



FACULTE DES SCIENCES DE L'INGÉNIEURAT
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**Etude D'un Bâtiment à Usage D'habitation Et Commercial R+9
Avec 2 sous-sols**

Domaine : Sciences et Technique

Spécialité :

GENIE CIVIL

OPTION

STRUCTURES

Réaliser Par

ZIANI ABDELRAHIM

BADER KHAOULA

DIRECTEUR DU MEMOIRE : Mr. MOULOUD MERZOUZ GENIE CIVIL, UBM ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : SLOUGHA MOKHTAR

EXAMINATEURS : GOUASMIA ABD EL HACINE

ANNEE UNIVERSITAIRE 2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I-1 Introduction :	6
I-2-Présentation de l'ouvrage:	6
I-3-But.....	6
I-4-Choix d'une structure.....	6
I-5-Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	7
I-6-Caractéristiques géométriques du sol.....	7
I-7-Ossature et système constructif adopté.....	7
I-8-Caractéristique mécanique des matériaux.....	9
I-8-1-Le béton :	9
I-8-2-Principaux caractéristiques et avantages de béton :	9
I-8-3-le ciment :	10
I-8-4-Sables :	10
I-8-5-Graviers :	10
I-8-6- l'eau de gâchage :	10
I-9-Résistance mécanique :	11
I-10-Hypotheses de calcule.....	12
I-10-1-Le règlement BAEL 91	12
I-10-2-Etats limites ultimes (ELU) :	12
I-10-3-Etats limites de service (ELS) :	14
I-11-CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	15
II-11-1 Béton :	15
I-11-2 Module de déformation longitudinale du béton :	17
I-11-3 Coefficient de Poisson:	17
I-11-4 Contrainte admissible de cisaillement :	17
I-12 Acier:	18
Chapitre II : prédimensionnement et descente charges	
II-1- Introduction :	22
II-2-Pré dimensionnement :	22
II-2-1- Pré dimensionnement des planchers (corps creux) :	22
II-2-2- Prédimensionnement des planchers dalle plein :	24

II-2-3- Prédimensionnement des poutres :	24
II-2-4- Prédimensionnement de l'acrotère :	26
II-2-5-PREDIMENSIONNEMENT DES escalier :	27
II-2-6 -PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :	30
II-3-Descente des charges et Evaluation des charges :	31
II-3-1-Evaluation des charges :	31
II-4- Descente de charges :	36
II-5-vérification de la section de la poteaux CBA93.B.8.4.1page156)	43
II-5-1-Vérification de la section de poteau (40x40) du 2ème jusqu'à 5 ème étage (C.B.A.93.B.8.4.1).....	43
II-5-2-Vérification de la section de poteau (45x45) du 2ème jusqu'à sous sole (N-4.68) (C.B.A.93.B.8.4.1).....	44
II-5-3-Vérification de la section de poteau (50x50) du 2ème jusqu'à 5 ème étage : (C.B.A.93.B.8.4.1).....	45
II-5-4-Vérification de la section de poteau (55x55) du 2ème jusqu'à sous sole (N-4.68) (C.B.A.93.B.8.4.1).....	46
chapitre III : calcul des éléments	
III-1-Introduction	47
III-2-Etude des planchers.....	47
III-3-Calcul des planchers.....	49
III-3-1-Plancher terrasse :	49
III-3-2-Plancher étage courant e : le plus défavorable.....	53
III-3-3-Ferraillage plancher étage terrasse :	54
III-2- Calcul de l'acrotère :	59
III-2-2-Combinaison des charges :	60
III-2-3-Ferraillage de l'acrotère:	60
III-2-4-Calcul en flexion simple et composé :	61
III-3-4-Dale de compressions :	59
III-4-Dalle flottante.....	61
III-5-Escalier.....	62
III-5-1-Définition :	62
III-5-2-Escalier étage courant et RDC(Volée1) :	62
III-5-3-Poutre palière :	68
III-5-4-Escalier sous sol :	76
III-5-5-Poutre palière :	82

III-6-L'acrotère	90
III-6-1-Calcul de l'acrotère.....	90
III-6-2-Combinaison des charges.....	91
III-6-3-Ferraillage de l'acrotère.....	91
III-6-4-Calcul en flexion simple et composé.....	92
III-6-5-Vérification à l'ELU.....	92
III-6-6-Vérification à l'ELS.....	93
III-6-7-Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3).....	95
III-7BALCON : (3coté).....	96
III-7-1-Évaluation des charges :.....	96
III-7-2-Ferraillage.....	97
III-7-3-Vermifications a ELS.....	100
III-7-4-Vérifications de cisaillement.....	101
III-8-BALCON : (2coté).....	103
III-8-1-Vérification a ELS.....	107
III-8-2-Vérifications de cisaillement.....	108
III-9-Plencher Dalle pleine	109
III-9-1- Terrasse.....	109
III-9-3-Etage courant.....	110
III-10-Dale de machine :.....	112
III -10-1-Définition de l'ascenseur :.....	112
III -10-2-Calcul des moments :.....	115
chapitre IV : étude sismique	
IV-Etude sismique de la structure :	119
IV-1-Introduction :	119
IV-2-Choix de la méthode de calcul :	120
IV-3-la méthode statique équivalente :	120
IV-4-la méthode d'analyse modale spectrale :	120
IV-5-la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. :	121
IV-6-Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	121
IV-7-Conditions d'application de la méthode statique équivalente	121
IV-8-Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale	121
IV-9-Calcul de la force sismique totale	122
IV-10- Nombre de modes à considérer	126

IV-11-Modélisation	126
IV-12-Poids total de la structure	128
IV-13-Calcul de la force sismique statique	131
IV-14-JUSTIFICATION VIS A VIS DES DEFORMATIONS	132
IV-15- JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P- Δ	133
IV-16- Vérification spécifiques selon art 7.4.3	136
Chapitre V: calcul des éléments structuraux	
V-1- introduction.....	137
V-2- L'étude des Poutres principales est secondaires	139
V-2-1-Ferraillages des poutres principales (30×45) :.....	140
V-3- Les poteaux	163
V-3-1-Ferraillages des poteaux (65×65) :.....	166
V-3-2-Ferraillages des poteaux (60×60) :.....	168
V-3-3-Ferraillages des poteaux (55×55) :.....	170
V-3-4-Ferraillages des poteaux (50×50) :.....	172
V-4-FERRAILLAGE DES VOILES.....	174
V-4-1-Introduction :	174
V-4-2- Aciers verticaux : (article 7.7.4.1.RPA99/2003).....	175
V-4-3-Aciers horizontaux : (article 7.7.4.2.RPA99/2003).....	175
V-4-4- Méthode de calcul :	176
V-4-5-Calcul ferrailage des voiles plain :.....	177
chapitre VI : étude infrastructure	
VI-1-Fondations	188
VI-2- Introduction	188
VI-2-LES DIFFERENTS TYPES DE FONDATION.....	188
VI-3- Choix du type de fondation	188
VI-3-1--Dimensionnement des Semelles isolées sous poteaux :.....	189
VI-3-2-Dimensionnement des semelles filantes :.....	189
VI-4-Calcul du radier général.....	191
VI-4-1-Pré dimensionnement du radier.....	191
VI-4-2-Caractéristiques géométriques :.....	193
VI-4-3-Ferraillage de radier :.....	198
VI-5-Etude du débord :	205
VI-5-1- Le ferrailage :.....	205
VI-6- ETUDE DES NERVURES.....	206

VI-6-1-Evaluation des charges :.....	206
VI-6-2-Ferraillage des nervures :.....	207
VI-7- Voile périphérique.....	211
VI-7-1-Introduction :.....	211
VI-8-Les longrines.....	218
VI-8-1-Introduction :.....	218
VI-8-2-Pré dimensionnement :.....	218
VI-8-3-Sollicitations :.....	218
VI-8-4-Ferraillage :.....	218

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Figure I- 1:Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	13
--------------------------------------------------------------------------------------------	----

Figure I- 2: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	15
Figure I- 3: Diagramme rectangulaire simplifié.....	16
Figure I- 4 :Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	17
Figure I- 5: diagramme contraintes déformations.....	19
Chapitre II : pré dimensionnement et décente des charges	
Figure II- 1:plancher corps creux.....	22
Figure II- 2:schéma de l'acrotère.....	26
Figure II- 3:schéma d'escalier RDC.....	27
Figure II- 4:schéma d'escalier sous-sol.....	28
Figure II- 5:schéma du plancher terrasse.....	31
Figure II- 6:schéma du plancher étage courant.....	32
Figure II- 7: composants d'un plancher terrasse on dalle pleine.....	33
Chapitre III : calcul des l'élément	
Figure III- 1 : Ferrailages des poutrelles (plancher des étages).....	57
Figure III- 2 : dalle de compression.....	60
Figure III- 3: coupe de plancher (16+4) étage courant.....	60
Figure III- 4 : coupe de plancher terrasse.....	61
Figure III- 5 : dalle flottante.....	61
Figure III- 1:schéma d'escalier RDC.....	62
Figure III- 2 : diagramme M et T.....	63
Figure III- 3: diagramme M et T.....	64
Figure III- 4: ferrailage de l'escalier RDC.....	67
Figure III- 5:ferrailage de la poutre palière.....	75
Figure III- 6:schéma d'escalier sous sol.....	76
Figure III- 12 : diagramme M et T.....	77
Figure III- 13: diagramme M et T.....	78
Figure III- 14: ferrailage de l'escalier RDC.....	81
Figure III- 15 :ferrailage de la poutre palière.....	89
Figure III- 16: ferrailage de l'acrotère.....	95
Figure III- 17:Balcon.....	96
Figure III- 18:ferrailage de balcon.....	102
Figure III- 19:Balcon.....	103
Figure III- 20:ferrailage de balcon.....	108
Figure III-21 : schéma de ferrailage dalle pleine.....	112
Figure III-22 : schéma de ferrailage dalle machine.....	118
Chapitre IV : étude sismique	

Figure IV- 1: disposition des voiles variante 1	126
Figure IV- 2: Disposition des voiles variante 2.....	127
Figure IV-3 : Vue de la structure en 3D.....	128
Chapitre V : calcul dès l'élément structural	
Figure V- 1 : poutre p à l'ELU.....	140
Figure V- 2 : poutre p à l'ELA.....	142
Figure V- 3-Diagramme des moment de la poutre al'ELS.....	144
Figure V- 4 :Ferrailage de la poutre principale.....	150
Figure V- 5 :Ferrailage de la poutre secondaire.....	157
Figure V- 6 :Ferrailage de la poutre (30 * 30).....	162
Figure V-7: ferrailage des poteaux 65×65 cm ²	167
Figure V-8: ferrailage des poteaux 60×60 cm ²	170
Figure V-9: ferrailage des poteaux 55×55 cm ²	172
Figure V-10: ferrailage des poteaux 50×50 cm ²	174
Figure V- 11-Voile soumis à la flexion composée	176
Figure V-12-ferrailage du voile 'sens x'.....	182
Figure V-13-ferrailage du voile 'sens y'.....	187
Chapitre VI : étude infrastructure	
Figure VI-1 : le panneau le plus sollicité.....	198
Figure VI-2 : schéma statique du débord.....	205
Figure VI- 3 : Schéma de ferrailage du radier.....	206
Figure VI-4 : Evaluation des charges.....	206
Figure VI-5 : ferrailage de la nervure.....	209
Figure VI-6 : Voile périphérique des deux sous-sols.....	212
Figure VI-7 : Contraintes dues aux poussées des terres et surcharges.....	214
Figure VI-8 : ferrailage Voile périphérique.....	217
Figure VI-9 : Ferrailage de longrine.....	219

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de l'ouvrage Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Tableau I- 1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....18

Chapitre II : pré dimensionnement et décente charges

Tableau II- 1 : section des poutres.....26

Tableau II- 2 : Evaluation des charges du plancher terrasse (G).....32

Tableau II- 3 : évaluation des charges plancher étage courant (G).....32

Tableau II- 4 : évaluation des charges plancher terrasse dalle plein.....33

Tableau II- 5 : Balcon des étages courants (dalle pleine).....33

Tableau II- 6 : Cloisons extérieures34

Tableau II- 7 : Cloisons intérieures.....34

Tableau II- 8 : Palier de repos (étage courant et RDC).....34

Tableau II- 9 : Paillasse étage courant et RDC.....3

Tableau II- 10 : Palier de repos (sous sol).....35

Tableau II- 11 : Paillasse sous-sol.....36

Chapitre III : calculs dès l'élément

Tableau III : Ferrailage de plancher terrasse.....60

Tableau III- 1 : ferailage de balcon 3 coté.....100

Tableau III- 3 : ferailage de balcon 2 coté.....106

Tableau III- 4 : ferailage de dalle pleine(terrasse).....110

Tableau III- 5 : ferailage de dalle pleine (etage corant).....111

TBLEAU III-6 : ferrailage dalle machine a ELU.....117

Chapitre IV : étude sismique

Tableau IV- 1 : Facteur de qualité selon l'axe x.....125

Tableau IV- 2 : Facteur de qualité selon l'axe (y).....125

Tableau IV-3 : Disposition des voiles variante 2.....127

Tableau IV- 4 : Déplacement relatif X.....	132
Tableau IV- 3 : Déplacement relatif Y.....	133
Tableau IV- 4 : Vérifiée selon X.....	134
Tableau IV- 5 : Vérifiée selon Y.....	135
Tableau IV- 6 : vérification Sollicitations normales.....	136
Chapitre V : calcul dès l'élément structural	
Tableau V-1 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	138
Tableau V-2 : Ferrailage des poutres principales.....	148
Tableau V-3 : Ferrailage des poutres secondaire.....	154
Tableau V-4 : Ferrailage des poutres (30 * 30).....	161
Tableau V-5 : les armatures transversales.....	165
Tableau V-6 : Longueur de recouvrement 'poteaux'.....	174
Chapitre VI : étude infrastructure	
Tableau VI -1: Surface revenant aux semelles filantes sens x-x.....	190
Tableau VI-2 : Surface revenant aux semelles filantes sens y-y.....	190
Tableau VI-3 : Moments isostatiques du panneau le plus sollicité.....	201
Tableau VI-4 : Moments sur le panneau le plus sollicité.....	201
Tableau VI -5 : Récapitulatif ferrailage du panneau le plus sollicité.....	202
Tableau VI-6 : Section d'armatures finale pour le ferrailage de la dalle du radier.....	205
Tableau VI -7: ferrailage de la nervure Sens x-x.	208
Tableau VI -8: ferrailage de la nervure Sens y-y.	211
Tableau VI-9 : Contraintes dues aux poussées des terres.....	213

Introduction générale

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 9 étages.

Ce mémoire est constitué de 6 chapitres.

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers....).

- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul robot structural analyses 2017.

- 5ème chapitre calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel robot structural analyses et présenté dans le 4ème chapitre.

- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

NOTATIONS

G actions permanente

Q actions d'exploitation

E actions accidentelle

σ_{bc}^- Contrainte admissible de béton

σ_{st}^- Contrainte admissible d'acier

τ_u^- Contrainte ultime de cisaillement

σ_{bc} Contrainte du béton

σ_{st} Contrainte d'acier

τ_u Contrainte de cisaillement

f_{bc} Contrainte de calcul

f_{cj} Résistance à la compression

f_{tj} Résistance à la traction
 f_{c28} Résistance caractéristique a 28 jours
 A_{st} Section d'armature
 A_r Armature de répartition
 γ_b Coefficient de sécurité béton
 γ_s Coefficient de sécurité d'acier
 θ Coefficient d'application
 η Facteur de correction d'amortissement
 I, I_y moment d'inertie
 i, i_y rayon de giration
 μ_u Moment ultime réduit
 α Position relative de la fibre neutre
 Z Bras de levier

d Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_P Facteur de force horizontal

B_r Section réduite

M Moment fléchissant

T Effort tranchant

N Effort normal

A Coefficient d'accélération de zone

D Facteur d'amplification dynamique

R Coefficient de comportement global de la structure

Q Facteur de qualité

W Poids total de la structure

V Force sismique total

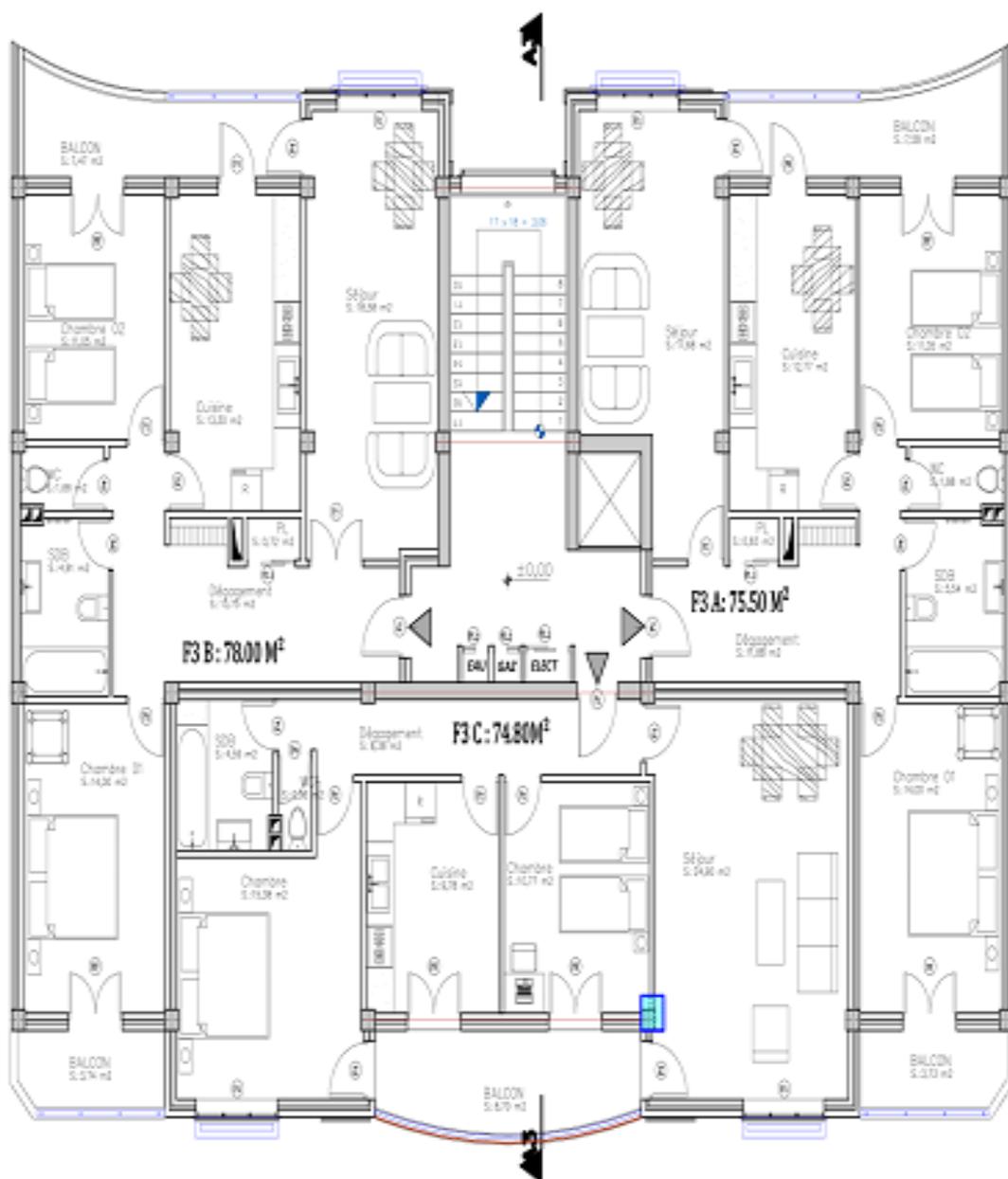
W_i Poids sismique au niveau « i »

