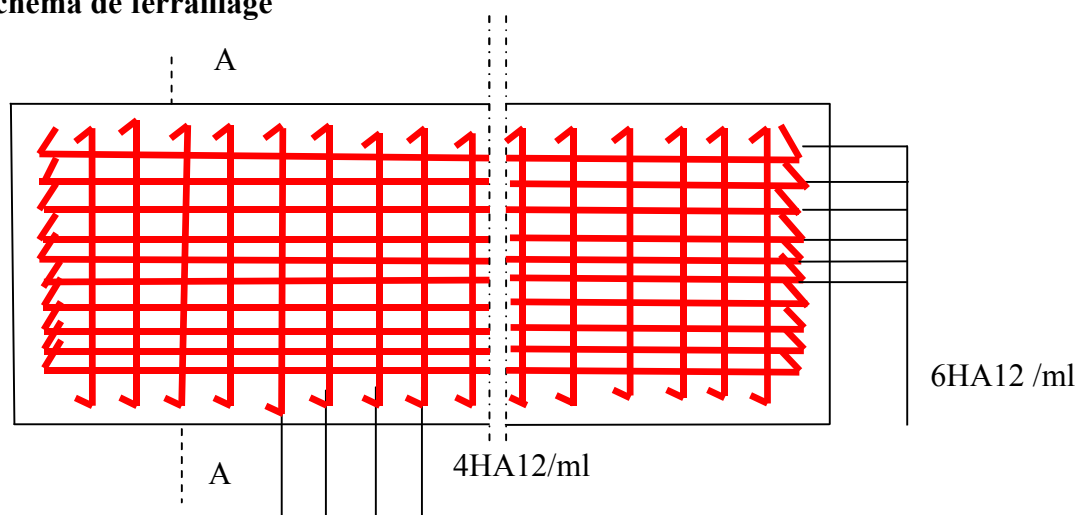
b- Aciers de répartition ($A_{\perp B}$)

$$A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{4}$$

$$A_{\perp B} = \frac{57.69}{4} = 14.42 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 14 HA12 = 15.83 cm² avec un espacement de 10 cm.

❖ Schéma de ferrailage



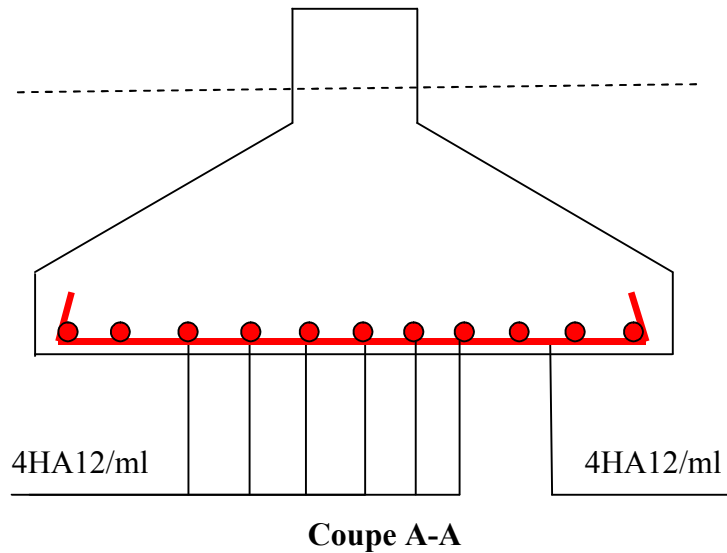


Figure VI.3 : schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau.

b- Étude des poutres de rigidité

1- Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

2- Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

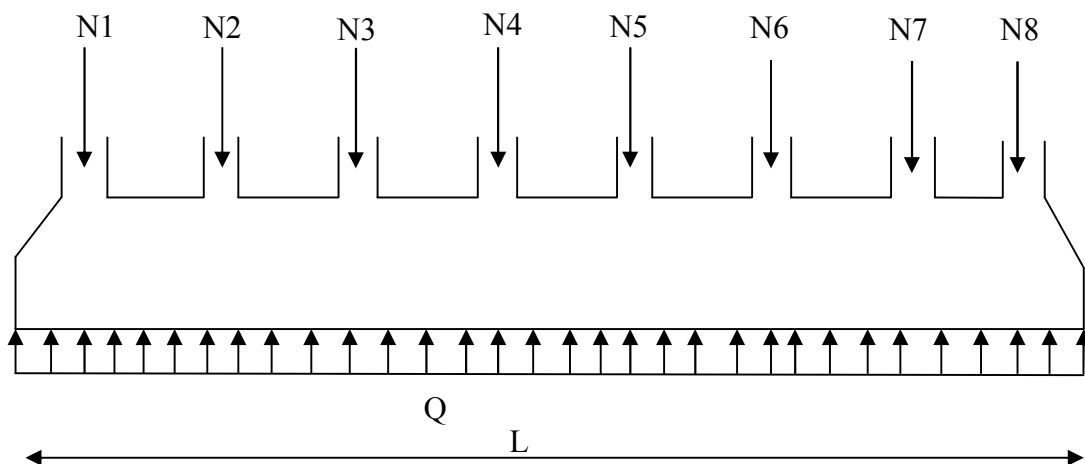
$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 5 \text{ m} \Rightarrow \frac{4.2}{9} \leq h \leq \frac{4.2}{6} \Rightarrow 46.66 \text{ cm} \leq h \leq 70 \text{ cm}$$

Soit : $h = 50 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$

3) Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité



$$Q = \frac{\sum N_i}{L} ; N_i = 8381.19 \text{ KN}, L = 27.48 \text{ m}$$

$$Q = 304.99 \text{ KN/ml}$$

4) Calcul des sollicitations

❖ Méthode de calcul :

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

➤ Principe de la méthode de Caquot

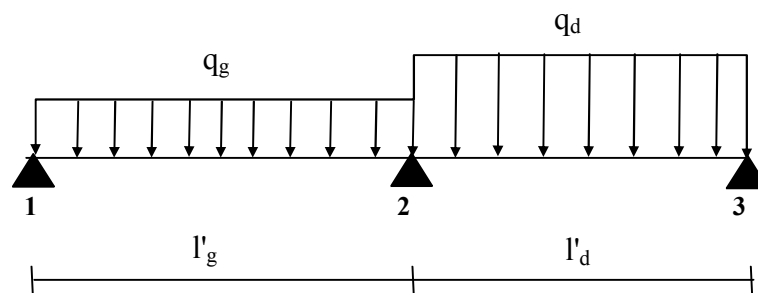


Figure VI.4 schéma statique d'une poutre à deux travées.

➤ **Moment en appui :**
$$M_2 = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)}$$

Avec :

M_2 : moment fléchissant en appui 2.

q_g, q_d : charges uniformes respectivement à droite et à gauche de l'appui considéré (dans notre cas $q_g = q_d$).

l'_g, l'_d : longueur fictive à droite et à gauche de l'appui considéré (2) :

$$l' = \begin{cases} 0,8 l & \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ 1 & \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée:**
$$M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \cdot \frac{x}{l}$$

Avec :

M_0 : moment isostatique dans la travée considérée ; $M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} (l - x)$.

Pour $M=M^{\max}$: $\frac{\partial M(x)}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = x_0 = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l}$. (Cas d'une charge répartie).