T_C Coefficient de pondération

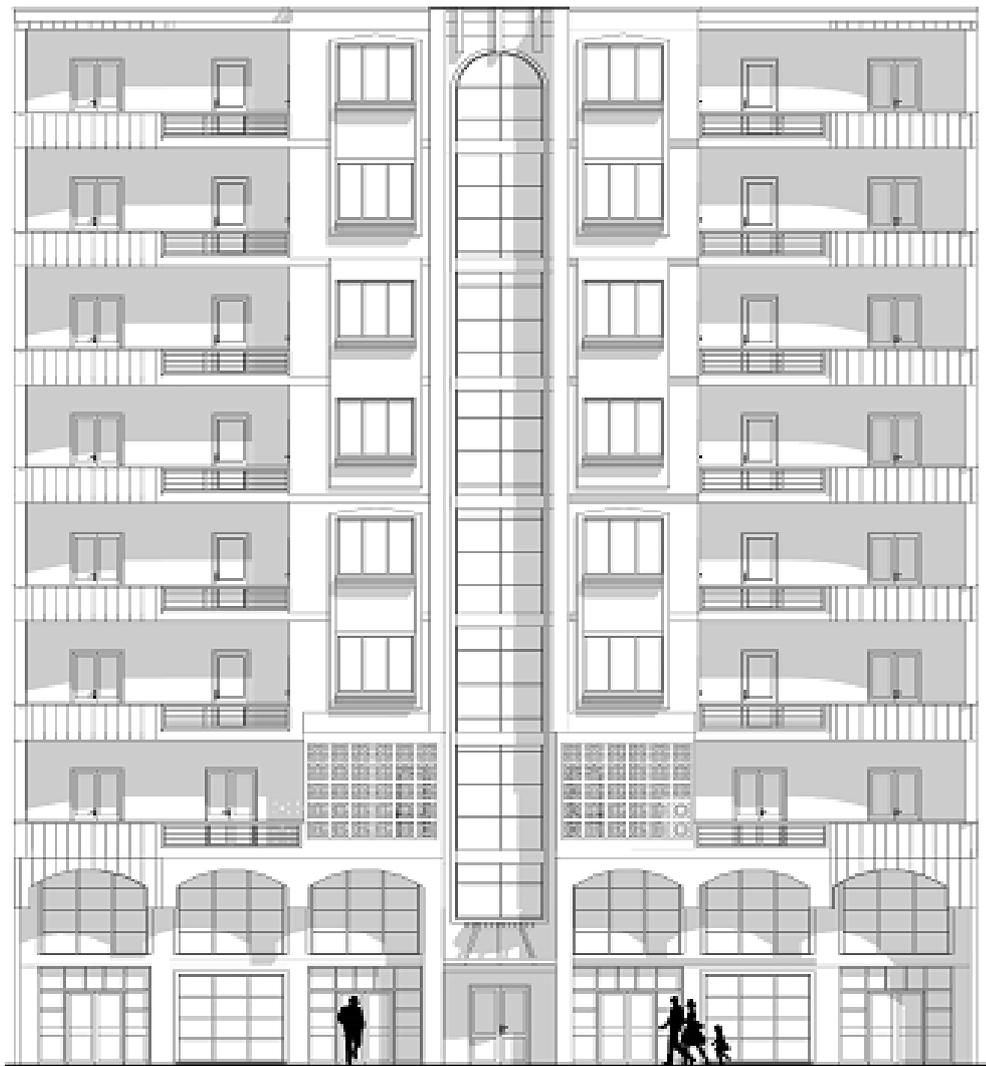
β Coefficient de période

Chapitre I

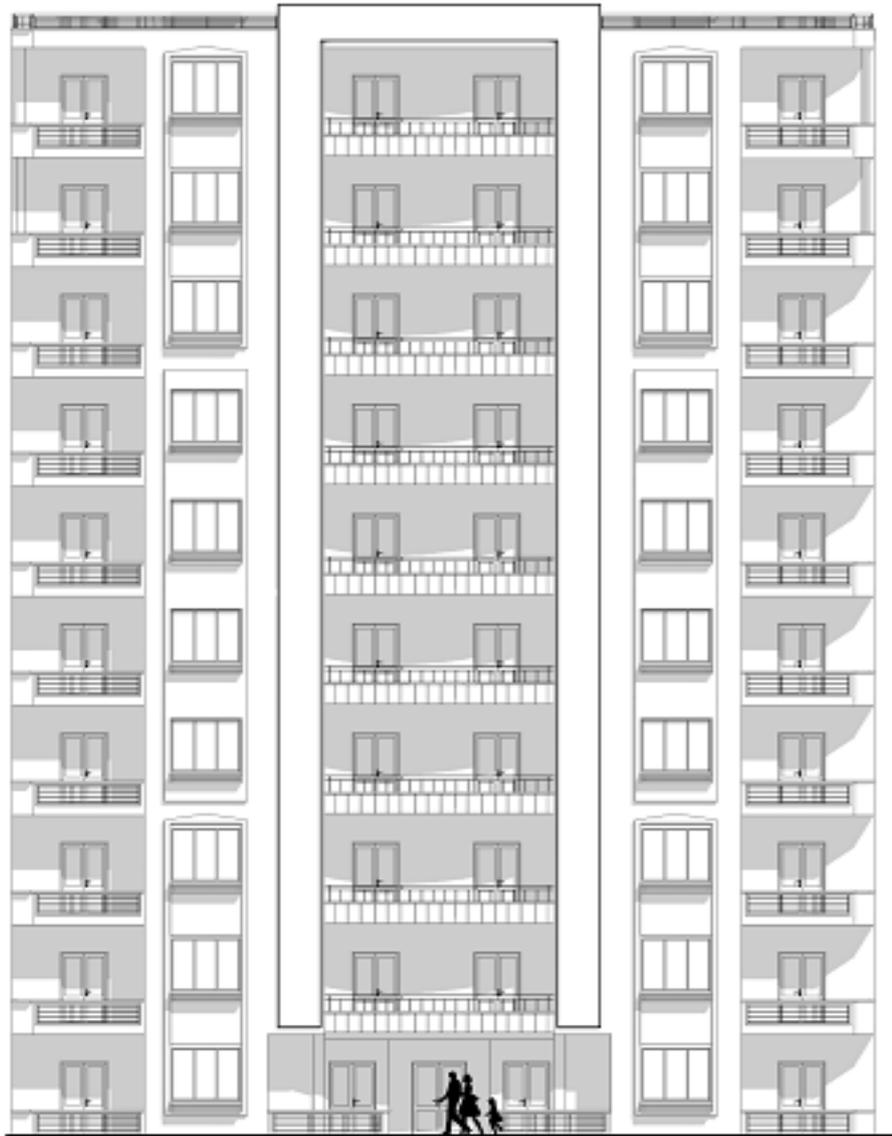
PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX



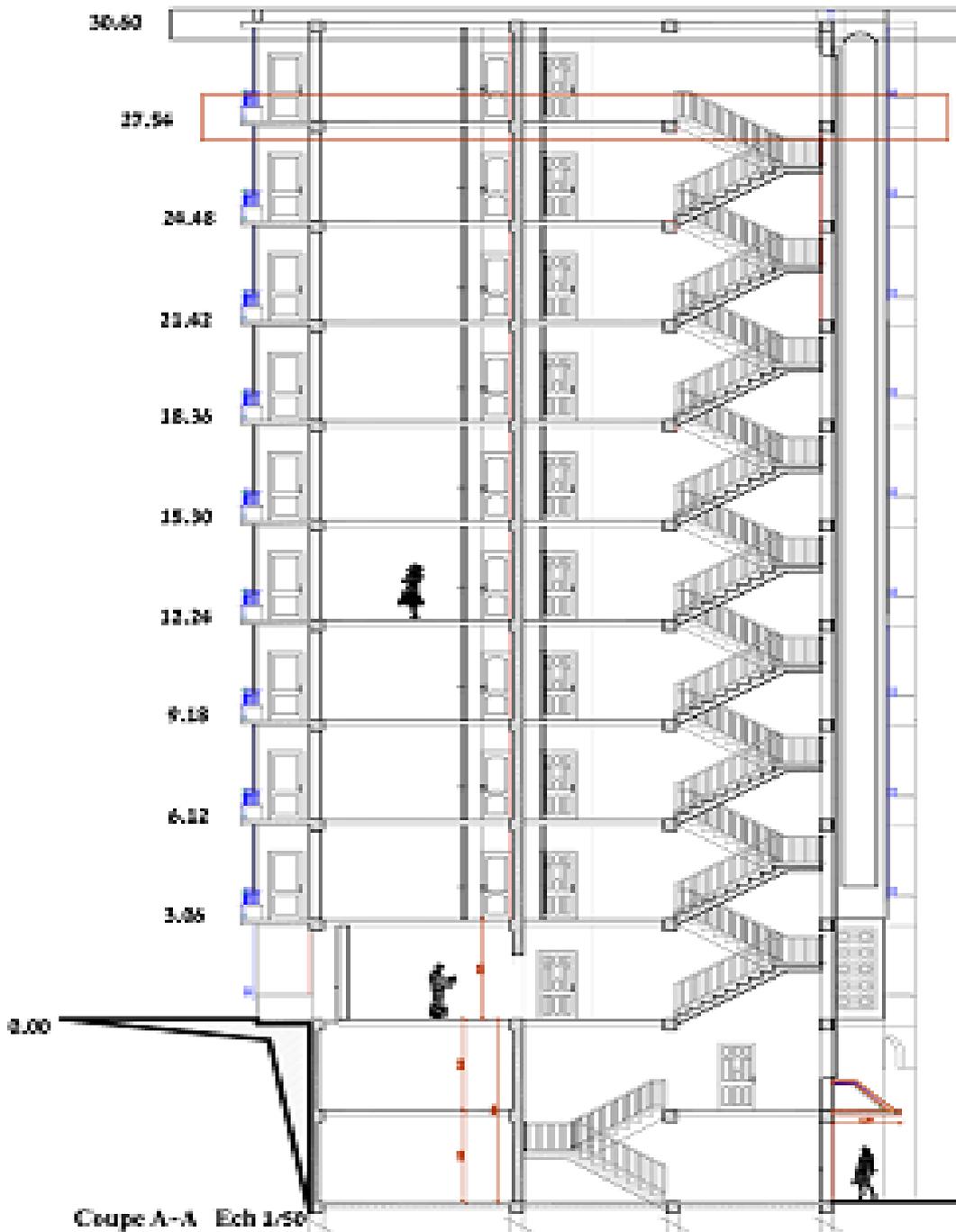
Vue en plan niveaux étage courant de la structure



vue de façade postérieure



Vue de façade principale



Coupe d'escalier



Facade 3D

Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**CBA 93, RPA 99 / version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage d'habitation (R+9+ deux sous-sol) composé de Rez de chaussée et deux sous-sol et neuf étages courants, implanté à ANNABA, Ville situé en Zone de moyenne sismicité zone II A selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003).

But

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur lesquelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié. Vu que l'influence majeure sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

Choix d'une structure

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

Caractéristiques géométriques du bâtiment

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage $h_e = 3.06$ m.
- Hauteur de RDC $h_{RDC} = 3.06$ m.
- Hauteur de RDC $h_{\text{sous sol 1}} = -2.80$ m.
- Hauteur de RDC $h_{\text{sous sol 1}} = -2.80$ m.
- Hauteur totale de bâtiment sans acrotère $H = 30.60$ m.
- Cage d'escaliers1 : 3.65×2.6 m².
- Cage d'escaliers2 : 3.60×2.6 m².
- Largeur du bâtiment $B = 15.85$ m.
- Longueur du bâtiment $L = 23.99$ m.

Caractéristiques géométriques du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- La contrainte du sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3$ bars.
- Le poids spécifique de terre $\gamma_h = 1.8$ t / m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$
 - La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

Ossature et système constructif adopté

➤ Ossature :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

➤ Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

➤ **Escaliers :**

*Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos.

*Les escaliers sont coulés sur place.

➤ **Maçonnerie :**

*Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

*Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (10 cm;10 cm)

*Séparées par un vide de 5 cm.

➤ **Revêtement :**

* Enduit en plâtre pour les plafonds.

* Enduit en ciment pour les murs extérieurs .

* Revêtement à carrelage pour les planchers.

* Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

➤ **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation. A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

➤ **Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur égale 60 cm.

Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

Caractéristique mécanique des matériaux

Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Nous avons utilisé une méthode pratique dite <<Méthode de DREAUX et GORISSE>> Pour obtenir un béton normal (D=20mm) ayant une maniabilité plastique et une résistance à la compression = 25MPA.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des Armatures et une compacité convenable du béton.

- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des Incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Le ciment :

Les ciments sont des liants hydraulique constitués de poudres fine qui mélangés au l'eau forment une pate capable par hydrations de faire prise et de durcir ou bout d'un temps plus au moins long.

Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

Graviers

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 mm.

L'eau de gâchage :

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et de la maniabilité de béton.

Une insuffisance ou un excès d'eau peut entrainer une chute de la résistance due essentiellement à la porosité créée par l'évaporation de l'eau en excès ou au non compacité suite à son insuffisance.

Résistance mécanique

a) Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton **fcj** à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CEM II/ A 42,5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

♦ **pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :**

$$\left[\begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

$$f_{tj} = 1,1 \cdot f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

♦ pour des résistances $f_{c28} \geq 40$ MPa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \cdot f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{tj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,6 \cdot f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 \cdot (f_{c28})^{\frac{2}{3}} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa $f_{t28} = 2,1$ MPa

Hypothèses de calcul

L'étude de structure est effectuée conformément aux règlements ci-après :

Le règlement BAEL 91 :

(Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

-Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
- $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
- $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.

- Le béton en compression.
- L'acier en traction et en compression.

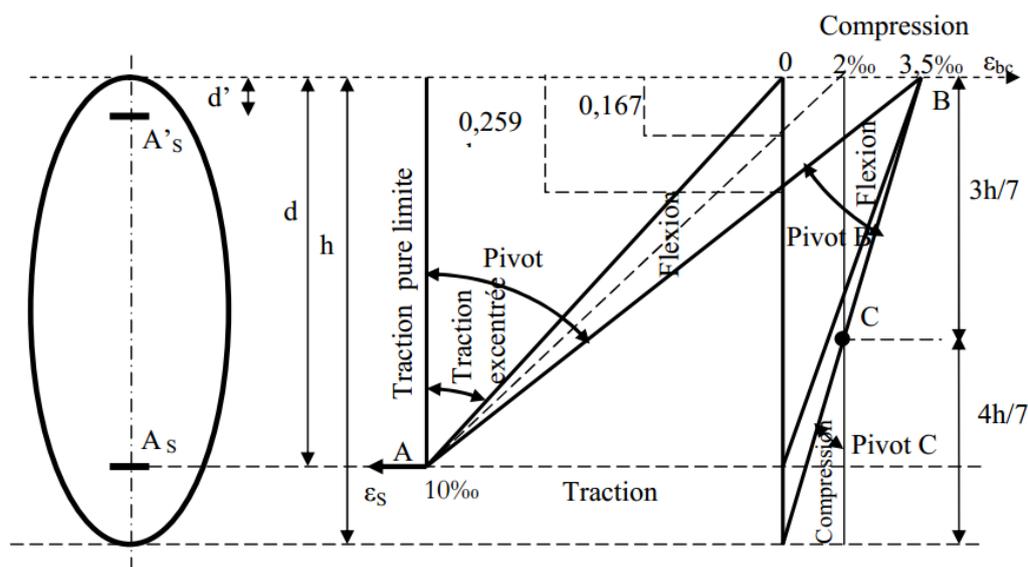


Figure I- 6:Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

***Traction pure :** toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰. **L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

***Traction excentrée :** à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10‰$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

***Flexion (simple ou composée) :** On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5‰$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

** La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \times AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha \times AB = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

**Le cas particulier où $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} = 2‰$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2)$ donc : $\alpha = 0,167$

**Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au-delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que $\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1.

**La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

**Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

**Compression : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

**La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$ sur la fibre la plus comprimée.

$\varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$ sur la fibre la plus moins comprimée.

En résumé :

- Pivot A : Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- Pivot B : Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- Pivot C : Compression simple ou composée.

Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

Hypothèse de calcul :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

Caracteristiqus des materiaux

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

Béton :

***.État limite ultime (ELU) :**

Contrainte ultime du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

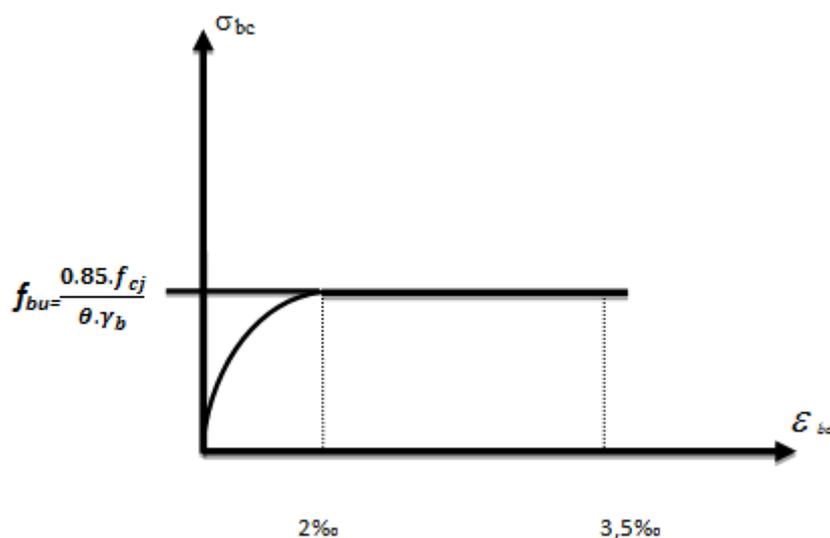


Figure I- 7: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il faut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

❖ θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- ❖ $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- ❖ $\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.
- ❖ $\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Diagramme rectangulaire (B.A.E. L91modifié99.p81) :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

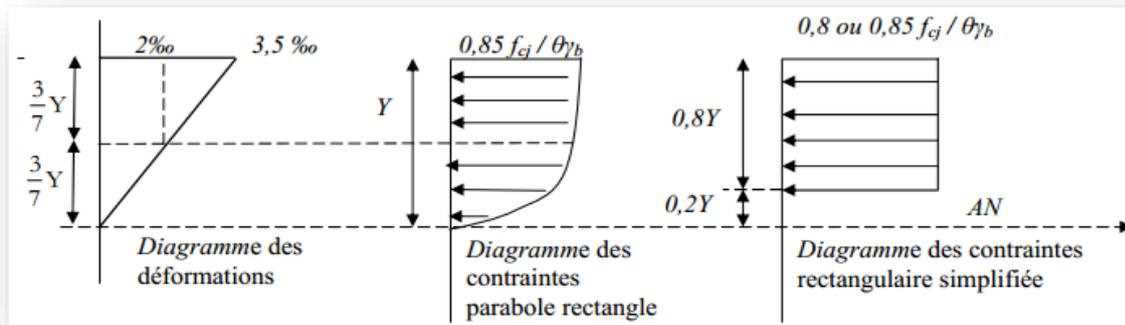


Figure I- 8: Diagramme rectangulaire simplifié

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle - Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées, $f_{bu} = \frac{0.8 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

à ELS : est donné par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

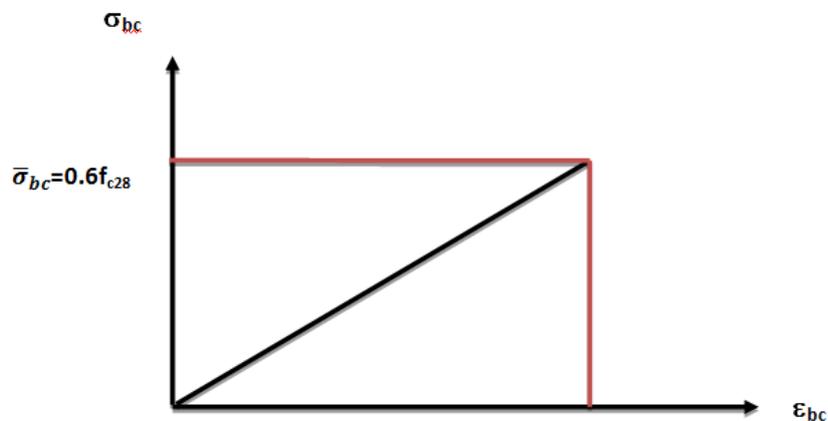


Figure I- 9 :Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91.

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où : } E_{I28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'où : } E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I-11-3 Coefficient de Poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations

Longitudinales noté "ν". Conformément au règlement **BAEL 91** :

à l'ELU : ν=0 ⇒ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : ν=0,2 ⇒ calcul des déformations (béton non fissuré).