➤ **Effort tranchant maximal:**

$$V(x) = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = \frac{q}{2}(l-2x) + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_g = V(0) = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_d = V(l) = -\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

Poutre de rigidité

$$Q = 304.99 \text{ KN/ml}$$

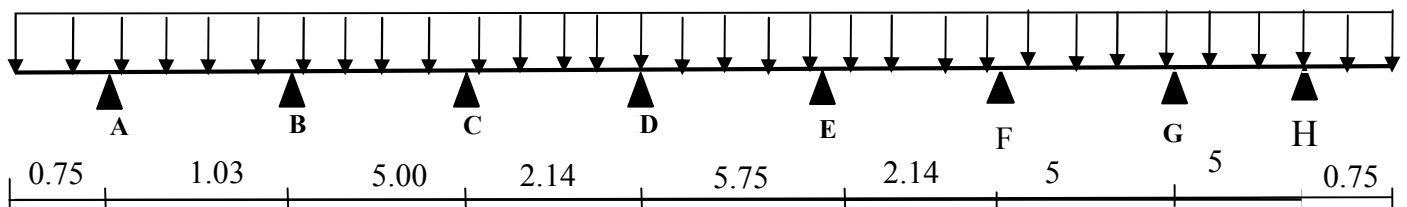


Figure VI.5 schéma statique de la poutre de rigidité.

a) **Moment en appui :**

$$M_A = M_H = \frac{304.99 \times (0.75)^2}{2} = -85.77 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{304.99(1.03^3 + (0.8 \times 5)^3)}{8.5(1.03 + (0.8 \times 5))} = -464.33 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = \frac{304.99 \times ((0.8 \times 5)^3 + (0.8 \times 2.11)^3)}{8.5(0.8 \times 5 + 0.8 \times 2.11)} = -433.55 \text{ KN.m.}$$

$$M_G = \frac{304.99 \times (0.8 \times 2.14)^3 + (0.8 \times 5.75)^3}{8.5((0.8 \times 2.14) + (0.8 \times 5.75))} = -581.84 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = \frac{304.99(0.8 \times 5.75)^3 + (0.8 \times 2.14)^3}{8.5((0.8 \times 5.75) + (0.8 \times 2.14))} = -581.84 \text{ KN.m.}$$

$$M_F = \frac{388.41(0.8 \times 2.14)^3 + (0.8 \times 5)^3}{8.5((0.8 \times 2.14) + (0.8 \times 5))} = -433.55 \text{ KN.m.}$$

$$M_G = \frac{304.99(0.8 \times 5)^3 + (0.8 \times 5)^3}{8.5((0.8 \times 5) + (0.8 \times 5))} = -753.50 \text{KN.m.}$$

b) Moment en travée

• **Travée AB:**

$$x_0 = \frac{1.03}{2} + \frac{-85.778 - (-464.33)}{304.99 \times 1.03} = 0.69 \text{m.}$$

$$M_0(0.69) = \frac{304.99 \times 0.69}{2} (1.03 - 0.69) = 35.77 \text{KN.m.}$$

$$M_t(0.69) = 35.77 + 85.77 \times (1.03 - \frac{0.69}{1.03}) + 464.33 \times \frac{0.69}{4} = 75.21 \text{KN.m.}$$

les moments qui agissent sur les différentes travées de la poutre de rigidité sont représentés dans le tableau suivant:

Travées	L (m)	q (KN/ml)	X(m)	M _t (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)
AB	1.03	304.99	0.69	75.21	-85.77	-467.33
BC	5.00	304.99	2.52	504.21	-467.33	-433.55
CD	2.11	304.99	0.84	325.32	-433.55	-581.84
DE	5.75	304.99	2.87	678.62	-581.84	-584.84
EF	2.14	304.99	1.29	325.23	-581.84	-433.55
FG	5.00	304.99	2.29	466.46	-433.55	-753.50
GH	5.00	304.99	2.93	562.69	-753.50	-85.77

Tableau VI.1 sollicitations agissant sur la poutre de rigidité.

c) Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b×h) à la flexion simple. Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Travées	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _{t cal} (cm ²)	A _{a cal} (cm ²)	A _{t adopt} (cm ²)	A _{a adopt} (cm ²)
AB	75.21	-85.77	3.83	4.39	6HA25=29.45	6HA25=29.45
BC	504.21	-467.33	30.02	27.36	6HA25+6HA14=38.69	6HA25+6HA14=38.69
CD	421.06	-433.55	24.24	25.01	6HA25=29.45	6HA25+6HA14=38.69
DE	678.62	-581.84	44.50	36.01	6HA25+6HA20=48.3	6HA25+6HA14=38.69

EF	325.23	-581.84	17.98	36.01	6HA25=29.45	6HA25+6HA14=38.69
FG	466.46	-433.55	27.30	25.01	6HA25=29.45	6HA25+6HA14=38.69
GH	562.69	-753.50	34.48	51.09	6HA25+6HA14=38.69	12HA25=58.91

Tableau VI.2 : ferrailage de la poutre de rigidité.

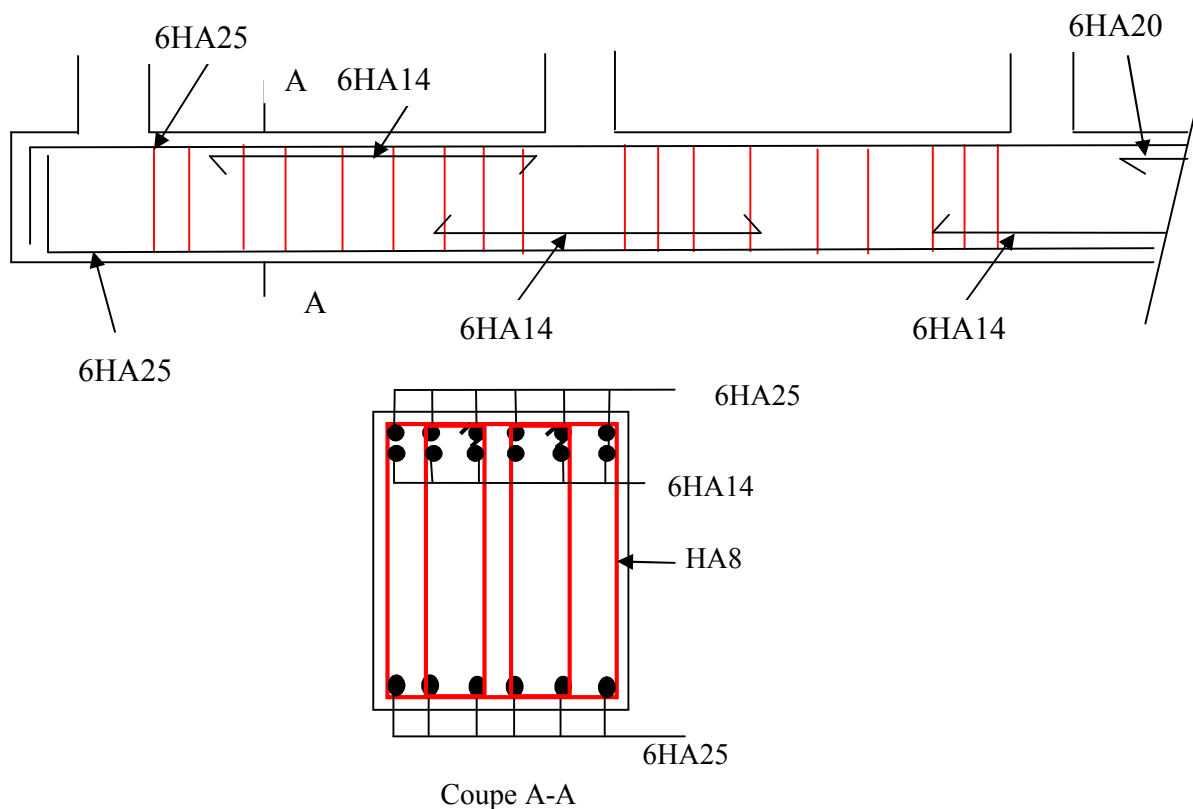


Figure VI.6 Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.