I-11-4 Contrainte admissible de cisaillement :

$\bar{\tau}_u \leq = \text{Min} (0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u \leq = \text{Min} (0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad \text{Avec } \mathbf{b} : \text{ largeur de la pièce.} \quad \mathbf{d} : \text{ hauteur utile.}$$

Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

*Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

*Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e . Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I- 2:Caractéristiques mécaniques des aciers

Contraint limite de l'acier :

à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelle

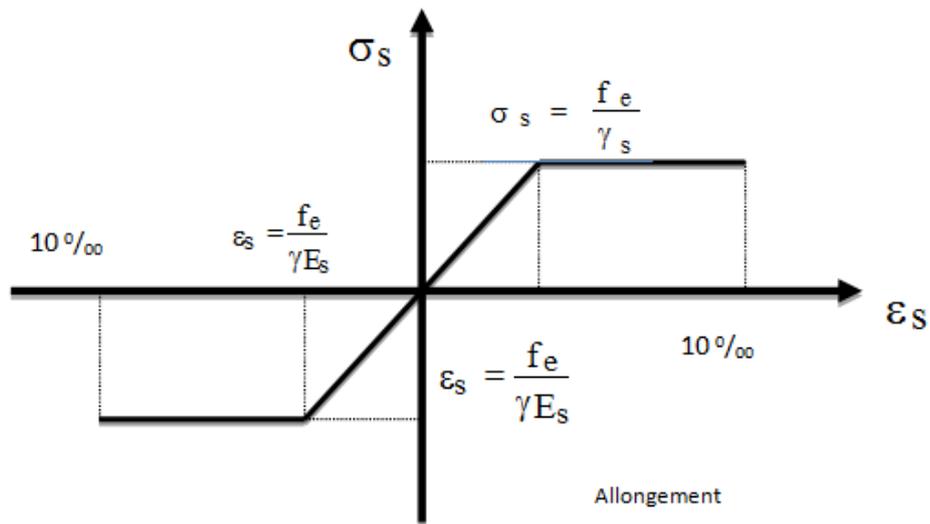


Figure I- 10: diagramme contraintes déformations

Contrainte admissible à ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$ en MPa

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$ en MPa

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA)

Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15,$$

Avec : n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

$f_e = 400$ MPa.

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

➤ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

➤ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q + E$$

G : charge permanente.

$$G + Q + 1,2 E$$

avec

Q : charge d'exploitation.

$$0,8 G + E$$

E: effort de séisme.

Chapitre II

Chapitre II

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II-Pré dimensionnement et descente des charges

II-1-Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles, et des autres éléments secondaires, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement, ce pré dimensionnement pour un but : détermination de l'ordre de grandeur du point de vue coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux, et à la fin jusqu'à la fondation.

II-2-Pré dimensionnement

II-2-1-Pré dimensionnement des planchers (corps creux) :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, est reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. On adopte des planchers à corps creux.

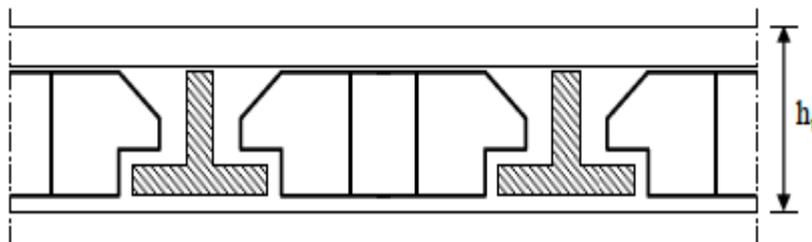


Figure II- 8:plancher corps creux.

L'épaisseur des planchers à corps creux et fonction de la hauteur des poutrelles (ht), et des conditions d'utilisation et de résistance, on déduira donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après :

Résistance au feu :

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe de feu.
 - $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
 - $e = 15\text{cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.
- On admet : $e = 16\text{ cm}$.

Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : $e = 16\text{ cm}$

Résistance à la flexion :

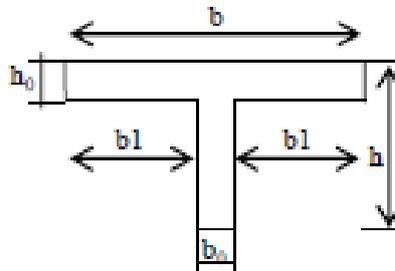
Pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{max}}{22.5} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{15} \Rightarrow \frac{380}{22.5} \leq ht \leq \frac{380}{15} \Rightarrow 16.88\text{cm} \leq ht \leq 25.33\text{cm}$$

L : est la plus grande portée des poutrelles mesurée entre nus des appuis dans le sens des nervures.
 On a: $L = 589 \text{ cm}$ d'ou $16.88\text{cm} < ht < 25.33 \text{ cm}$.

Donc on adopte une épaisseur de: $ht = 20 \text{ cm}$ (disponibilité d'un corps creux de 16+4 au niveau du marche

* La table de compression à prendre en compte est choisie en respectant les



Conditions suivantes :

$$B = 65$$

Donc en prend $b_0 = 14 \text{ cm}$.

$$b_1 = \frac{65 - (14)}{2} = \frac{51}{2} = 25.5 \text{ cm}.$$

Donc : $b_1 = 25.5 \text{ cm}$

II-2-2- Pré dimensionnement des planchers dalle plein :

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

II-2-3- Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99/version 2003.

II-2-3-1- Poutres (principales):

Elles reçoivent la charge transmise par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

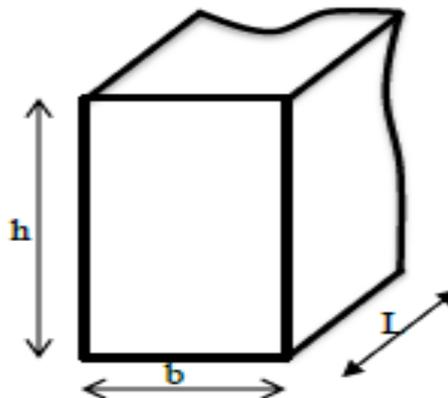
* elles relient les poteaux.

* elles Supportent la dalle.

D'après le BAEL91:

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.4h$$



Avec : L : portée maximale de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : L = 589cm

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$
$$\frac{589}{15} \leq h \leq \frac{589}{10}$$

39.26 ≤ h ≤ 58.90 On prend h = 45cm.

$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

$$0,3(45) \leq b \leq 0,4(45)$$

12 ≤ b ≤ 16 On prend b = 30cm.

2 Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e} \\ (h/b) = 1,25 \leq 4 \end{cases}$$

II-2-3-2-Poutres (secondaires):

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

1 D'apr\u00e8s le BAEL91:

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$
$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

Avec : L : port\u00e9e maximale de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : L = 380cm

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$
$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10}$$

25.33 ≤ h ≤ 38 On prend h = 35n cm.

$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

$$0,3(35) \leq b \leq 0,4(35)$$

10.5 ≤ b ≤ 14 On prend b = 30cm.

2 Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e} \\ (h/b) = 1,16 \leq 4 \end{cases}$$

Poutres	Section cm ²
Principales	(30x45)
Secondaires	(30x35)

Tableau II- 12: section des poutres

II-2-4- Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse.

Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicitée par :

un effort normal (G) dû à son poids propre,

un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,02+0,1)/2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1+0,6)$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,0 \times 25) = \text{KN/m}$$

$$G = 1,72 \text{ KN/m}$$

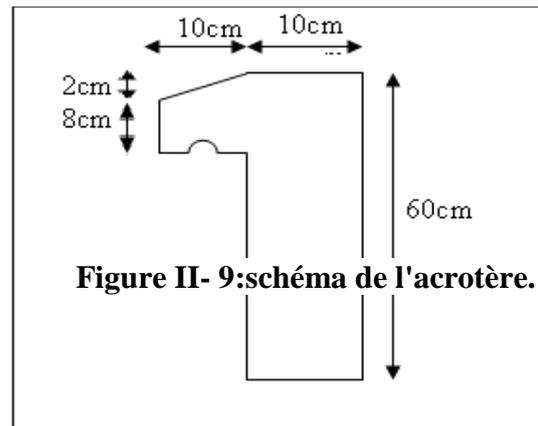


Figure II- 9:schéma de l'acrotère.

Il subit une poussée horizontale de main courante

$$\text{De : } Q = 1 \text{ KN/m}$$

II-2-5- Pré dimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place. Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

II-2-5-1-Pour étage courant et RDC :

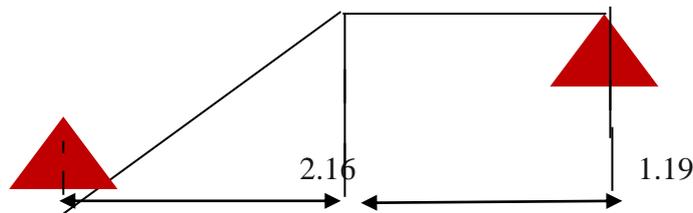


Figure II- 10:schéma d'escalier RDC.

Caractéristiques techniques :

Conception de l'architecte :

Hauteur : $H = 3,06/2 = 1,53 \text{ m}$ (volée Etages courante et RDC)

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**:

h : varie de 14cm à 20cm en prend :

g : varie de 22cm à 33cm en prend :

Conception de l'architecte :

Volée $L' = 216 \text{ cm}$

Palier de repos = 119 cm

Pour : $h = 17 \text{ cm} \Rightarrow$ compris entre 14 et 20 cm(OK)

Pour : $g = ? \text{ cm}$

N_c : nombre des contre marches

$$N_c(\text{ETAGE}) = H/h = 153/17 = 9$$

$$*n = N_c(\text{ETAGE}) - 1 = 8 \text{ marches}$$

La longueur de giron (g)

$g = 216/8 = 27 \text{ cm} \Rightarrow$ compris entre 22 et 33cm(OK)

Vérification la loi de blondel :

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

$$\Rightarrow 59 \leq 27 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 61 \leq 66 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 9 \times 17 \Rightarrow H' = 1,53\text{m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (8) \times 27 \Rightarrow L' = 2.16\text{m}$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{153}{216} = 0.70$$

$$\Rightarrow \alpha = 35^\circ$$

L'épaisseur (e) de la paillasse est donné par : $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$.

L_0 : C'est longueur totale entre nus de la paillasse + paliers'.

$$L_0 = 2.16 + 1.19 = 3.35 \text{ m}$$

$$\frac{335}{30} \leq e \leq \frac{335}{20}$$

$11.16 \leq e \leq 16.75$. On prend $e = 15 \text{ cm}$.

II-2-5-2-Pour sous-sol :

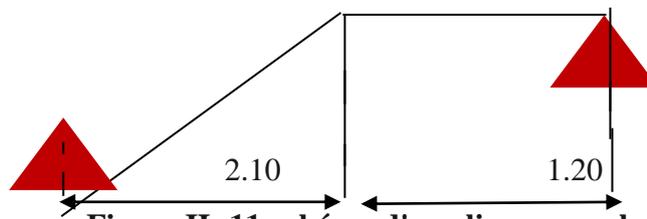


Figure II- 11:schéma d'escalier sous-sol.

Caractéristiques techniques :

Conception de l'architecte :

Hauteur : $H = 280/2 = 1,40 \text{ m}$ (volée sous sol)

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**:

h : varie de 14cm à 20cm en prend :

g : varie de 22cm à 33cm en prend :

Conception de l'architecte :

Volée $L' = 210 \text{ cm}$

Palier de repos = 120 cm

Pour : $h = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow$ compris entre 14 et 20 cm(OK)

Pour : $g = ? \text{ cm}$

N_c : nombre des contre marches

$$N_c(\text{ETAGE}) = H/h = 140/17.5 = 8$$

$$*n = N_c(\text{ETAGE}) - 1 = 7 \text{ marches}$$

La longueur de giron (g)

$$g = 210/7 = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{compris entre 22 et 33cm(OK)}$$

Vérification la loi de blondel :

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

$$\Rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 17.5 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 8 \times 17.5 \Rightarrow H' = 1,40\text{m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (7) \times 30 \Rightarrow L' = 2.10\text{m}$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{140}{210} = 0.66$$

$$\Rightarrow \alpha = 33.42^\circ$$

L'épaisseur (e) de la paillasse est donné par : $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$.

L_0 : C'est longueur totale entre nus de la 'paillasse +paliers'.

$$L_0 = 2.10 + 1.20 = 3.33 \text{ m}$$

$$\frac{333}{30} \leq e \leq \frac{333}{20}$$

$11.1 \leq e \leq 16.65$. On prend $e = 15 \text{ cm}$.

II-2-6-Pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments

Avec :

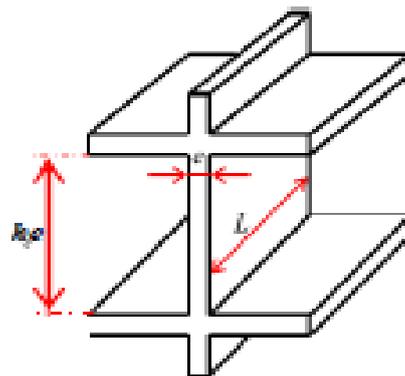
L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à

c.à.d. Les voiles sont des murs en béton armé à l'article 7.7.1 de RPA99 :

$$e_{\min} = 15 \text{ cm.}$$



hauteur

justifiant

II-2-6-1-Voile étage et RDC :

$h_e = 3.06 \text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \max [h_e/20; 15 \text{ cm}]$

$$e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 306/20 \Rightarrow e \geq 15.3 \text{ cm.}$$

On adopte : **$e = 30 \text{ cm}$**

II-2-6-2-Voile sous-sol 1 (NIV -2.80) :

$h_e = 2.80 \text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \max [h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$

$$e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 2.80/20 \Rightarrow e \geq 14 \text{ cm.}$$

On adopte : **$e = 30 \text{ cm}$**

II-3-Descente des charges et Evaluation des charges

II-3-1-Evaluation des charges :

L'évaluation des charges consiste à déterminer la charge permanente de chaque élément, et la charge d'exploitation qui lui convienne à partir du document technique.

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

II-3-1-1-Plancher terrasse (inaccessible) :

La terrasse est à un zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux

Surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales

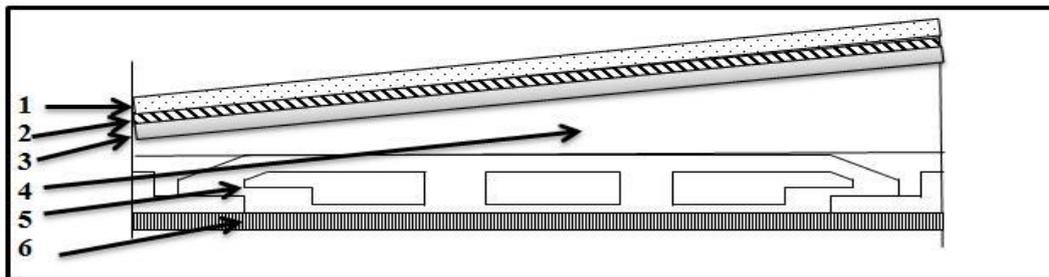


Figure II- 12:schéma du plancher terrasse.

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	gravier	5	17	0.80
2	Étanchéités multicouches	/	/	0.12
3	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
4	Béton forme de pente	8	22	1.76
5	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.80
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
total				5.84

Tableau II- 13:Evaluation des charges du plancher terrasse (G).

Charge d'exploitation : Q=1 KN/m².

Charge permanente : G = 5.84KN/m².

II-3-1-2-Plancher étage courant :



Figure II- 13:schéma du plancher étage courant

Matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Cloison légère	/	/	1

4	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.80
5	Enduit en plâtre	2	10	0.20
Total				5.00

Charge d'exploitation : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 5.00 \text{ KN/m}^2$

II-3-1-3- Plancher terrasse en dalle pleine auvent :

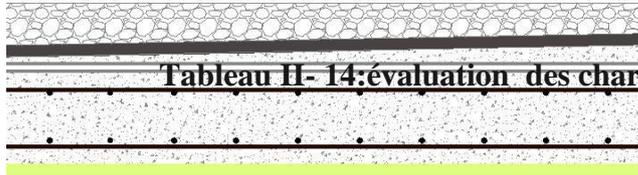


Tableau II- 14:évaluation des charges plancher étage courant (G).

Figure II- 14: composants d'un plancher terrasse on dalle pleine.

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	gravier	5	17	0.80
2	Étanchéités multicouches	/	/	0.12
3	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
4	Béton forme de pente	8	22	1.76
5	Dalle pleine	15	25	3.75
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
total				6.8

Charge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2$.
Charge permanente

permanente : **Tableau II- 15: évaluation des charges plancher terrasse dalle plein**

$G = 6.8 \text{ KN/m}^2$

II-3-1-4- Balcon des étages courants (dalle pleine)

Matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Dalle pleine	15	25	3.74
4	Garde-corps	/	/	1.62
5	Enduit en plâtre	2	10	0.20
Total				6.73

Tableau II- 16: Balcon des

étages courants (dalle pleine).

Charge d'exploitation : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 6.73 \text{ KN/m}^2$

Matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieure (ciment)	2	18	0.36
2	Brique creuse	15	/	1.3
3	L'âme d'aire	5	/	/
4	Brique creuse	10	/	0.9
5	Enduit en plâtre	2	10	0.20

Total	2.76
-------	------

Tablea

u II- 17: Cloisons extérieures :

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

II-3-1-5-Cloisons intérieures :

	Matériaux	Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieure (ciment)	2	10	0.2
2	Brique creuse	10	/	0.9
3	Enduit en plâtre	2	10	0.20
Total				1.3

Tableau II- 18:Cloisons intérieures

Charge permanente : $G = 1.3 \text{ KN/m}^2$

II-3-1-6-Palier de repos :

Etage courante et RDC

	Matériaux	Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Poids propre du palier	15	25	3.75
4	Enduit en plâtre	2	10	0.20
Total				4.95

Tabl
eau
II-
19::
Pali
er
de

repos (étage courant et RDC):

Charge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 4.95 \text{ KN/m}^2$

II-3-1-7-Paillasse

	Matériaux	Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Poids des marches	/	0.15x25x0.5	1.87
4	Poids propre du paillasse	15	25/cos29.05	.3.43
5	Enduit en plâtre	2	0.02x10/cos29.05	0.23
6	Gard corps	/	/	0.5
Total				7.03

Tableau II- 20:Paillasse étage courant et RDC.

Charge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 7.03 \text{ KN/m}^2$

II-3-1-8-Palier de repos :

Sous sole

matériaux		Epaisseur e (cm)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Poids propre du palier	20	25	5
4	Enduit en plâtre	2	10	0.20
total				6.2

Tableau II- 21:: Palier de repos (sous sol): Charge d'expl

oitiation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 6.2 \text{ KN/m}^2$

II-3-1-9-Paillasse

Matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Poids des marches	/	$0.175 \times 25 \times 0.5$	2.18
4	Poids propre du paillasse	20	$25/\cos 29.05$	6.09
5	Enduit en plâtre	2	$0.02 \times 10/\cos 29.05$	0.23
6	Gard corps	/	/	0.5
Total				10

Tableau II- 22:Paillasse sous-sol.

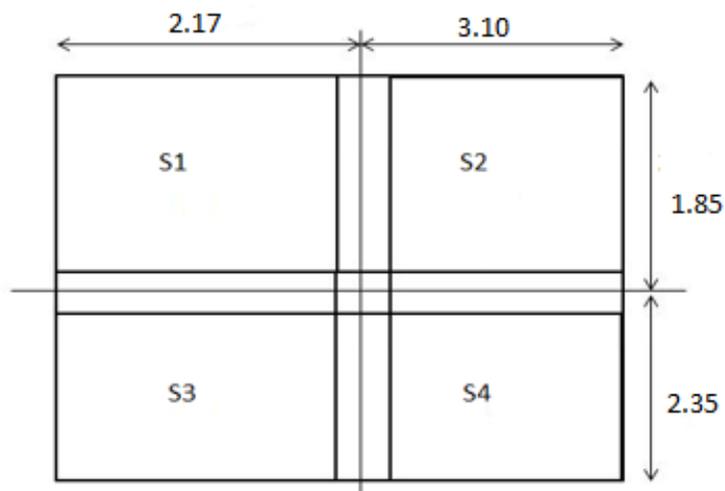
Charge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente : $G = 10 \text{ KN/m}^2$.

II-4-Descente de charges

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau...), appelée surface d'influence.