VI.2.2.2 Semelle filante sous mur :

➤ Calcul de la charge

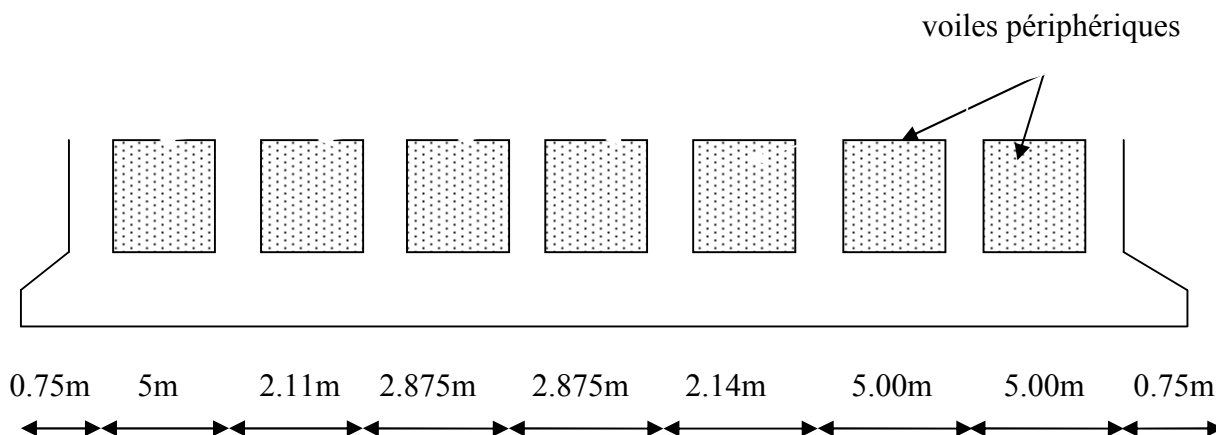


Figure VI.7 semelle filante sous mur

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i ».}$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{voile périphérique})} + N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{longrine})}$$

$$N_{(\text{voile périphérique})} = 25 \times 0.2 \times 4.2 \times (27.48 - 2 \times 0.75 - 8 \times 0.55) = 453.40 \text{ KN}$$

$$N_{\text{Total}} = 6993.68 + 66 + 115.28 + 453.40 = 7330.28 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N_{\text{total}}}{\sigma_{\text{sol}} \times L} = \frac{7562.14}{200 \times 27.48} = 1.38 \text{ m}$$

Soit $B = 1.50 \text{ m}$

➤ **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :**

$$h_t \leq 0,05 + \frac{1.50 - 0.55}{2} = 0.525 \text{ m}$$

soit : $h_t = 0.50 \text{ m}$

➤ **Ferraillage**

1) Aciers principaux ($A_{//B}$):

$$A_{//B} = \frac{N' \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{\text{st}}} ;$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{\text{st}} : \text{contrainte d'acier ; } \overline{\sigma}_{\text{st}} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$N' = \frac{N_{\text{total}}}{L} = \frac{7562.14}{27.48} = 275.18 \text{ KN / ml}$$

$$B = 1.50 \text{ m ; } N' = 266.74 \text{ KN/ml ; } b = 55 \text{ cm ; } d = 45 \text{ cm ;}$$

$$A_{//B} = \frac{275.18 \times 10^{-3} (1.50 - 0.55)}{8 \times 0.45 \times 348} = 2.08 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte : 4HA10/ml = 3.14 cm² /ml avec un espacement de 20cm.