- Poutre principale (b x h) = (30 x 45)
- Poutre secondaire (b x h) = (30 x 35)
- Hauteur de RDC et l'étage courante = 3.06m
- Hauteur de sous-sol = 2.80 m
- Plancher étage courante :
 - $G = 5,00 \text{ KN/m}^2$ $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage terrasse :
 - $G = 5,84 \text{ KN/m}^2$ $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Le poids propre de la poutre principal
 $= 0,30 \times 0,45 \times 25 = 3.37 \text{ KN/ml}$
- Le poids propre de la poutre secondaire ;
 $= 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$
- La surface totale entre nus (affairent) :
 $= ((2,17 + 3,10) - 0,3) \times ((1,85 + 2,35) - 0,3) = 19.38 \text{ m}^2$
- La surface totale entre axe :
 $S1 = 4.014 \text{ m}^2$
 $S2 = 5.73 \text{ m}^2$
 $S3 = 5.099 \text{ m}^2$
 $S4 = 7.285 \text{ m}^2$

La Somme = 22,128 m

N	Element	NG (KN)	NG Total (KN)	NQ (KN)	NQ total
N0	<p>Plancher terrasse= 19.38x5,84 = 113.17</p> <p>Poutre P et S (sans corps creux) 0.30x (2.17+3.10+1.85+2.35) x (5.84-2.8) = 8.63</p> <p>Poutre principale =3.37x (1.85+2.35) = 14.154</p> <p>Poutre S=2.62x (3.10+2.17-0.3) = 13.02</p>	113.17	148.974	1.(S1+S2+S3+S4) =1x22.128	22.128
N1	<p>Revenant N0</p> <p>Poteau (40x40) = 0.40x0.40x.25*(3.06-0.45) = 10.44</p>	148.974 10.44	159.414		
N2	<p>Revenant N1</p> <p>Plancher étage courant =19.38x5 = 96.90</p> <p>Poutre P et S (sans corps creux) 0.30x (1.85+2.35+3.10+2.17) x (5 - 2.8) = 6.25</p>	159.414 96.90 6.25 14.154	289.738	22.128 1.5x(S1+S2+S3+S4) x0.95 =1.5x22.128x	53.66

	Poutre principale= $3.37 \times (1.85 + 2.35) = 14,154$ Poutre S= $2.62 \times (3.10 + 2.17 - 0.3) = 13.02$	13.02		0.95 =31.53	
--	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------	--	----------------	--

N	Element	NG (KN)	NG Total (KN)	NQ (KN)	NQ total
N3	Revenant N2 Poteau (40x40) $= 0.40 \times 0.40 \times 25 \times (3.06 - 0.45) = 10.44$	289.738 10.44	300.178		
N4	Revenant N3 Plancher étage courant = 96.90 Poutre P et S (sans corps creux) = 6.25 Poutre principale= $3.37 \times (1.85 + 2.35) = 14.154$ Poutre S= $2.62 \times (3.10 + 2.17 - 0.3) = 13.02$	300.178 96.90 6.25 14.154 13.02	430.502	53.660 $1.5 \times (S1 + S2 + S3 + S4) \times 0.9$ $= 1.5 \times 22.128 \times 0.9$ $= 29.87$	83.53
N5	Revenant N4 Poteau (40x40) $= 0.4 \times 0.4 \times 25 \times (3.06 - 0.45) = 10.44$	430.502 10.44	440.942		
N6	Revenant N5 Plancher étage courant = 96.90 Poutre P et S (sans corps creux) = 6.25	440.942 96.90 6.25 14.154	571.266	83.53 $1.5 \times (S1 + S2 + S3 + S4) \times 0.85$	111.74

	Poutre principale=14.154 Poutre S=13.02	13.02		=1.5x22.128x 0.85= 28.21	
--	--------------------------------------------	-------	--	-----------------------------	--

N	Element	NG (KN)	NG Total (KN)	NQ (KN)	NQ total
N7	Revenant N6 Poteau (45 x 45) =0.45x0.45x25*(3.06-0.45) =13.21	571.266 13.21	584.47 6		
N8	Revenant N7 Plancher étage courant = 96.90 Poutre Pet S (sans corps creux) =6.25 Poutre principale=14.154 Poutre S=13.02	584.476 96.90 6.25 14.154 13.02	714.8	111.74 1.5x(S1+S2+S3+S4) x0.8 =1.5x22.128x 0.8 =26.55	138.2 9
N9	Revenant N8 Poteau (45x45) =0.45x0.45x25*(3.06-0.45) =13.21	714.8 13.21	728.01		
N10	Revenant N9 Plancher étage courant =96.90 Poutre P et S (sans corps creux) =6.25 Poutre principale =14.154 Poutre S= 13.02	728.01 96.90 6.25 14.154 13.02	858.33 4	138.29 1.5x(S1+S2+S3+S4) x0.75 =1.5x22.128x 0.75 =24.89	163.1 8
N11	Revenant N10 Poteau (45x45) =0.45x0.45x25*(3.06-0.45) =13.21	858.334 13.21	871.54 4		

N	Element	NG (KN)	NG Total (KN)	NQ (KN)	NQ total
N12	Revenant N11 Plancher étage courant = 96.90 Poutre P et S (sans corps creux) =6.25 Poutre principale=14.154 Poutre S=13.02	871.544 96.90 6.2 14.154 13.02	1001.868	163.18 1.5x(S1+S2+S3+S4) x0.7 =1.5x22.128x 0.7 =23.23	186.41
N13	Revenant N12 Poteau (50x50) =0.5x0.5x25x (3.06-0.45) =16.31	1001.868 16.31	1018.178		
N14	Revenant N13 Plancher étage courant =96.90 Poutre P et S (sans corps creux) = 6.25 Poutre principale=14.154 Poutre S=13.02	1018.178 96.90 6.25 14.154 13.02	1148.502	186.41 1.5x(S1+S2+S3+S4) x0.65 =1.5x22.128x 0.65=21.57	207.98
N15	Revenant N14 Poteau (50x50) =0.50x0.50x25*(3.06-0.45) =16.31	1148.502 16.31	1164.812		
N16	Revenant N15 Plancher étage courant =96.90 Poutre P et S (sans corps creux) = 6.25 Poutre principale= 14,154 Poutre S= 13.02	1164.812 96.90 6.25 14.154 13.02	1295.136	207.98 1.5x(S1+S2+S3+S4) x0.60 =1.5x22.128x 0.60=19.91	227.89

	Revenant N16	1295.136			
--	--------------	----------	--	--	--

N17	Poteau (50 x 50) =0.50x0.50x25*(3.06-0.45) =16.31	16.31	1311.4 46		
N18	Revenant N17 Plancher étage courant =96.90 Poutre P et S (sans corps creux) = 6.25 Poutre principale=14.154 Poutre S=13.02	1311.446 96.90 6.25 14.154 13.02	1441.7 7	227.89 $1.5 \times (S1+S2+S3+S4) \times 0.55$ $=1.5 \times 22.128 \times 0.55 = 18.25$	246.1 4
N19	Revenant N18 Poteau (55x55) =0.55x0.55x25*(3.06-0.45) =19.73	1441.77 19.73	1461.5		
N20	Revenant N19 Plancher étage courant =96.90 Poutre P et S (sans corps creux) =6.25 Poutre principale=14.154 Poutre S=13.02	1461.5 96.90 6.25 14.154 13.02	1591.8 24	$1.5 \times (S1+S2+S3+S4) \times 0.5$ $=1.5 \times 22.128 \times 0.5$ $=16.59$	262.7
N21	Revenant N20 Poteau (55x55) =0.55x0.55x25*(2.80-0.45) = 17.77	1591.82 17.77	1609.5 91		
N22	Revenant N21 Plancher étage courant =96.90 Poutre P et S (sans corps creux) = 6.25 Poutre principale=14.154 Poutre S=13.02	1609.591 96.90 6.25 14.154 13.02	1739.9 15	$1.5 \times (S1+S2+S3+S4) \times 0.5$ $=1.5 \times 22.128 \times 0.5 = 16.9$	279.3
N23	Revenant N22 Poteau (55x55) =0.55x0.55x25*(2.80-0.45) = 17.77	1739.915 17.77	1757.6 85		279.3

II-5-Vérification de la stabilité de forme

II-5-1-Vérification de la section de poteau (40x40) du 2ème jusqu'à 5 ème étage : (C.B.A.93.B.8.4.1)

$N_G = 571.266 \text{ KN}$

$$N_Q = 111.74 \text{ KN}$$

***/ Combinaisons des charges :**

ELU : $N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 (571.266) + 1.5 (111.74) = \mathbf{938.819 \text{ KN}}$

***/Vérification de la stabilité de forme :**

$N_U = \mathbf{938.819 \text{ KN}}$

- Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} + \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4$
- $A = b \times h = 1600 \text{ cm}^2$
- Le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{40 \times 40}} = 11.5470$
- Longueur de flambements : $l_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$
- L'élancement du poteau : $\lambda = l_f / i = 214.2 / 11.54 = 18.55 < 50$
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.55}{35}\right)^2} = 0.804$
- La surface réduite : $Br = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$
- $A = \max \begin{cases} * \frac{0.2b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 40 \times 40}{100} = 3.20 \text{ cm}^2 \\ * \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8 \times 40 \times 40}{100} = 6.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$

=====> $A = 6.4 \text{ cm}^2$

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{1.35} + \frac{A F_{Fe}}{\gamma_s} \right) = 0.804 \left(\frac{1444 \times 2.5}{1.35} + \frac{6.4 \times 40}{1.15} \right) = \mathbf{2328.92 \text{ KN}}$$

$N_U = \mathbf{938.819 \text{ KN}} < \mathbf{2328.92 \text{ KN}} \rightarrow \text{vérifier}$

II-5-2-Vérification de la section de poteau (45x45) du 2ème jusqu'à sous sole (N-4.68) (C.B.A.93.B.8.4.1)

$N_G = 1001.868 \text{ KN}$

$N_Q = 186.41 \text{ KN}$

***/ Combinaisons des charges :**

ELU : $N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 (1001.868) + 1.5 (186.41) = \mathbf{1632.13 \text{ KN}}$

***/Vérification de la stabilité de forme :**

$N_U = \mathbf{1632.13 \text{ KN}}$

- Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} + \frac{45 \times 45^3}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4$
- $A = b \times h = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$
- Le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{341718.75}{45 \times 45}} = 12.9904$
- Longueur de flambements : $l_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$

- L'élanement du poteau : $\lambda = Lf/i = 214.2/12.9904 = 16.47 < 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{16.48}{35}\right)^2} = 0.813$$

- La surface réduite : $Br = 43 \times 43 = 1849 \text{ cm}^2$

$$A = \max \begin{cases} * \frac{0.2b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 45 \times 45}{100} = 4.05 \text{ cm}^2 \\ * \frac{8b \times h}{100} = \frac{8 \times 45 \times 45}{100} = 7.20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

=====> $A = 7.20 \text{ cm}^2$

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{Br \times f_c \times 28}{1.35} + \frac{A F_e}{Y_s} \right) = 0.813 \left(\frac{1849 \times 2.5}{1.35} + \frac{7.20 \times 40}{1.15} \right) = 2987.37 \text{ KN}$$

$$Nu = 1632.13 \text{ KN} < 2987.37 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifier}$$

II-5-3-Vérification de la section de poteau (50x50) du 2ème jusqu'à 5 ème étage : (C.B.A.93.B.8.4.1)

$$N_G = 1441.77 \text{ KN}$$

$$N_Q = 246.14 \text{ KN}$$

*/ Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 (1441.77) + 1.5 (246.14) = 2315.599 \text{ KN}$$

*/Vérification de la stabilité de forme :

$$N_U = 2315.599 \text{ KN}$$

- Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} + \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$

- $A = b \times h = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$

- Le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{50 \times 50}} = 14.433$

- Longueur de flambements : $l_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$

- L'élanement du poteau : $\lambda = Lf/i = 214.2/14.433 = 14.84 < 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{14.84}{35}\right)^2} = 0.820$$

- La surface réduite : $Br = 48 \times 48 = 2304 \text{ cm}^2$

$$A = \max \begin{cases} * \frac{0.2b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 50 \times 50}{100} = 5 \text{ cm}^2 \\ * \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8 \times 50 \times 50}{100} = 8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

=====> $A = 8 \text{ cm}^2$

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{Br \times f_c \times 28}{1.35} + \frac{A F_e}{Y_s} \right) = 0.820 \left(\frac{2304 \times 2.5}{1.35} + \frac{8 \times 40}{1.15} \right) = 3726.83 \text{ KN}$$

$$Nu = 2315.599 \text{ KN} < 3726.83 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifier}$$

**II-5-4-Vérification de la section de poteau (55x55) du 2ème jusqu'à sous sole (N-4.68)
(C.B.A.93.B.8.4.1)**

$N_G = 1757.685 \text{ KN}$

$N_Q = 279.32 \text{ KN}$

***/ Combinaisons des charges :**

ELU : $N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 (1757.685) + 1.5 (279.32) = 2791.85 \text{ KN}$

***/Vérification de la stabilité de forme :**

$N_U = 2797.150 \text{ KN}$

- Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} + \frac{55 \times 55^3}{12} = 762552.08 \text{ cm}^4$

- $A = b \times h = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$

- Le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{762552.08}{55 \times 55}} = 15.8771$

- Longueur de flambements : $l_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$

- L'élancement du poteau : $\lambda = l_f / i = 214.2 / 15.8771 = 13.49 < 50$

- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.49}{35}\right)^2} = 0.825$

- La surface réduite : $B_r = 53 \times 53 = 2809 \text{ cm}^2$

- $A = \max \left\{ \begin{aligned} & * \frac{0.2b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 55 \times 55}{100} = 6.05 \text{ cm}^2 \\ & * \frac{8b \times h}{100} = \frac{8 \times 55 \times 55}{100} = 8.80 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$

=====> $A = 8.80 \text{ cm}^2$

$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + \frac{A F_e}{\gamma_s} \right) = 0.825 \left(\frac{2809 \times 2.5}{1.35} + \frac{8.80 \times 40}{1.15} \right) = 4544.04 \text{ KN}$

$N_u = 2791.85 \text{ KN} < 4544.04 \text{ KN} \rightarrow$ vérifier

Chapitre III

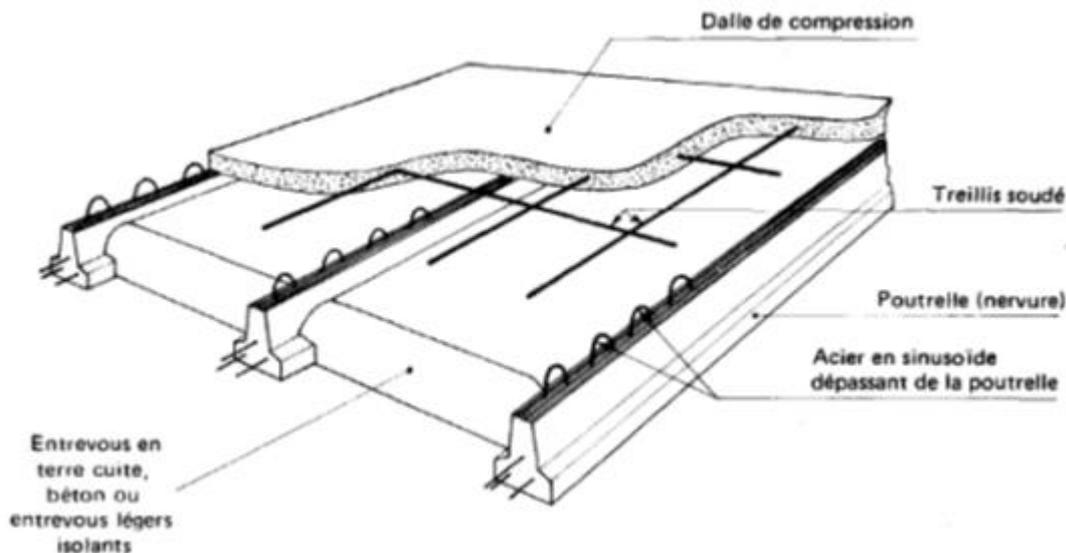
Chapitre III

CALCUL DES ELEMENT

III-Calcul des éléments :

III-1-Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux dans le cas des planchers.



III-2-Etude des planchers

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter le revêtement du sol, dont les deux fonctions principales sont :

Fonction de résistance mécanique : le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges

Fonction d'isolation acoustique et thermique : Peut être assurée complètement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

-CLASSIFICATION DES PLANCHERS

- Les planchers rencontrés se classent en quatre grandes catégories :
- Plancher avec dalle, poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales.
- Plancher à poutrelles parallèles rapprochées.
- Plancher à « hourdis creux » (corps creux).
- Plancher champignon et plancher dalles.

JUSTIFICATION DU CHOIX DE TYPE DE PLANCHER « CORPS CREUX »

- Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages. les raisons de choix sont :
- Il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- Bonne isolation thermique et acoustique.
- Exécution simple
- Ce type de plancher se compose de :
- un hourdis, portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- des poutrelles transmettant aux poutres principales, les charges venant du hourdis.
- Les poutrelles principales reçoivent les poutrelles et reposent sur des murs ou sur des poteaux.

-Détermination des sollicitations :

Pour la détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants dans des éléments fléchies (poutres, poutrelle ou dalle) ; calcul en flexion dans un seul sens, nous connaissons deux méthodes différentes :

a- Méthode forfaitaire :

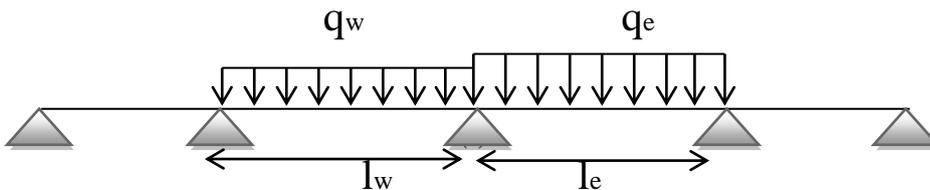
Elle est applicable dans le cas des planchers à surcharges modérées et quand les conditions suivantes sont remplies :

- $Q \leq \max [2G ; 500 \text{kgf/m}^2]$
- Toutes les travées ont le mêmes d'inertie
- Le rapport de deux travées voisines est compris entre 0.8 et 1.25
- Fissuration non préjudiciable (peu nuisible)

→ Si une des conditions précédentes n'était pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

b- Méthode de Caquot :

✓ **Calcul des moments sur appuis :**



Appui de rive : $M=0.2M_0$ (M_0 moment isostatique de 1 travée de rive)

$$\text{Autres appuis : } M_i = \frac{q_w * l_w^3 + q_e * l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$$

avec : ($l^3=1$ appui de rive ; $l^3=0.8l$appui intermédiaire)

-calcul des moments en travées : On utilise la relation de RDM

$$M(x) = q \frac{1}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} * x$$

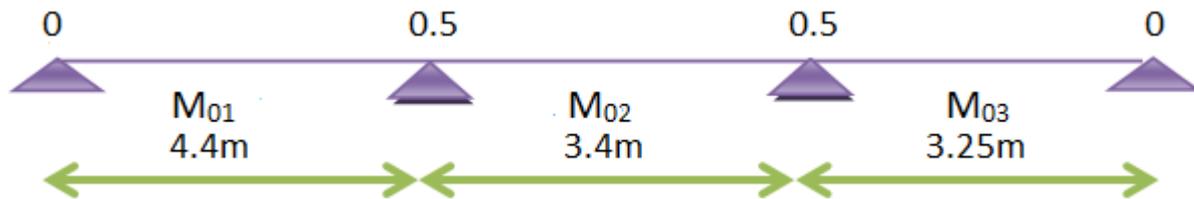
-Efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

III-3-Calcul des planchers :

III-3-1-Plancher terrasse : le plus défavorable

TYPE 1



Choix de la méthode de calcul :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$G=5.85 \text{ KN/m}^2$$

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

$$-Q=0.15 \text{ t/m}^2 \leq \max(2G, 5) \rightarrow 0.15 \leq \max(2 \times 0.585, 5) \quad \text{condition vérifiée}$$

-section de toutes les travées = constante \rightarrow inertie constante condition vérifiée

- le rapport de deux travées voisines est compris entre **0.8** et **1.25**

$$0.8 \leq \frac{4.4}{3.4} \leq 1.25 \quad \text{non condition vérifiée}$$

-la fissuration est peu nuisible

condition vérifiée

Donc on utilise la méthode de Caquot

Charges et combinaisons :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.85 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\rightarrow q_u = (1.35 \times 5.85 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 0.9 \times 0.65 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$\rightarrow q_s = (5.85 + 1) \times 0.65 = 0.65 \times 0.65 = 4.45 \text{ KN/m}^2$$

à ELU

Calcul des moments sur appuis :

$$M_{a1} = -0.2 \times \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.2 \frac{6.1 \cdot 4.4^2}{8} = -2.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = -\frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -\frac{6.1 \cdot (4.4)^3 + 6.1 \cdot (3.4 \cdot 0.8)^3}{8.5(4.4 + 3.4 \cdot 0.8)} = -10.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = -\frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -\frac{6.1 \cdot (3.4 \cdot 0.8)^3 + 6.1 \cdot (3.25)^3}{8.5(3.4 \cdot 0.8 + 3.25)} = -6.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = -0.2 \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.2 \frac{6.1 \cdot 3.25^2}{8} = -1.61 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur travée :

Travée 1-2 : 0 < x < 4.4

$$M_w = -2.95 \text{ KN.m} ; M_e = -10.61 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = \frac{6.1 \cdot 4.4}{2} x - \frac{6.1 \cdot x^2}{2} - 2.95 + \frac{(-10.61 + 2.95)}{1.2} x$$

$$M(x) = -3.05x^2 + 7.04x - 2.95$$

$$T_x = -6.1x + 7.04$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.1x + 7.04 = 0 \rightarrow x = 1.15 \text{ m}$$

$$M(1.15) = -3.05(1.15)^2 + 7.04(1.15) - 2.95$$

$$\mathbf{M_{1-2} = 1.116 \text{ KN.m}}$$

Travée 2-3: 0 < x < 3.4

$$M_w = -10.61 \text{ KN.m} ; M_e = -6.54 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = \frac{6.1 \cdot 3.4}{2} x - \frac{6.1 \cdot x^2}{2} - 10.61 + \frac{(-6.54 + 10.61)}{1.2} x$$

$$M(x) = -3.05x^2 + 13.76x - 10.61$$

$$T_x = -6.1x + 13.76$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.1x + 13.76 = 0 \rightarrow x = 2.25 \text{ m}$$

$$M(2.25) = -3.05(2.25)^2 + 13.76(2.25) - 10.61$$

$$\mathbf{M_{2-3} = 4.91 \text{ KN.m}}$$

Travée 3-4: 0 < x < 3.25

$$M_w = -6.54 \text{ KN.m} ; M_e = -1.61 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = \frac{6.1 \cdot 3.25}{2} x - \frac{6.1 \cdot x^2}{2} - 6.54 + \frac{(-1.61 + 6.54)}{1.2} x$$

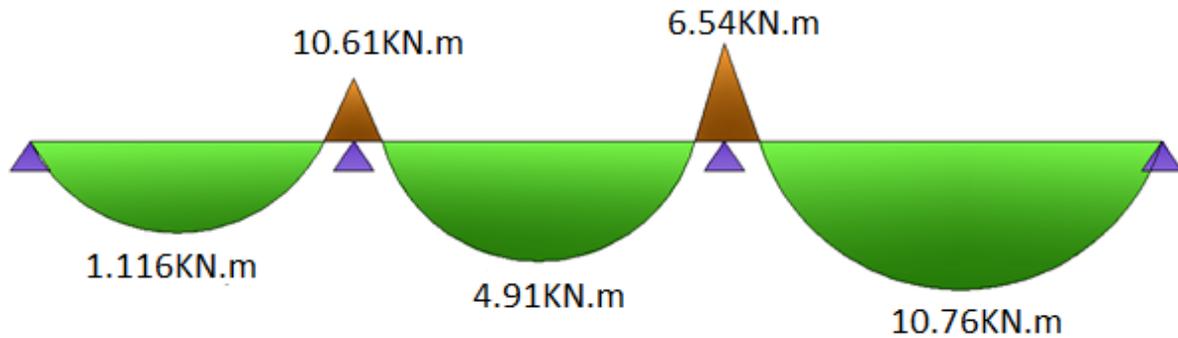
$$M(x) = -3.05x^2 + 14.01x - 6.54$$

$$T_x = -6.1x + 14.01$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.1x + 14.01 = 0 \rightarrow x = 2.29 \text{ m}$$

$$M(2.29) = -3.05(2.29)^2 + 14.01(2.29) - 6.54$$

$$\mathbf{M_{3-4} = -9.55 \text{ KN.m}}$$



à ELS

Calcul des moments sur appuis :

$$M_{a1} = -0.2 \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.2 \frac{4.45 \cdot 4.4^2}{8} = -2.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = -\frac{q_w \cdot l'_w{}^3 + q_e \cdot l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = -\frac{4.45 \cdot (4.4)^3 + 4.4 \cdot (3.4 \cdot 0.8)^3}{8.5(4.4 + 3.4 \cdot 0.8)} = -7.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = -\frac{q_w \cdot l'_w{}^3 + q_e \cdot l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = -\frac{4.45 \cdot (3.4 \cdot 0.8)^3 + 4.45 \cdot (3.25)^3}{8.5(3.4 \cdot 0.8 + 3.25)} = -4.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} \underline{2} : 0 < x < 4.4 = -0.2 \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.2 \frac{4.45 \cdot 3.25^2}{8} = -1.71 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur travée :

Travée 1-

$$M_w = -2.15 \text{ KN.m} ; M_e = -7.72 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = \frac{4.45 \cdot 4.4}{2} x - \frac{4.45 \cdot x^2}{2} - 2.15 + \frac{(-7.72 + 2.15)}{1.2} x$$

$$M(x) = -2.225x^2 + 5.14x - 2.15$$

$$T_x = -4.45x + 5.14$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -4.45x + 5.14 = 0 \rightarrow x = 1.15 \text{ m}$$

$$M(1.15) = -2.225(1.15)^2 + 5.14(1.15) - 2.15$$

$$M_{1-2} = 0.81 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 : 0 < x < 3.4

$$M_w = -7.72 \text{ KN.m} ; M_e = -4.77 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = \frac{4.45 \cdot 3.4}{2} x - \frac{4.45 \cdot x^2}{2} - 7.72 + \frac{(-4.77 + 7.72)}{1.2} x$$

$$M(x) = -2.225x^2 + 10.02x - 7.72$$

$$T_x = -4.45x + 10.02$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -4.45x + 10.02 = 0 \rightarrow x = 2.25 \text{ m}$$

$$M(2.25) = -2.225(2.25)^2 + 10.02(2.25) - 7.72$$

$$M_{2-3} = 3.56 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4 : 0 < x < 3.25

$$M_w = -4.77 \text{ KN.m} ; M_e = -1.17 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = \frac{4.45 \cdot 3.25}{2} x - \frac{4.45 \cdot x^2}{2} - 4.77 + \frac{(-1.17 + 4.77)}{1.2} x$$

$$M(x) = -2.225x^2 + 10.23x - 4.77$$

$$T_x = -4.45x + 10.23$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -4.45x + 10.23 = 0 \rightarrow x = 2.29 \text{ m}$$

$$M(2.29) = -2.225(2.29)^2 + 10.23(2.29) - 4.77$$

$$M_{3.4} = -6.98 \text{ KN.m}$$

III-3-2-Plancher étage courant e : le plus défavorable

TYPE 2 : étage courant

Choix de la méthode de calcul :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$G = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

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

$$-Q = 0.15 \text{ t/m}^2 \leq \max(2G, 5) \rightarrow 0.15 \leq \max(2 \times 0.585, 5) \quad \text{condition vérifiée}$$

-section de toutes les travées = constante \rightarrow inertie constante condition vérifiée

- le rapport de deux travées voisines est compris entre **0.8** et **1.25**

$$0.8 \leq \frac{4.4}{3.4} \leq 1.25 \quad \text{non condition vérifiée}$$

-la fissuration est peu nuisible condition vérifiée

Donc on utilise la méthode de Caquot

à ELU

Calcul des moments sur appuis :

$$M_{a1} = -0.2 \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.2 \frac{6.1 \cdot 4.4^2}{8} = -2.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = -\frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -\frac{6.1 \cdot (4.4)^3 + 6.1 \cdot (3.4 \cdot 0.8)^3}{8.5(4.4 + 3.4 \cdot 0.8)} = -10.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = -0.2 \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.2 \frac{6.1 \cdot 3.4^2}{8} = -1.76 \text{ KN.m}$$

Pas le plus défavorable

III-3-3-Ferraillage plancher étage terrasse :

Sur travée a ELU :

$$M_U = 9.55 \text{ kN.m}$$

Le moment reprise par la table comprimé :

$$M_{\text{table}} = b \cdot h \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{\text{table}} = 65 \cdot 4 \cdot 142 \cdot \left(18 - \frac{2}{2}\right)$$

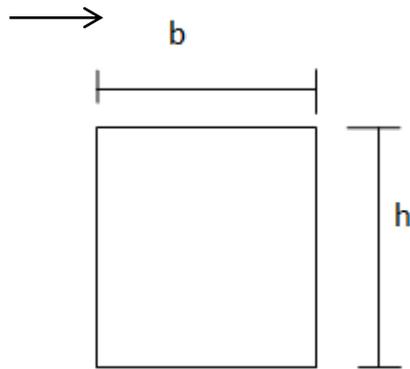
$$M_{\text{table}} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{table}} = 59.07 \text{ KN} > M_U = 9.55 \text{ kN.m}$$

La table seule peut équilibrer le moment ultime

L'axe neutre tombe dans la table

Section rectangulaire (b*h)



$$\mu = \frac{9.55 \cdot 10^4}{65 \cdot 18^2 \cdot 142} = 0,032$$

$$\text{FeE40} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,032 < \mu_R = 0,392$$

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{((1-2 \cdot 0,032))}}{0,8} = 0,04$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 18 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,04)$$

$$Z = 17,71 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_U}{Z \cdot \delta_s} = \frac{9.55 \cdot 10^4}{17,71 \cdot 3480}$$

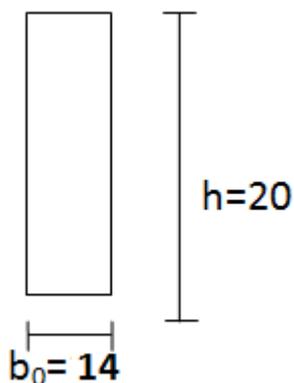
$$A_s^t = 1,54 \text{ cm}^2$$

On adopte (3HA10 = 2.36 cm²)

Sur appui a ELU :

$$M_U = 10.61 \text{ kN.m}$$

Le ferraillage en appuis s'effectue pour une section rectangulaire de b₀.h (14*20)



$$\mu = \frac{10.61 \cdot 10^4}{14 \cdot 18^2 \cdot 142} = 0,164 < \mu_R = 0,392$$

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = -\frac{\sqrt{((1-2*0,164))}}{0,8} = 0,225$$

$$Z = d(1-0,4\alpha) = 18*(1-0,4*0,225)$$

$$Z = 16,38 \text{ cm}$$

$$A_s^{ap} = \frac{M_{ap}}{Z*\delta_s} = \frac{10,61*10^4}{16,38*3480}$$

$$A_s^{ap} = 1,86 \text{ cm}^2$$

On adopte (2HA12= 2.26 cm²)

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{min}=0,23*b*d (f_{t28}/f_e)$

$A_{min}= 1,41 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée

Vérification sur ELS :

‘La fissuration est peu nuisible donc la vérification n’est pas nécessaire ‘

Vérification au cisaillement :

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA}) \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (3,33 ; 5 \text{ MPA})$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{19,8}{14,18} = 0,07 \text{ KN /cm}^2 = 0,7 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots cv$$

Armatures transversales :

- Selon CBA 93 : Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\Phi_t \leq \text{Min} (\frac{h_t}{35}, \Phi_{lmin}, \frac{b_0}{10})$$

$$\Phi_t \leq \text{Min} (\frac{20}{35}, 1, \frac{14}{10}) = \Phi_t \leq \text{Min} (5,71, 10, 14)$$

On adopte $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ et $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

Pour l’espacement, nous avons d’après le CBA 93 ce qui suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,9 f_e} \end{array} \right.$$

Avec $k=0$. En considéré qu’il y a reprise de bétonnage

L’espacement entre l’armature transversale sera :

$$S_t \leq \frac{A_t * 0,9 * \bar{f}_e}{\tau_u * b} = \frac{0,56 * 0,9 * 347}{0,55 * 14} = 22,71 \text{ cm}$$

L’espacement maximal a ne pas dépasser :

$$S_t \leq \text{min}(0,9*d, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm.}$$

$$S_t < \frac{A_t * f_e}{0,4 b_0} = \frac{0,56 * 400}{0,4 * 14} = 40 \text{ cm.}$$

Donc on adopte un espacement 15 cm.

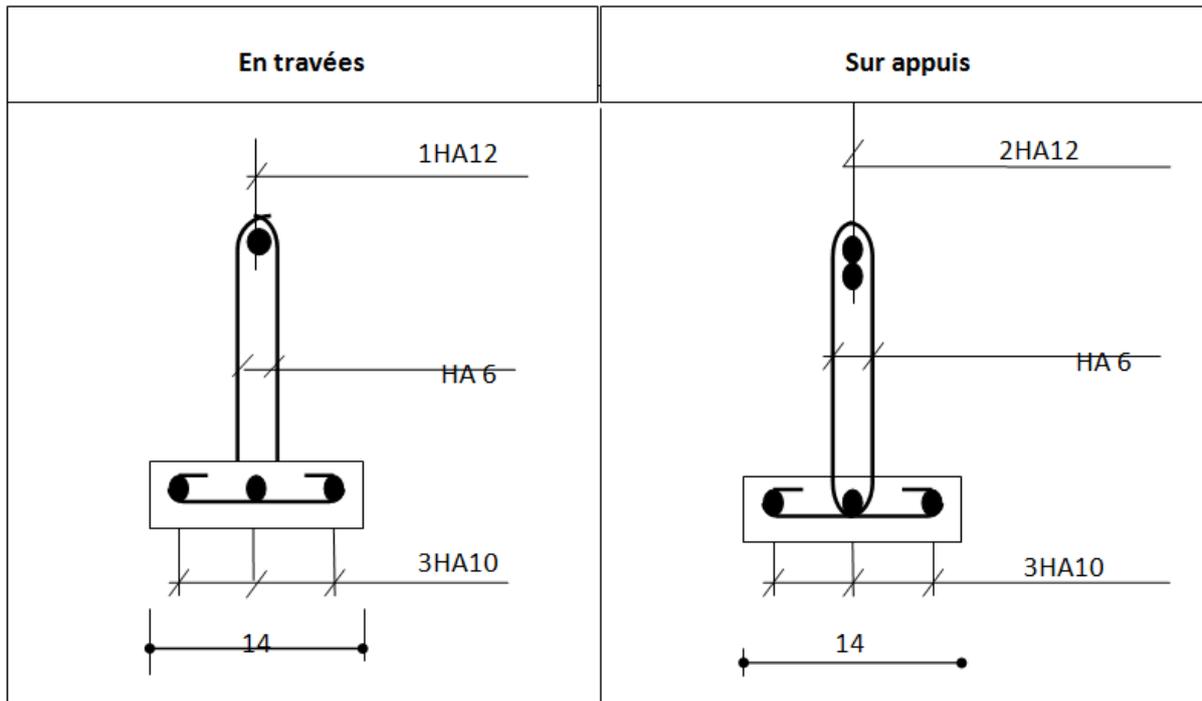


Figure III- 1 : Ferrailages des poutrelles (plancher des étages).

Vérification de la flèche :

Selon **CBA 93 B .6.5.2** on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si :

$$* \frac{h}{L_0} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{20}{440} \geq \frac{1}{22.5} = 0.045 \geq 0.044 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{L_0} \geq \frac{M_{ts}}{15.M_0} = \frac{20}{440} \geq \frac{698}{15 \times 772} = 0.045 < 0.06 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$* \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{2.26}{14 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} = 8.9 \times 10^{-3} > 9.10^{-3} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est obligatoire :

$$M_{gser} = G \times L_0 \times \frac{L}{8}$$

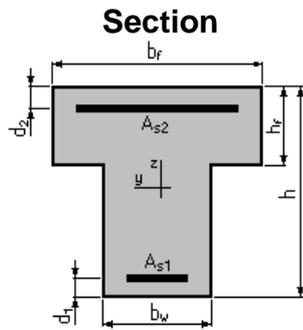
$$M_{gser} = (G+Q) \times L_0 \times \frac{L}{8}$$

Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

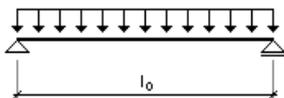
- Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :



$b_f = 65,0$ (cm)
 $b_w = 14,0$ (cm)
 $h = 20,0$ (cm)
 $h_f = 4,0$ (cm)
 $d_1 = 2,0$ (cm)
 $d_2 = 2,0$ (cm)

Schéma statique



$l_0 = 4,4$ (m)

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1,00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 7,17$ (kN*m)
 Moment dû à la charge totale : $M_p = 2,16$ (kN*m)
 Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 0,00$ (kN*m)

Section des armatures :

$A_{s1} = 2,3$ (cm²)
 $A_{s2} = 2,4$ (cm²)
 Densité du ferrailage : $\rho = 1,87$ (%)
 Densité du ferrailage minimale : $\rho_{min} = 0,10$ (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 5,1$ (mm) < $f_{adm} = l_0 / 500,00 = 8,8$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)

	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 11,0$	0,59	186,8
$f_{gi} = 6,5$	0,59	186,8
$f_{pi} = 0,6$	0,00	25,6
$f_{ji} = 0,0$	0,00	0,0

Moment d'inertie de la section homogène :

$I_0 = 22299,1$ (cm⁴)
 $\lambda_i = 4,35$

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes

- f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
- f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Δf_t - flèche nuisible
- f_{adm} - flèche admissible

III-3-4-Dale de compressions :

La dalle de compression sera ferrillée dans les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treillis soudé.

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm² pour mètre de nervures).

Avec : L1 : distance entre l'axe des poutrelles (L1=65 cm)

A1: diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

Pour : FE 520 MPA (TL520 ($\Phi < 6$) Ts)

$$A_t = 4 \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$5T6 \quad A_t = 1.41 \text{ cm}^2$$

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

Soit 5T6 ; $A_t = 1.41 \text{ cm}^2$; $S_t = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte TS $\emptyset 6-20 \times 20$

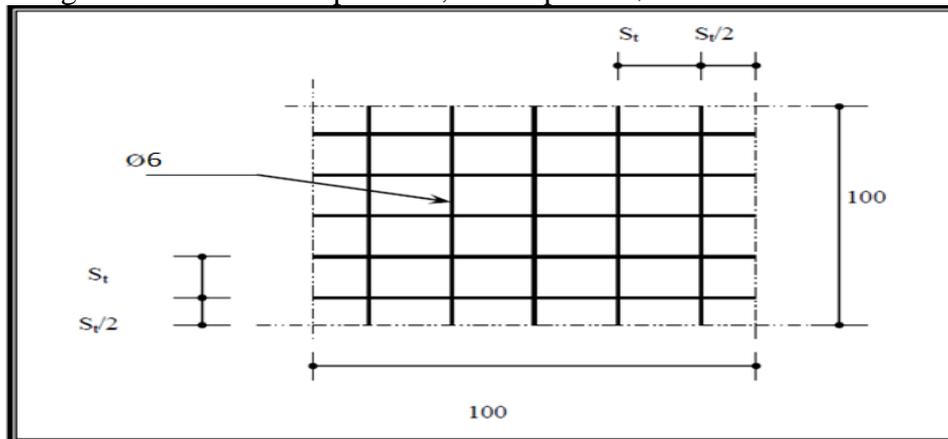


Figure III- 2 : dalle de compression.

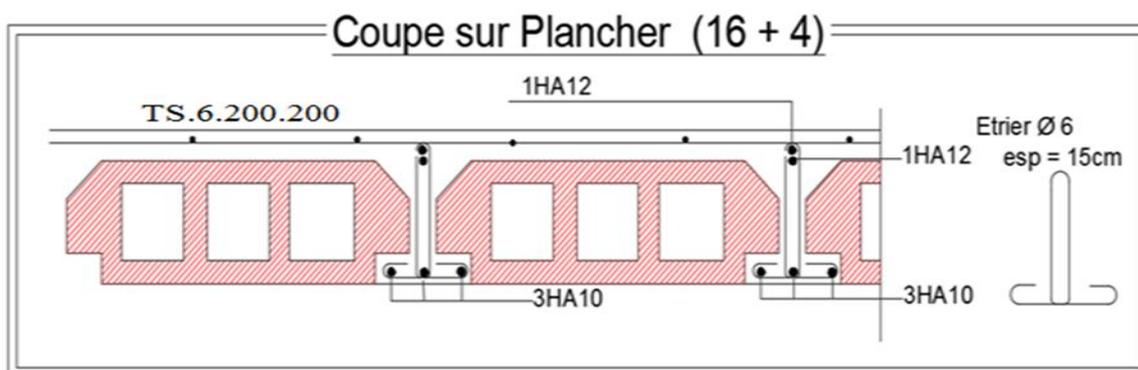


Figure III- 3:: coupe de plancher (16+4) étage courant .