2) Aciers de répartition ($A_{\perp B}$): $A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{3}$.

$$A_{\perp B} = \frac{2.27}{3} = 0.75 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4HA10/ml = 3.14 cm² avec un espacement de 20cm

VI.3 Etude des longrines

1) Définition

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

2) Rôle des longrines

Elles ont pour rôle de :

- porter les murs de façades ;
- limiter les dallages ;
- solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

3) Dimensions minimales de la section transversale des longrines

$$b \times h = \begin{cases} 25 \times 30 : \text{Sites de catégorie } S_2 \text{ et } S_3. \text{ (C'est notre cas).} \\ 30 \times 30 : \text{Site de catégorie } S_4. \end{cases} \quad \text{RPA99 (Art 10.1.1.b)}$$

La hauteur h des longrines est définie par la formule suivante :

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

avec :

L_{\max} : longueur maximale entre axes des longrines ; $L_{\max} = 7,5$ m.

$$\Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \leq h \leq 50(\text{cm})$$

Soit $h = 40$ cm; $b = 30$ cm.

Les dimensions adoptées pour les longrines sont : $(b \times h) = (30 \times 40)$ cm².

4) Calcul des longrines

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.} \quad \text{RPA 99/ver 2003 (Art 10.1.1.b)}$$

avec :

N : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux) :

α : coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considéré :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Site : } S_3 \\ \text{Zone : zone II} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha = 12$$

5) Calcul des armatures

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles B.A.E.L91 :

a) Les armatures longitudinales (A_l) BAEL 91 (Art. A.4. 5. 33)

$$A_l \geq (A_{(ELU)} ; A_{(ELS)}).$$

avec :

$$A_{(ELU)} : \text{section d'armatures calculée à l'état limite ultime : } A_{(ELU)} = \frac{F_{ELU}}{\sigma_s}$$

$$F_{ELU} = \frac{N_{Umax}}{\alpha} ; \text{ avec : } N_{Umax} : \text{effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'E.L.U.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} : \text{ contrainte limite ultime de l'acier.}$$

$$A_{(ELS)} : \text{section d'armatures calculée à l'état limite de service : } A_{(ELS)} = \frac{F_{ELS}}{\sigma_s}$$

$$F_{ELS} = \frac{N_{Smax}}{\alpha} ; \text{ avec : } N_{Smax} : \text{Effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'E.L.S.}$$

$$\sigma_s = 202 \text{ MPa} : \text{ Contrainte limite de service de l'acier.}$$

b) Condition de non-fragilité BAEL 91(Art. A.4. 2.1)

$$A_{min} = b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 5.82 \text{ cm}^2.$$

c) Minimum d'armature exigé par le RPA RPA99 (Art.10.1.1.b)

$$A_{min} = 0,6 \% b.h = 0,6\% 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

N_{Umax} (KN)	F_{ELU} (KN)	$A_{(ELU)}$ (cm ²)	N_{Smax} (KN)	F_{ELS} (KN)	$A_{(ELS)}$ (cm ²)	A_l (cm ²)	$A_{min(B.A.E.L91)}$ (cm ²)	$A_{min(RPA99)}$ (cm ²)	A_l (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
2297.62	191.46	5.50	1654.05	137.83	8.18	6.82	5.82	7.20	7.20	6T14=9.24

Tableau VI.3 : Ferrailage longitudinal des longrines.

b) Les armatures transversales (A_t)

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \phi_{l \min} ; \frac{b}{10} \right];$$

$$\text{Donc: } \phi_t \leq \min \left[\frac{40}{35} ; 1,2 ; \frac{30}{10} \right] = \min [1,33 ; 1,2 ; 3] = 1,2 \text{ cm.}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

On va choisir un cadre et un étriers :

$$\Rightarrow \phi_t = 3\text{HA}8 \Rightarrow A_t = 1,51 \text{ cm}^2.$$

c) Espacement

RPA99 (Art.10.1.1.b)

$$s_t \leq \min [20\text{cm} ; 15\phi_{l \text{ min}}]$$

$$s_t \leq \min [20\text{cm} ; 15 \times 1,2_{\text{min}}] = \min [20\text{cm} ; 18_{\text{min}}] = 18\text{cm.}$$

soit : $s_t = 15\text{cm}$.