Pour le ferrailage de la plancher terrasse on résume dans le tableau suivant :

Plancher de :		A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A (cm^2)	AT (mm)	Esp (cm)
Terrasse	Appuis	1,56	1,41	2HA12= 2,26	6	15
	Travée	1,86	1,41	3HA10= 2.35	6	15

Tableau III- 1 : Ferrailage de plancher terrasse

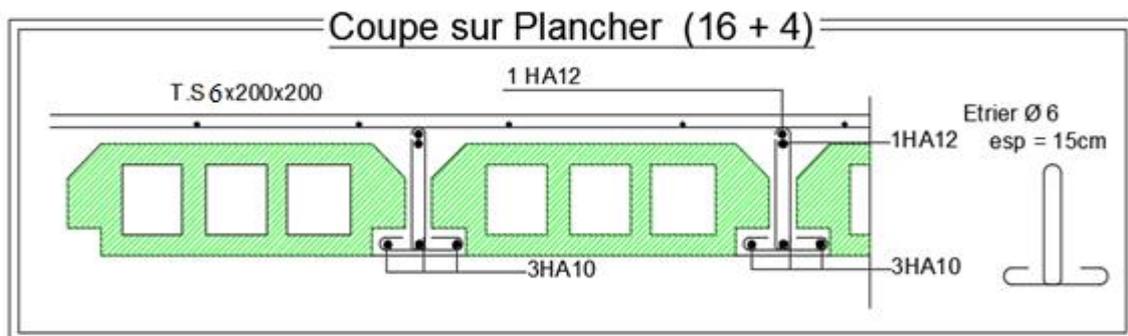


Figure III- 4 : coupe de plancher terrasse

III-4-Dalle flottante :

Dalle flottante :

La dalle flottante repose uniquement sur le sol, elle n'est pas liée avec les longrines. On doit réaliser un joint sec d'épaisseur de 2cm entre la dalle flottante et les longrines.

La dalle flottante a une épaisseur de 15cm, elle repose sur le hérissinage empêchant la remontée de l'eau par capillarité. Le ferrailage de la dalle est adopté forfaitairement en respectant un ferrailage minimum pour les zones tendues $A_{min}=1.5 cm^2$.

On adopte un TS 6x200x200 placé au milieu de la dalle.

TS 6x200x200

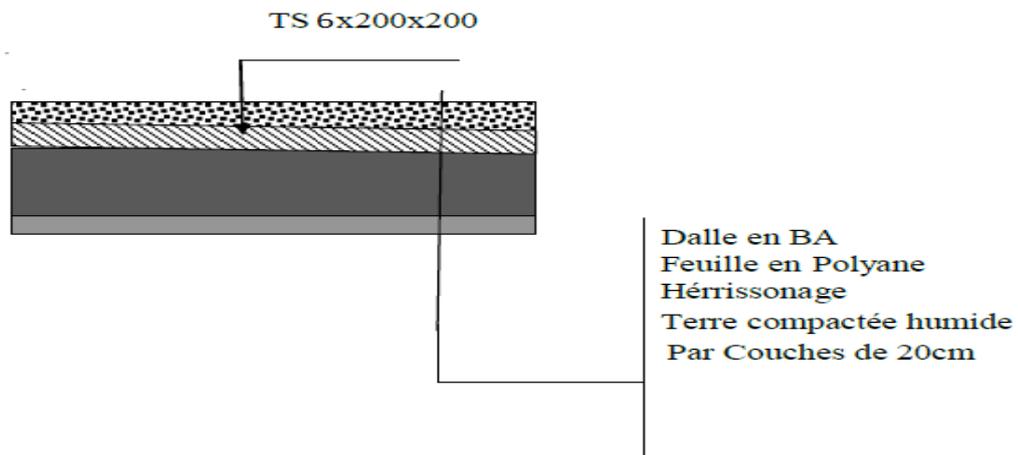


Figure III- 5 : dalle flottante.

III-5-Escalier :

III-5-1-Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à deux volées parallèle, il est constitué de paillasse, et palier de repos.

III-5-2-Escalier étage courant et RDC(Volée1) :

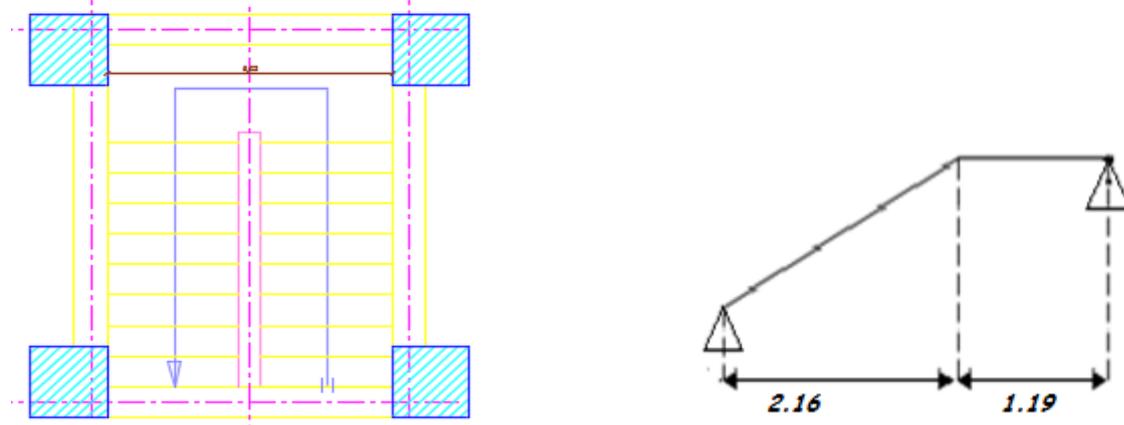


Figure III- 7:schéma d'escalier RDC

Détermination des sollicitations :

Combinaisons :

a-) palier :

$$G = 4.95 \text{ KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$= 1,35G + 1.5Q = 10.42 \text{ KN / m}$$

ELS :

$$= G + Q = 4.95 + 2.5 = 7.45 \text{ KN/m}^2$$

b)- paillasse :

$$G = 7.03 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$= 1,35G + 1.5Q = 13.24 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$= G + Q = 7.03 + 2.5 = 9.53 \text{ KN/m}^2$$

Les moments : **Sous :

ELU :

$$Q_{\text{équivalent}} = \frac{10.42(1.19) + 13.24(2.16)}{1.19 + 2.16}$$

$$Q_{\text{équivalent}} = 12.23 \text{ KN/m}$$



$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 17.15 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0.9 M_0 = 15.43 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -6.86 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T = q_{\text{eq}} \cdot \frac{l}{2} = 20.48 \text{ KN}$$

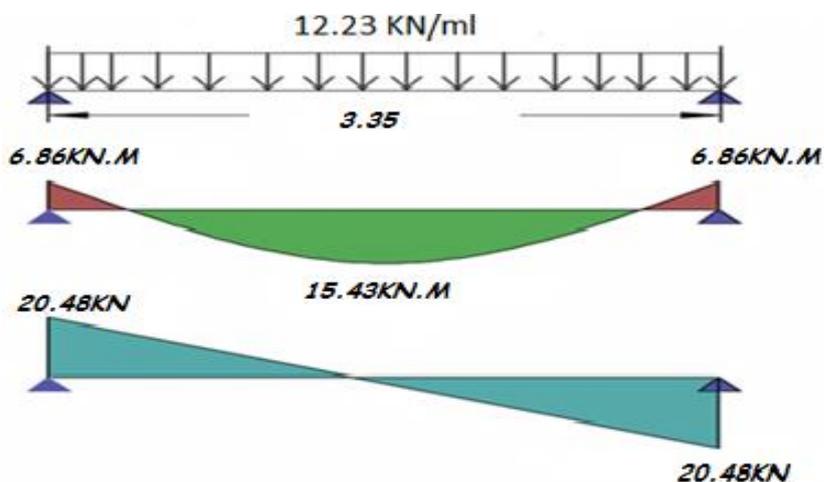
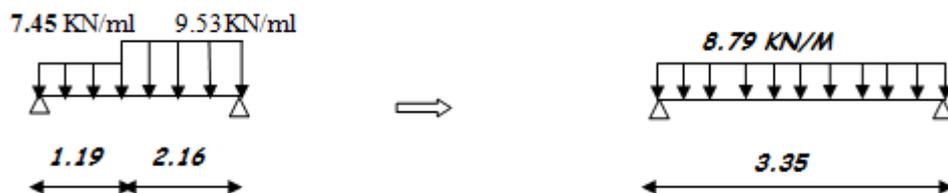


Figure III- 8 : diagramme M et T.

ELS :

$$Q_{\text{équivalent}} = \frac{7.45(1.19) + 9.53(2.16)}{1.25 + 2.7}$$

$$Q_{\text{équivalent}} = 8.79 \text{ KN/m}$$



$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 12.33 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0.9 M_0 = 11.09 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -4.93 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T = q_{\text{eq}} \cdot \frac{l}{2} = 14.72 \text{ KN}$$

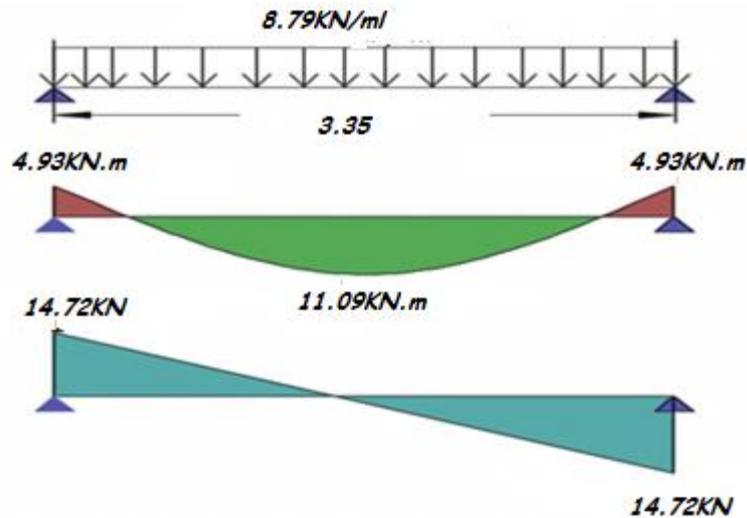


Figure III- 9: diagramme M et T.

III-5-2-1-Ferraillage :

Sur Travée :

ELU :

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h =100*15).
d=h-c.

h=15 cm; C=C'= 2cm; d=13 cm

$$\mu = \frac{15.43 \cdot 10^4}{100 \cdot 13^2 \cdot 142} = 0,064 < \mu_R = 0,379 \quad \longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,064}}{0,8} = 0,082$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 13 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,082)$$

$$Z = 12.57 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{15.43 \cdot 10^4}{12.57 \cdot 3480}$$

$$A_s = 3.52 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte } (4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2)$$

Calcul de l'espacement:

$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$, On adopte un espacement de **16cm**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte } 4\text{HA}10 \quad (4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2)$$

$St \leq \min(4h, 40 \text{ cm})$, On adopte un espacement de **25cm**

Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e)$

$$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2, A_s \geq A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification d'ELS :

La fissuration est 'peu nuisible' donc la vérification n'est pas obligatoire

Appui

ELU:

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h =100*15).
d=h-c.

h=15 cm; C=C'= 2cm; d=13 cm

$$\mu = \frac{6.86 \cdot 10^4}{100 \cdot 13^2 \cdot 142} = 0,028 < \mu_R = 0,379 \quad \longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,028)}}{0,8} = 0,035$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 13 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,035)$$

$$Z = 12,81 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{6,86 \cdot 10^4}{12,81 \cdot 3480}$$

$$A_s = 1,53 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte } 4\text{HA}10 \quad (4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2)$$

Calcul de l'espacement:

$St \leq \min(3h, 33\text{cm})$, On adopte un espacement de 25cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0,50 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte } 3\text{HA}10 \quad (3\text{HA}10 = 3,39 \text{ cm}^2)$$

$St \leq \min(4h, 40\text{cm})$, On adopte un espacement de 30cm

Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d$ (ft28/fe)

$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{\min}$ Condition vérifiée

Vérification d'ELS :

La fissuration est 'peu nuisible' donc la vérification n'est pas obligatoire

Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (0,2 f_{c_j} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (3,33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{20,48}{13 \times 100}$$

$$\tau_u = 0,01 \text{ KN/cm}^2 = 0,1 \text{ MPa} < 3,3 \text{ MPa}$$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \frac{0,7 f_{c_j}}{\gamma_b} \quad \longrightarrow \quad \tau_u = 1,16 \text{ MPa}$$

$0,1 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa}$ ' Donc aucune d'armature transversale'

Selon CBA 93 art A6.1.2.2:

La Longueur de scellement doit être $L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s}$

Le CBA 93 limite $L_s = 40\emptyset$ Donc :

$$L_s = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm.}$$

$$L_s = 0,8 \times 40 = 32 \text{ cm.}$$

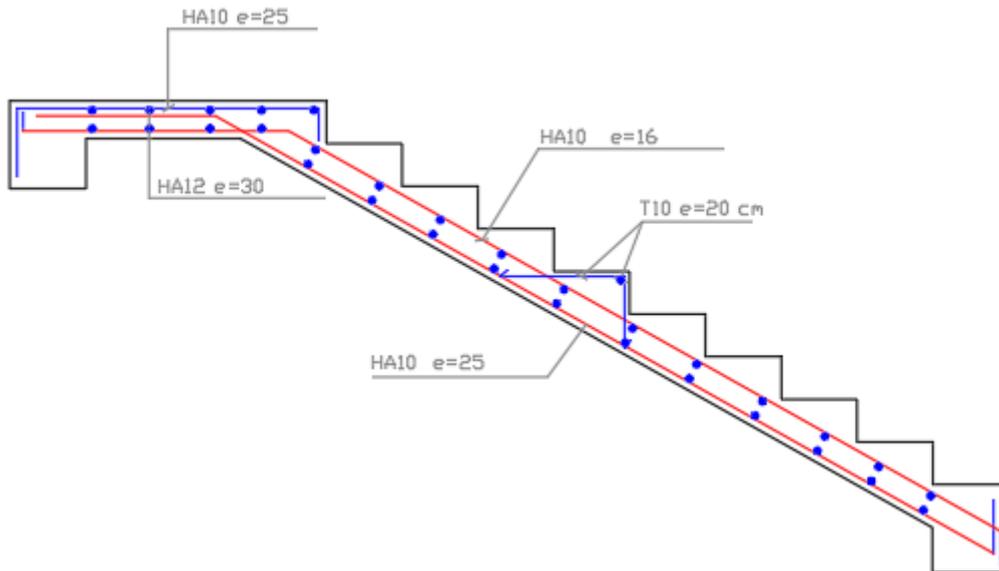


Figure III- 10: ferraillage de l'escalier RDC.

III-5-3-Poutre palière :

III-5-3-1-Pré-dimensionnement :

: L = 2.6m

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}$$

$$\frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10}$$

15 ≤ h ≤ 26 On prend h = 30cm.

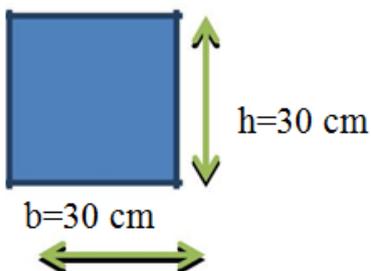
$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

$$0,3(30) \leq b \leq 0,4(30)$$

7.5 ≤ b ≤ 10 On prend b = 30cm.

2 Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ (h/b) = 1 \leq 4 \end{cases}$$



III-5-3-2-Évaluation des charges poutre de palier :

L'effort tranchant : $T_u=20.48$ KN $T_s =14.72$ KN

Mur de façade $G=2.76 \times 1,53 =4.22$ kN/ml

Poids propre de poutre : $G=0.3 \times 0.3 \times 25=2.25$ KN /ml

III-5-3-3-Combinaisons des charges :

ELU :

$$q_u=T_u+1.35G=20.48+1.35 \times 6.47= 29.21 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_s=T_s + G=14.72+6.47 =21.19 \text{ KN/ml}$$

ELU :

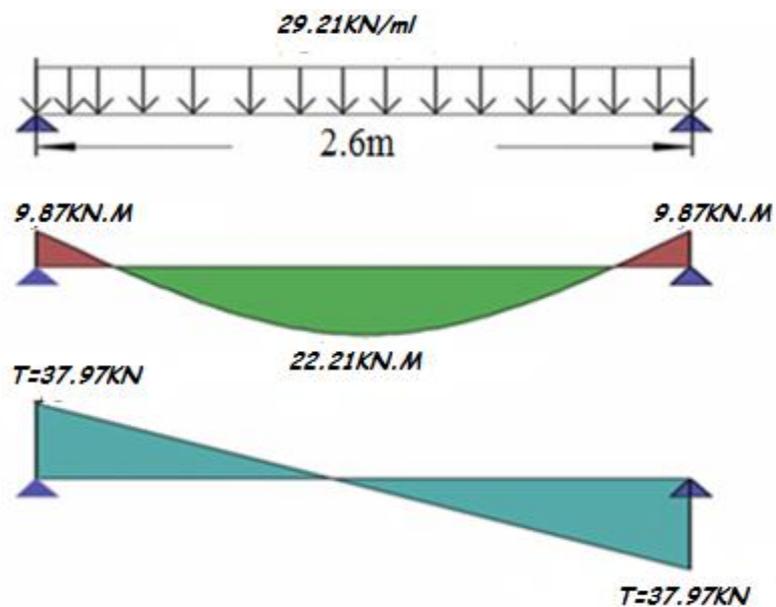
$$M_0= \frac{q \cdot l^2}{8} = 24.68 \text{ KN.M}$$

$$M_t= 0.9 M_0= 22.21 \text{ KN.M}$$

$$M_a=-0.4 M_0= -9.87 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T=q_{eq} \cdot \frac{l}{2}=37.97 \text{ KN}$$



ELS:

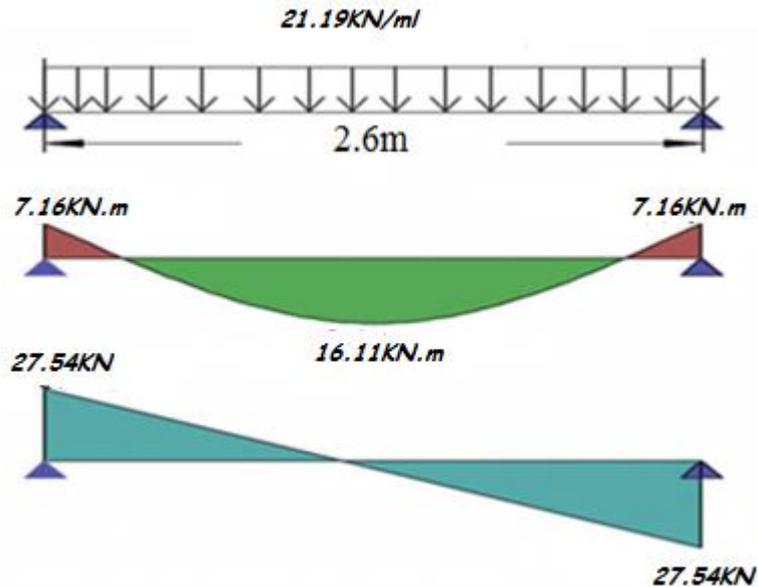
$$M_0= \frac{q \cdot l^2}{8} = 17.90 \text{ KN.M}$$

$$M_t= 0.9 M_0= 16.11 \text{ KN.M}$$

$$M_a=-0.4 M_0= -7.16 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T=q_{eq} \cdot \frac{l}{2}= 27.54 \text{ KN}$$



III-5-3-4-Ferraillage :

Sur Travée :

ELU :

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 30 \times 30)$.
 $d = h - c$.

$h = 15 \text{ cm}$; $C = C' = 3 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{22.21 \cdot 10^4}{30 \cdot 27^2 \cdot 142} = 0,071 < \mu_R = 0,379 \quad \longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,071)}}{0,8} = 0,092$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 27 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,092)$$

$$Z = 26 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{22.21 \cdot 10^4}{26 \cdot 3480}$$

$$A_s = 2.45 \text{ cm}^2$$

on adopt 4HA10 (4HA10 = 3.14 cm²)

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d$ (ft28/fe)

$A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée.

Sur appui :

à ELU:

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 30 \times 30)$.
 $d = h - c$, $h = 30 \text{ cm}$, $C = C' = 3 \text{ cm}$ $d = 27 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{9.87 \cdot 10^4}{30 \cdot 27^2 \cdot 142} = 0,03 < \mu_R = 0,379 \quad \longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,03)}}{0,8} = 0,038$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 27 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,038)$$

$$Z = 26.58 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{9.87 \cdot 10^4}{26.58 \cdot 3480}$$

$$A_s = 1.06 \text{ cm}^2$$

on adopt 3HA10 (3HA10 = 2.35 cm²)

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d$ (ft28/fe)

Amin= 1.32cm², As ≥ Amin Condition vérifiée.

III-5-3-5-Vérification de la section d'acier A L'ELS :

Le calcul se fait selon le règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable :

a) En travées :

Ms = 16.11 kn.m

As=3.14 cm²

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2+15(As+A's)-15(A's *c'+As.d)=0 \Rightarrow 30x^2/2 + 15*(3.14)x -15(3.14*(27)) =0$$

$$15x^2 + 47.1x - 1271.7 =0$$

$$\Delta = b^2 - 4*a*c$$

x = 7.50cm

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15As (d-x)^2 + 15A's(x-c')^2$$

$$I = (30 \times (7.50)^3/3) + 15 \times 3.14 (27-7.50)^2$$

I = 22128.52 cm⁴

III-5-3-6-Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s .x}{I} = \frac{16.11 * 7.50 * 10^{-2}}{22128.52 * 10^{-8}} \implies \sigma_{bc} = 5460.14 kN/m^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 * 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5460.14 kN/m^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 kN/m^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

σst= 202 MPa

$$\sigma_s = \frac{15 * M_s * (d-x)}{I} = \frac{15 * 16.11 * (27-7.50)}{22128.52} = 21.29 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 212.9 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

On adopt 3HA14 (3HA14 = 4.62 cm²)

X= 9.10 cm et I = 29740.123 cm⁴

$$\sigma_s = \frac{15 * M_s * (d-x)}{I} = \frac{15 * 20.4 * (27-9.1)}{29740.123} = 18.09 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 180.9 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

b) Sur appuis :

Ms = 7.16 kn.m

As=2.35 cm²

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2+15(As+A's)-15(A's *c'+As.d)=0 \Rightarrow 30x^2/2 + 15*(2.35)x -15(2.35*(27)) =0$$

$$15x^2 + 35.25x - 951.75 =0$$

$$\Delta = b^2 - 4*a*c$$

x = 6.70cm

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15As (d-x)^2 + 15A's(x-c')^2$$

$$I = (30 \times (6.70)^3/3) + 15 \times 2.35 (27-6.70)^2$$

I = 14762.52cm⁴

III-5-3-7-Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{7.16 \cdot 6.70 \cdot 10^{-2}}{14762.52 \cdot 10^{-8}} \implies \sigma_{bc} = 3249.58 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3249.58 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 7.16 \cdot (27-6.70)}{14762.52} = 14.76 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 147.6 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

III-5-3-8-Vérification de l'effort tranchant :

$$T = V_u = 66.1 \text{ kn} \quad \tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{37.97}{(30 \times 27) \cdot 10^{-2}} = 468 \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = \min\{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} = (3330 \text{ KN/m}^2, 5000 \text{ KN/m}^2) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u' = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors $\tau_u < \tau_u'$ condition vérifiée

Détermination des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{0.85; 1.4; 3\}$$

$$\Phi_t = 0.85 \text{ Soit : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 33.3 \text{ cm}$$

• **Espacement exigé par le RPA : II**

En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12 \phi) = \min(30/4; 12 \times 1.4) = 7.5 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq 30 / 2 = 30 / 2 = 15 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 7.5 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2 < 4.62 \text{ cm}^2$$

• **Selon RPA99V2003 : calcul de la quantité d'armatures transversale mini :**

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

• **Zone nodale**

$$A_t = 0.003 \times 7.5 \times 30 = 0.675 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Zone courante**

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage total max de l'acier long :**

▪ **4% en zone courante :**

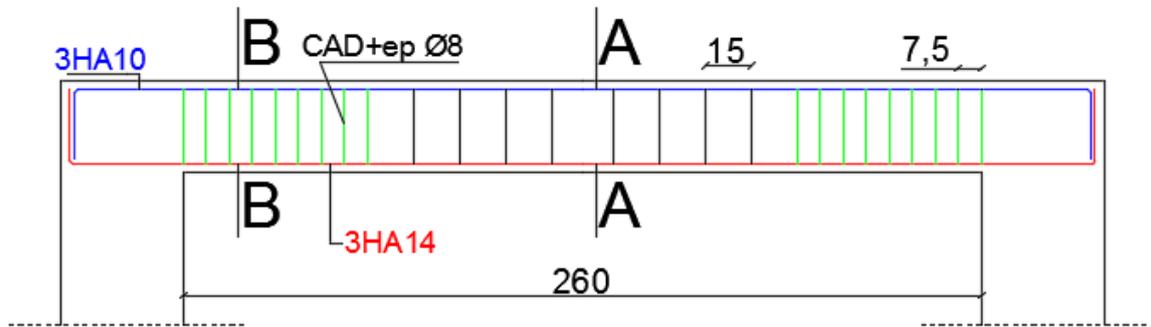
$$A_{s1} = 4/100 \times 30 \times 30 = 36 \text{ CM}^2$$

▪ **6% en zone de recouvrement :**

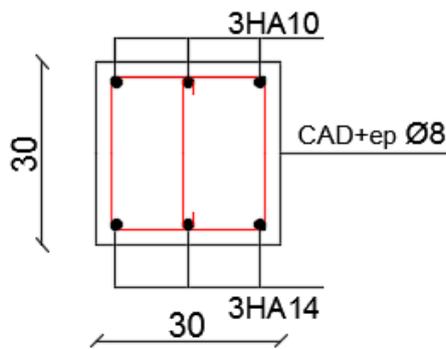
$$A_{s2} = \text{MAX} = 6/100 \times 30 \times 30 = 54 \text{ CM}^2$$

▪ **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\phi = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}$$



Travée B-B



Appui A-A

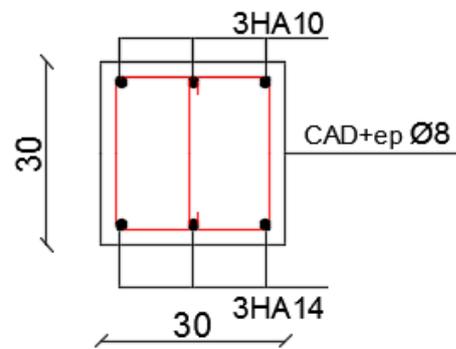


Figure III- 11:ferrailage de la poutre palière.

III-5-4-Escalier sous sol :

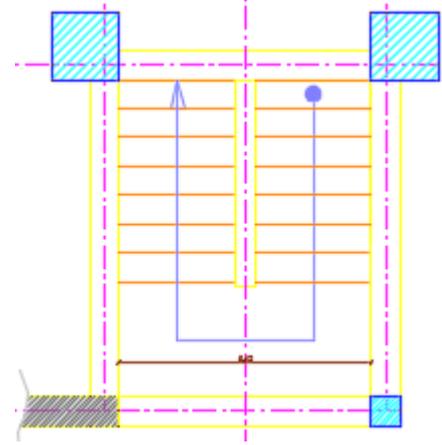
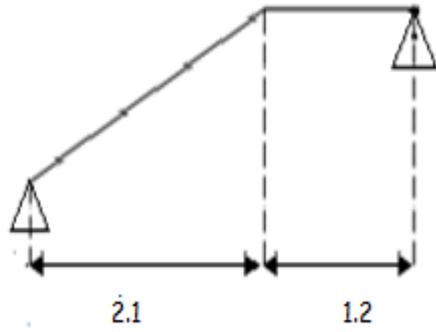


Figure III- 12:schéma d'escalier sous sol

III-5-4-1-Détermination des sollicitations :

Combinaisons :

a-) palier :

$$G = 4.95 \text{ KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$= 1,35G + 1.5Q = 10.42 \text{ KN / m}$$

ELS :

$$= G + Q = 4.95 + 2.5 = 7.45 \text{ KN/m}^2$$

b)- paillasse :

$$G = 7.03 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$= 1,35G + 1.5Q = 13.24 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$= G + Q = 7.03 + 2.5 = 9.53 \text{ KN/m}^2$$

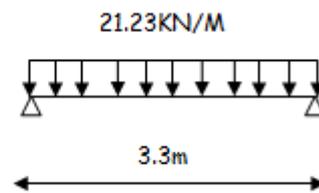
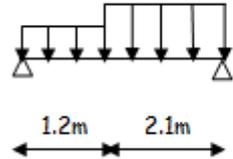
Les moments : **Sous :

ELU :

$$q_{\text{équivalent}} = \frac{10.42(1.2) + 13.24(2.1)}{1.2 + 2.1}$$

$$q_{\text{équivalent}} = 12.21 \text{ KN/m}$$

$$10.42 \text{ KN/ml} \quad 13.24 \text{ KN/ml}$$



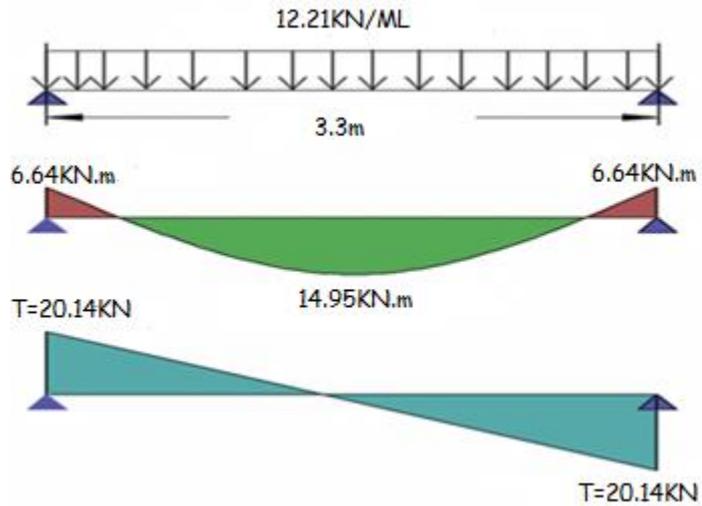
$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 16.62 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0.9 M_0 = 14.95 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -6.64 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T = q_{\text{eq}} \cdot \frac{l}{2} = 20.14 \text{ KN}$$



.Figure III- 12 : diagramme M et T.

ELS :

$$Q_{\text{équivalent}} = \frac{7.45(1.2) + 9.53(2.1)}{1.2 + 2.1}$$

$$Q_{\text{équivalent}} = 8.77 \text{ KN/m}$$



$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 11.93 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0.9 M_0 = 10.73 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -4.77 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T = q_{\text{eq}} \cdot \frac{l}{2} = 14.47 \text{ KN}$$

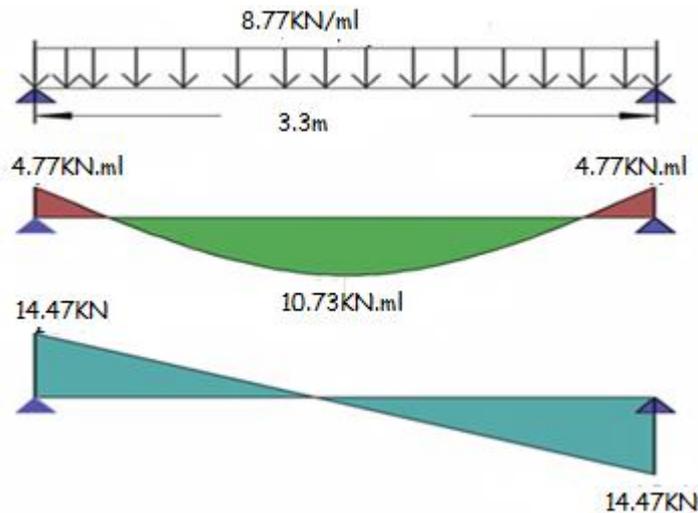


Figure III- 13: diagramme M et T.

III-5-4-2-Ferraillage :

Sur Travée :

ELU :

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h = 100*15).
d=h-c.

h=15 cm; C=C'= 2cm; d=13 cm

$$\mu = \frac{14.95 \cdot 10^4}{100 \cdot 13^2 \cdot 142} = 0,062 < \mu_R = 0,379 \quad \longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,062)}}{0,8} = 0,08$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 13 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,08)$$

$$Z = 12,58 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{14.95 \cdot 10^4}{12,58 \cdot 3480}$$

$$A_s = 3,41 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte 5HA10 (5HA10 = 3,93 cm}^2\text{)}$$

Calcul de l'espacement:

St ≤ min(3h, 33cm), On adopte un espacement de **16cm**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0,98 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte 4HA10 (4HA10 = 3,14 cm}^2\text{)}$$

St ≤ min (4h, 40cm), On adopte un espacement de **25cm**

Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

On a: Amin = 0,23 x b x d (ft28/fe)

$$A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2, A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III-5-4-3-Vérification d'ELS :

La fissuration est 'peu nuisible' donc la vérification n'est pas obligatoire

Appui

ELU:

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h = 100*15).
d=h-c.

h=15 cm; C=C'= 2cm; d=13 cm

$$\mu = \frac{10.73 \cdot 10^4}{100 \cdot 13^2 \cdot 142} = 0,044 < \mu_R = 0,379 \quad \longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,044)}}{0,8} = 0,056$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 13 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,056)$$

$$Z = 12,7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{10.73 \cdot 10^4}{12,7 \cdot 3480}$$

$$A_s = 2,42 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte 4HA10 (4HA10 = 3,14 cm}^2\text{)}$$

Calcul de l'espacement:

St ≤ min(3h, 33cm), On adopte un espacement de **25cm**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0,79 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte 3HA10 (4HA12 = 4,52 cm}^2\text{)}$$

St ≤ min(4h, 40cm), On adopte un espacement de **30cm**

Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 2,32 \text{ cm}^2$$

On a: Amin = 0,23 x b x d (ft28/fe)

$$A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2, A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification d'ELS :

La fissuration est 'peu nuisible' donc la vérification n'est pas obligatoire

III-5-4-4-Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad}$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\gamma_b = 1,5$

$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (3,33 ; 5\text{MPa})$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{20.14}{120 \times 180}$$

$$\tau_u = 0.0009\text{KN/cm}^2 = 0.009\text{MPa} < 3.3\text{MPa}$$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \frac{0.7f_{cj}}{\gamma_b} \longrightarrow \tau_u = 1.16\text{MPa}$$

$0,009\text{MPa} < 1,16\text{MPa}$ ' Donc aucune d'armature transversale'

Selon CBA 93 art A6.1.2.2:

La Longueur de scellement doit être $L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s}$

Le CBA 93 limite $L_s = 40\emptyset$ Donc :

$$L_s = 1,2 \times 40 = 48\text{cm.}$$

$$L_s = 0,8 \times 40 = 32\text{cm.}$$

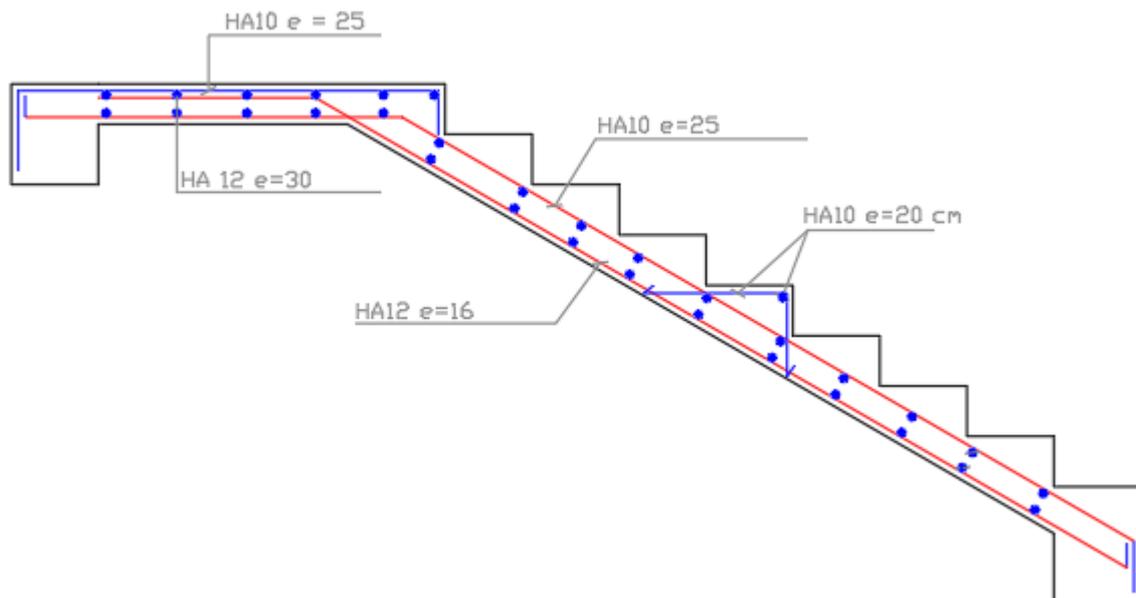


Figure III- 14: ferraillage de l'escalier RDC.

III-5-5-Poutre palière :

III-5-5-1-Pré-dimensionnement :

: $L = 2.6\text{m}$

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}$$

$$\frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10}$$

15 ≤ h ≤ 26 On prend h = 30cm.

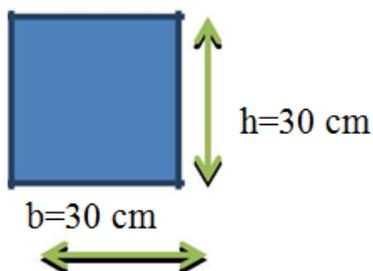
$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

$$0,3(30) \leq b \leq 0,4(30)$$

7.5 ≤ b ≤ 10 On prend b = 30cm.

2 Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ (h/b) = 1 \leq 4 \end{cases}$$



III-5-5-2-Évaluation des charges poutre de palier :

L'effort tranchant : $T_u=20.48 \text{ KN}$ $T_s =14.72 \text{ KN}$

Mur de façade $G=2.76 \times 1,53 =4.22 \text{ kN/ml}$

Poids propre de poutre : $G=0.3 \times 0.3 \times 25=2.25 \text{ KN /ml}$

III-5-5-3-Combinaisons des charges :

ELU :

$$q_u=T_u+1.35G=20.48+1.35 \times 6.47= 29.21 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_s=T_s + G=14.72+6.47 =21.19 \text{ KN/ml}$$

ELU :

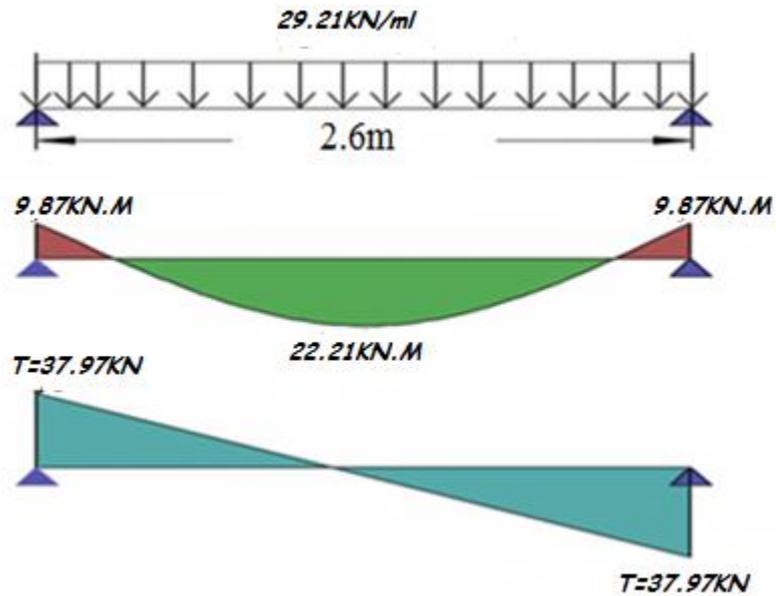
$$M_0= \frac{q \cdot l^2}{8} = 24.68 \text{ KN.M}$$

$$M_t= 0.9 M_0= 22.21 \text{ KN.M}$$

$$M_a=-0.4 M_0= -9.87 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T=qeq. \frac{l}{2}=37.97 \text{ KN}$$



ELS:

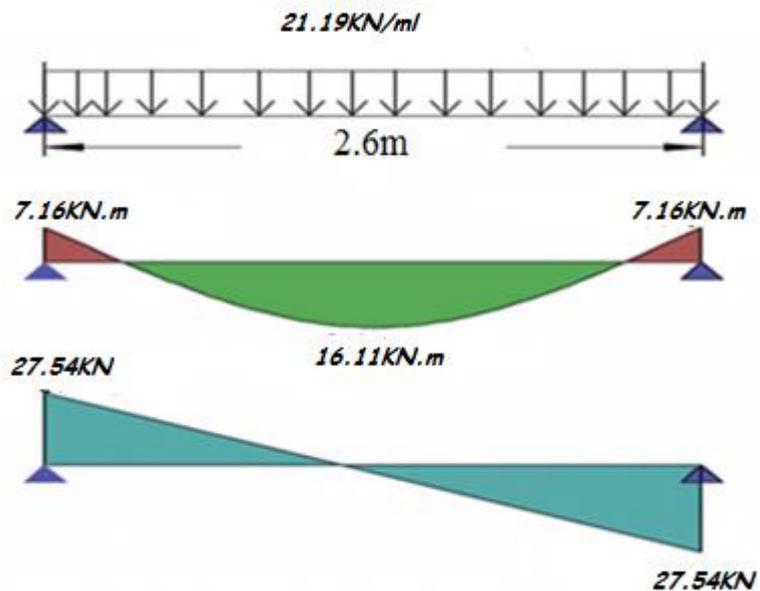
$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 17.90 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0.9 M_0 = 16.11 \text{ KN.M}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -7.16 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T = q \cdot l \cdot \frac{1}{2} = 27.54 \text{ KN}$$



III-5-5-4-Ferraillage :

Sur Travée :

ELU :

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 30 \times 30)$.
 $d = h - c$.