6) Schéma de ferrailage des longrines

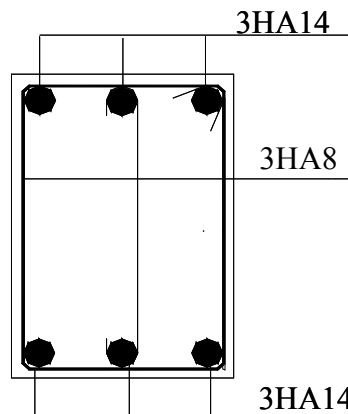


Figure VI.8 schéma de ferrailage des longrines.

VI.4. Étude de voile de soutènement

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

a) Dimensionnement

Selon le RPA 99/version 2003(article 10.1.2)

$$e \geq 15\text{cm} ; \text{ On prend } e = 20\text{cm}$$

b) Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol on a :

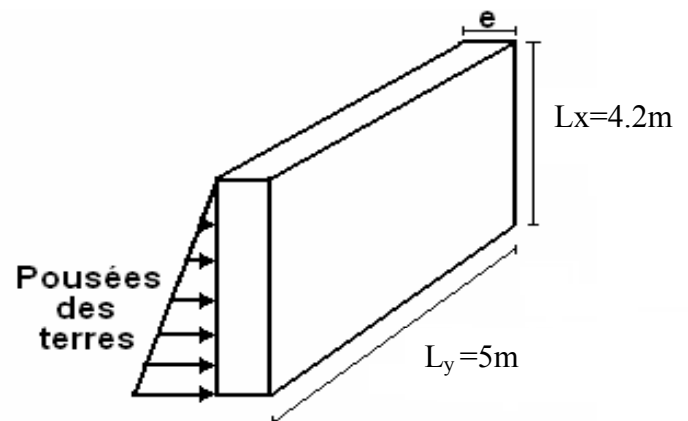


Figure VI.9 Voile de soutènement

L'angle de frottement interne : $\phi = 27^\circ$

La cohésion : $C = 0.36 \text{ bar}$

Poids volumique des terres humides : $\gamma_h = 19.8 \text{ KN} / \text{m}^3$

c) Évaluation des charges et surcharges

- **La poussée des terres sur le rideau**

$$G = \gamma_h \times h \times \left(\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow G = 19.8 \times 4.2 \times \left(\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2} \right) \right) - 2 \times 36 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2} \right)$$

$$G = 3.04 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharges accidentelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$**

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2} \right) \Rightarrow Q = 3.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

e) Ferrailage du voile

Le voile s'appuie sur la structure (poteau – poutre) et la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 5.62 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 9.73 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ;$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 8.70 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ À l'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} ; P_u = 9.73 \text{ KN} \quad \text{annexe I.}$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 8.17 \text{ KN.m} \\ M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 6.23 \text{ KN.m} \end{cases} ;$$

➤ **En travée**

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.94KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.30KNm$

➤ **En appui**

Sens x-x' : $M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 4.08KNm$

Sens y-y' : $M_a = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 3.12KNm$

➤ **À l'ELS**

$\begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases} ; P_s = 6.79KN/ml$ **annexe I**

$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.43KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.37KNm \end{cases} ;$

➤ **En travée**

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.46KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.56KNm$

• **En appui**

Sens x-x' : $M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 3.21KNm$

Sens y-y' : $M_a = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 2.68KNm$

Localisation		μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$
En travée	Sens-x	0.0151	0.0190	0.178	1.117
	Sens-y	0.0115	0.0145	0.1789	0.851

En appui	Sens-x	0.0088	0.011	0.1791	0.065
	Sens-y	0.0067	0.0085	0.1793	0.499

Tableau VI.4 : tableau de ferrailage calculé

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \Rightarrow 0.0008 \times \frac{3-0.84}{2} \times 100 \times 20 = A_{\min}^x = 1.72\text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 20 = A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_{\text{cal}} < A_{\min} \Rightarrow$ on ferraille avec A_{\min}

Localisation		A_{cal} (cm ² /ml)	A^{\min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ² /ml)
En travée	Sens-x	1.117	1.72	4HA10=3.14
	Sens-y	0.851	1.6	4HA10=3.14
En appui	Sens-x	0.065	1.72	4HA10=3.14
	Sens-y	0.499	1.6	4HA10=3.14

Tableau VI.5 tableau de ferrailage adopté

- **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $St = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

Armatures // L_y : $St = 20\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton ;**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y < \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d-y) < \min\left(\frac{1}{2} f_e, 110 \sqrt{n.f_{c28}}\right) = 164.97 \quad (\text{Fissuration très nuisible})$$

Les résultats du calcul et vérifications a la limite de compression sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 résultats de calcul et vérification à l'ELS.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	obs
En travée	Sens x-x	6.43	3.14	0.0367	11320	1.77	15	103.79	201.63	vérifier
	Sens y-y	5.37	3.14	0.0367	11320	1.48	15	86.74	201.63	vérifier
En appui	Sens x-x	3.21	3.14	0.0367	11320	0.87	15	61.05	164.97	vérifier
	Sens y-y	2.68	3.14	0.0367	11320	1.48	15	51.03	164.97	vérifier

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \overline{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 13.62KN.$$

$$\tau_u = \frac{13.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.075MPa < 1.25MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 14.39KN.$$

$$\tau_u = \frac{14.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.080MPa < 1.25MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage**

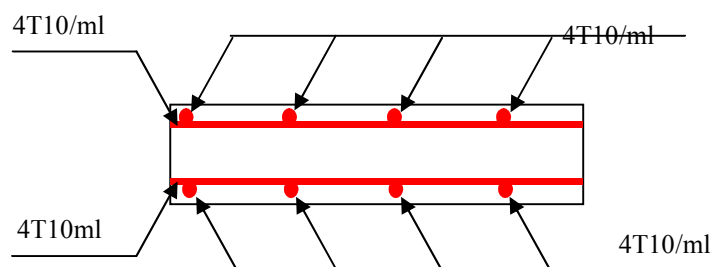


Figure VI.10 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes sont le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un hôtel touristique contreventée par les voiles (voile –portique), est une expérience qui a permis de mettre en application notre connaissance théorique acquise tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (SAP 2000).

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions de voiles de contreventement ont été testées (avec introduction des escaliers dans la modélisation de la structure) dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

On a constaté au cours de notre étude que l'introduction des escaliers influe sur le comportement de la structure (ils engendrent des effets de torsion), donc il faut étudier le comportement (meilleure disposition des voiles) en tenant compte de ces derniers dans la structure modélisée.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet P- Δ .
- Le choix d'un bon site sur bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution

dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

Bibliographie

- ✚ Règles BAEL 91 modifiées 99 .
(Edition Eyrolles Troisième édition 2000).
- ✚ Règles Parasismiques Algériennes.
(Edition CGS RPA 99 / version 2003).
- ✚ DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.
(Edition CGS Octobre 1988).
- ✚ DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
(Edition OPU 2005).
- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).
(Edition CGS Décembre 1993).
- ✚ M.Belazougui : calcul des ouvrages en béton armé.
(Edition OPU 1991).
- ✚ Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert : Fondations et ouvrages en terre,
(Edition Eyrolles 2003).
- ✚ Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- ✚ Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels

- ✚ **SAP 2000 V14.2.**
- ✚ **Auto CAD 2011.**
- ✚ **BaelR V1.01.026.** Version d'évaluation. Socotec. 1998
- ✚ **BaelC, V1.01.026.** Version d'évaluation. Socotec. 1998

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33