$h = 15 \text{ cm}$; $C = C' = 3 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{22.21 \cdot 10^4}{30 \cdot 27^2 \cdot 142} = 0,071 < \mu_R = 0,379 \quad \longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,071)}}{0,8} = 0,092$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 27 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,092)$$

$$Z = 26 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{22.21 \cdot 10^4}{26 \cdot 3480}$$

$$A_s = 2.45 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopt 4HA10 (4HA10 = 3.14 cm}^2\text{)}$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d$ (ft28/fe)

$A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée.

Sur appui :

à ELU:

Schéma du ferrailage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 30 \times 30)$.

$d = h - c$, $h = 30 \text{ cm}$, $C = C' = 3 \text{ cm}$ $d = 27 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{9.87 \cdot 10^4}{30 \cdot 27^2 \cdot 142} = 0,03 < \mu_R = 0,379 \quad \longrightarrow \quad A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,03)}}{0,8} = 0,038$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 27 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,038)$$

$$Z = 26.58 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{9.87 \cdot 10^4}{26.58 \cdot 3480}$$

$$A_s = 1.06 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopt 3HA10 (3HA10 = 2.35 cm}^2\text{)}$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d$ (ft28/fe)

$A_{min} = 1.32 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée.

III-5-5-5-Vérification de la section d'acier A L'ELS :

Le calcul se fait selon la règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable :

a) En travées :

$$M_s = 16.11 \text{ kn.m}$$

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

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2 + 15(A_s + A's) \cdot x - 15(A's \cdot c' + A_s \cdot d) = 0 \Rightarrow 30x^2/2 + 15 \cdot (3.14)x - 15(3.14 \cdot (27)) = 0$$

$$15x^2 + 47.1x - 1271.7 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \cdot a \cdot c$$

$$x = 7.50 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 + 15A's (x-c')^2$$

$$I = (30 \times (7.50)^3/3) + 15 \times 3.14 (27-7.50)^2$$

$$I = 22128.52 \text{ cm}^4$$

III-5-5-6-Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{16.11 \cdot 7.50 \cdot 10^{-2}}{22128.52 \cdot 10^{-8}} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 5460.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5460.14 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 16.11 \cdot (27-7.50)}{22128.52} = 21.29 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 212.9 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{non vérifier}$$

On adopt 3HA14 (3HA14 = 4.62 cm²)

$$X = 9.10 \text{ cm et } I = 29740.123 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 20.4 \cdot (27-9.1)}{29740.123} = 18.09 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 180.9 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

b) Sur appuis :

$$M_s = 7.16 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2 + 15(A_s + A's) - 15(A's \cdot c' + A_s \cdot d) = 0 \Rightarrow 30x^2/2 + 15 \cdot (2.35)x - 15(2.35 \cdot (27)) = 0$$

$$15x^2 + 35.25x - 951.75 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \cdot a \cdot c$$

$$x = 6.70 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 + 15A's(x-c')^2$$

$$I = (30 \times (6.70)^3/3) + 15 \times 2.35 (27-6.70)^2$$

$$I = 14762.52 \text{ cm}^4$$

III-5-5-7-Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{7.16 \cdot 6.70 \cdot 10^{-2}}{14762.52 \cdot 10^{-8}} \implies \sigma_{bc} = 3249.58 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3249.58 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 7.16 \cdot (27-6.70)}{14762.52} = 14.76 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 147.6 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

III-5-5-8-Vérification de l'effort tranchant :

$$T = V_u = 66.1 \text{ kn} \quad \tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{37.97}{(30 \times 27) \cdot 10^{-2}} = 468 \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = \min\{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} = (3330 \text{ KN/m}^2, 5000 \text{ KN/m}^2) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u' = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors $\tau_u < \tau_u'$ condition vérifiée

Détermination des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{0.85; 1.4; 3\}$$

$$\Phi_t = 0.85 \text{ Soit : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 33.3 \text{ cm}$$

- **Espacement exigé par le RPA : II**

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 , 12 \phi) = \min (30/4 ; 12 \times 1,4) = 7.5 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq 30 / 2 = 30 / 2 = 15 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 7.5 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h$

$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2 < 4.62 \text{ cm}^2$

- **Selon RPA99V2003 : calcul de la quantité d'armatures transversale mini :**

$A_t = 0.003 \times S \times b$

- **Zone nodale**

$A_t = 0.003 \times 7.5 \times 30 = 0.675 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$

- **Zone courante**

$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage total max de l'acier long :**

- **4% en zone courante :**

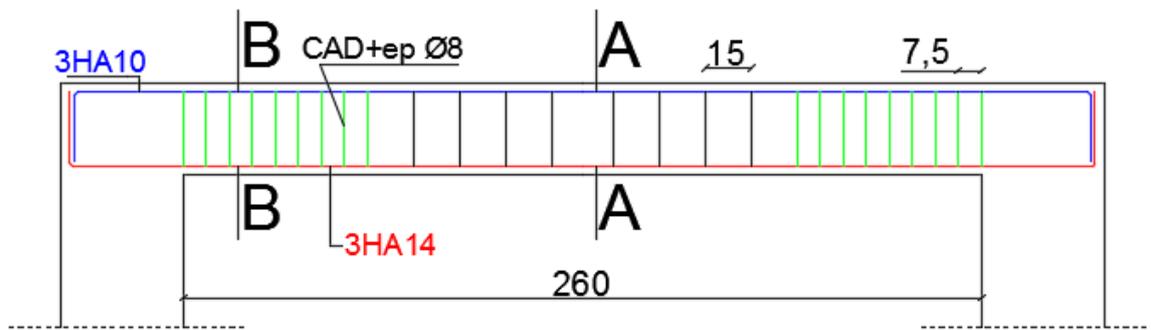
$A_{s1} = 4/100 \times 30 \times 30 = 36 \text{ CM}^2$

- **6% en zone de recouvrement :**

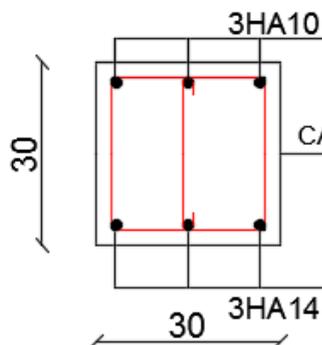
$A_{s2} = \text{MAX} = 6/100 \times 30 \times 30 = 54 \text{ CM}^2$

- **Longueur de recouvrement :**

$L = 40\phi = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}$



Travée B-B



Appui A-A

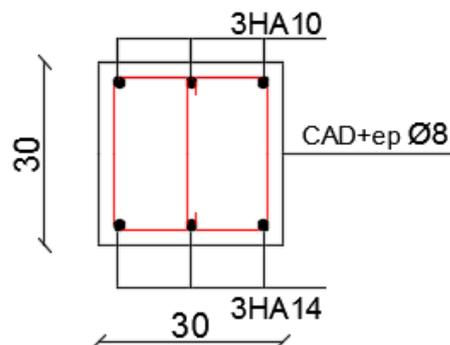


Figure III-15 : ferrailage de la poutre palière.

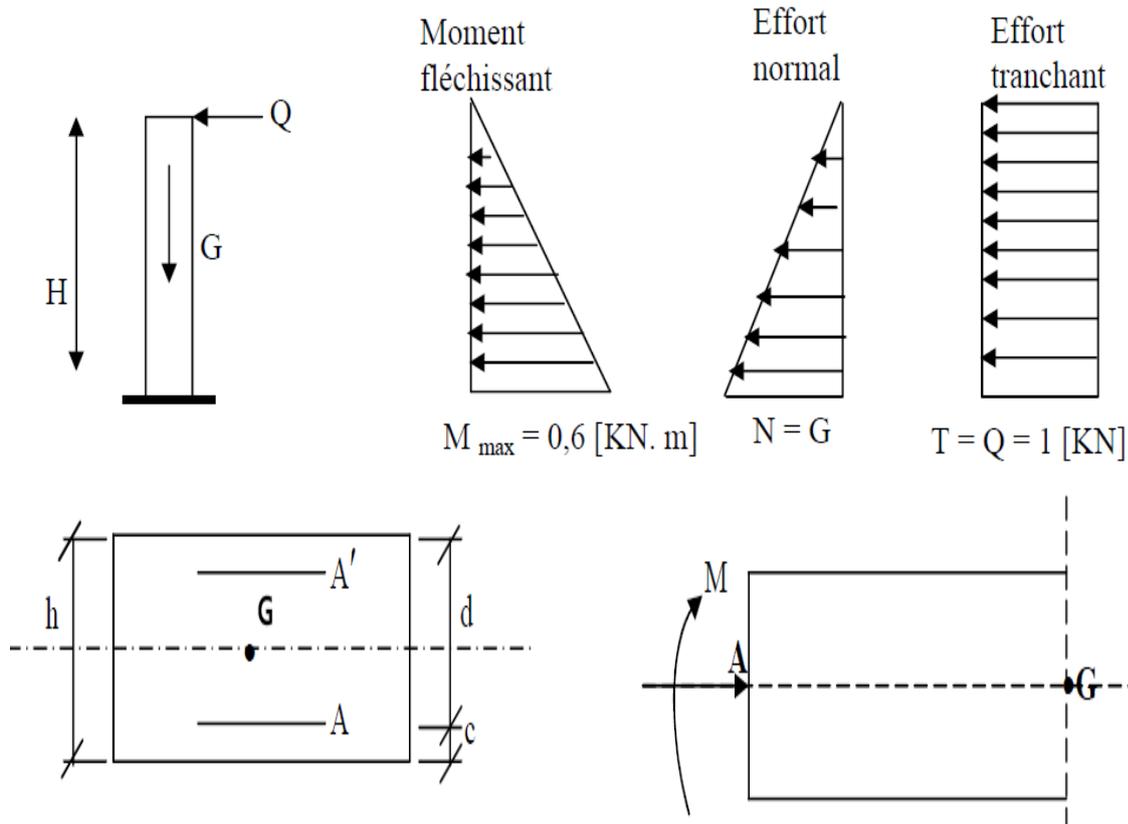
III-6-L'acrotère :

III-6-1-Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse.

Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts Q et G et sera déterminé en flexion composée avec compression. Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement

- Schéma statique:



$$G = 25 [(0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - (0,03 \times 0,15) / 2] = 1,819 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1,819 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,819 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0,60 \text{ KN m}$

III-6-2-Combinaison des charges :

A l'ELU:

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,819 = 2,455 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$$

A l'ELS:

$$N_s = 1,819 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,60 \text{ KNm}$$

III-6-3-Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre Linéaire; pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Calcul des armatures à l'ELU :

Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,455} = 36,65 \approx 37$$

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

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

III-6-4-Calcul en flexion simple et composé :

a) calcul en flexion simple :

➤ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,455 \times (0,37 + (0,1/2) - 0,02) = 0,982 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,982 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0108$$

AVEC : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 10^4}{1,1,5} = 142 \text{ kgf/cm}^2 = 14,2 \text{ MPA} > 0,392 \text{ La } \mu_u < \mu_l$ la section est simplement armée donc $A_s = 0$

$$\mu_u = 0,0108 \Rightarrow \beta = 0,995$$

➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,982 \times 10^5}{0,995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0,35 \text{ cm}^2$$

b) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,455 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2$$

III-6-5-Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b d x \frac{f_{t28} \times e_s - 0,455 d}{f_e \times e_s - 0,185 d} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0,330 \text{ cm}^2$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPA}$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles Calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 5 \text{ HA8/ml} = 2,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $s_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm/ml}$$

Soit : $4 \text{ HA8/ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ répartie sur 60 cm de hauteur.

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left(\frac{0,15 \cdot 25}{1,5}, 4 \text{ MPA} \right) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

d) Longueur de scellement droit selon CBA 93 :

$$l_s = 40 \phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

III-6-6-Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme Préjudiciable, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPA}$$

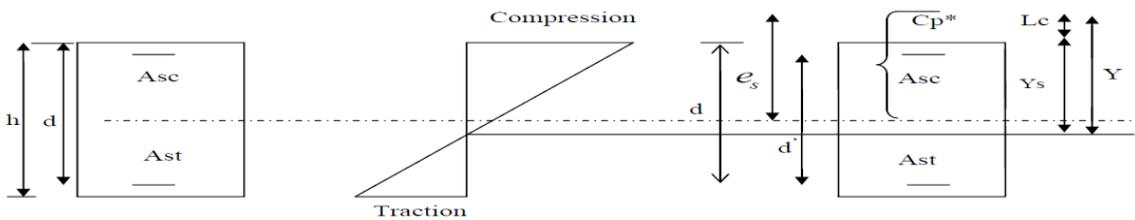
$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \} \right\} = 201,63 \text{ MPA}$$

$\Rightarrow n = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA) $\phi \geq 6 \text{ mm}$

On a, L_c : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 33 = -28 \text{ cm}$$

$$L_c = -28 \text{ cm}$$



$$y^3 + P_y + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$P = -3(L_c)^2 - 90 A_s X \frac{L_c - d'}{b} + 90 A_{st} X \frac{d - L_c}{b}$$

$$A_s = A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$P = -3(-28)^2 - 90(2,51) \frac{(-28-6)}{100} + 90(2,51) \frac{(8+28)}{100}$$

$$P = -2193,87$$

$$q = -2L_c^3 - 90 A_s \frac{(L_c - d')^2}{b} - 90 \frac{(d - L_c)^2}{b}$$

$$q = -2(-28)^3 - 90(2,51) \frac{(-28-6)}{100} - 90(2,51) \frac{(8+28)^2}{100} = 38364,93$$

$$q = 38364,93$$

$$\Rightarrow y^3 - 2193,87y + 38364,93 = 0$$

$$y_1 = 30,78. y_2 = -53,90. y_3 = 23,12.$$

Condition : $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$y_{ser} = y + L_c$$

$$y_{1SER} = 30,78 - 28 = 2,78 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$y_{2SER} = -53,90 - 28 = -81,90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{3SER} = 23,12 - 28 = -4,88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{SER} = y_{1SER} = 2,78 \text{ cm}$$

$$y_{1SER} = 30,78 - 28 = 2,78 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } y = y_{SER} - L_c = 28 + 2,78 = 30,78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + n [A_{st}(d - y_{ser})^2 + A_s(y_{ser} - d')^2] : n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

n : Coefficient d'équivalent

$$I = \frac{100 \times 2,78^3}{3} + 15 [2,51(8 - 2,78)^2 + 2,51(2,78 - 6)^2] = 2132,43 \text{ cm}^4$$

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y x N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0,3078 \times 1,819 \times 10^3}{2132,43 \times 10^{-8}} = 2,78 \times 10^{-8} \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0,73 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

b) Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA (déjà calculé)}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 0,3078 \times 10^3}{2132,43 \times 10^{-8}} (0,08 - 2,78 \times 10^{-2}) \times 10^{-6}$$

$$\sigma_s = 20,55 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III-6-7-Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II.a, groupe d'usage 2)

$$A = 0,15$$

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

Cp : Facteur de force horizontale (Cp = 0,8)

Wp : Poids de l'acrotère = 1,819 kN/ml

d'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,819 = 0,873 \text{ /ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

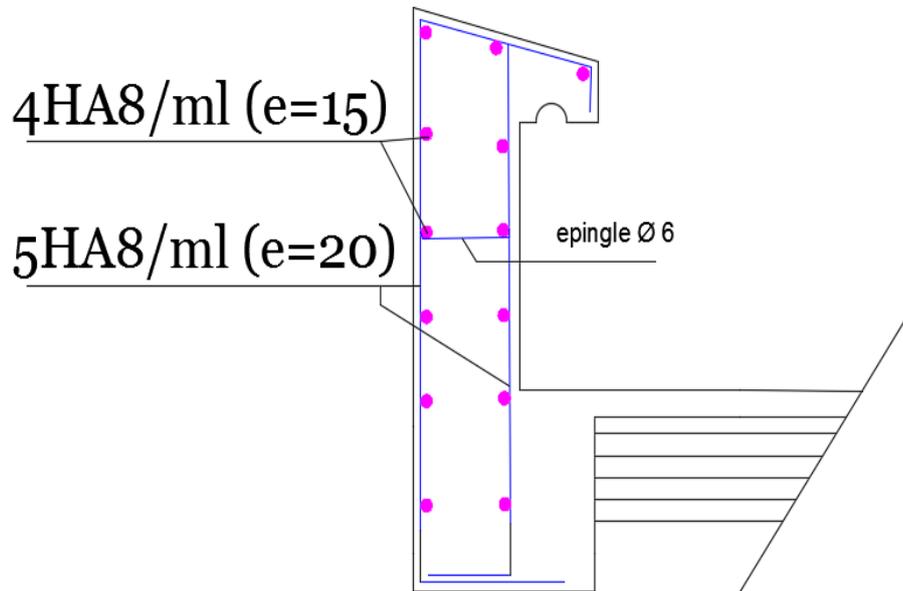


Figure III- 16: ferrailage de l'acrotère.

III-7-BALCON : (3coté)

Plancher dalle pleine

La dalle pleine sera calculée comme une dalle encastrée en trois cotés:

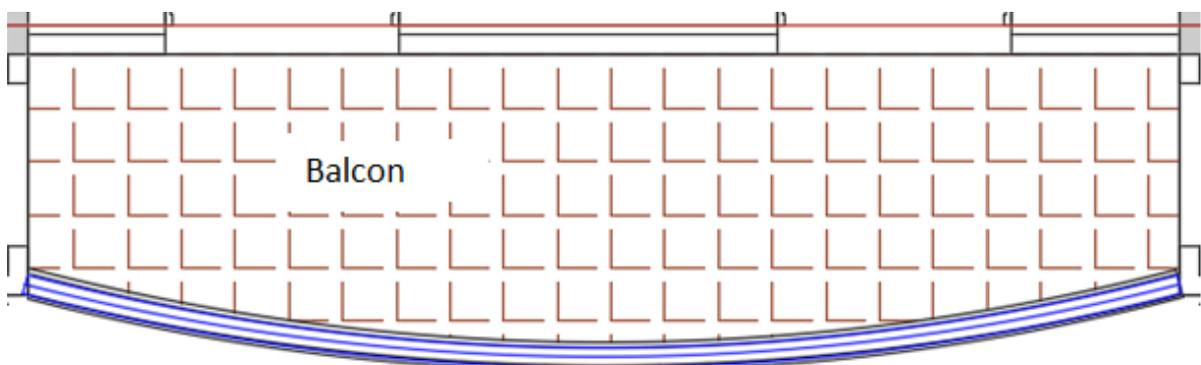


Figure III- 17:Balcon.

III-7-1-Évaluation des charges :

$$G= 6,73 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3,50 \text{ KN/m}^2$$

III-7-1-1-Combinaisons des charges :

ELU:

$$q_u=1.35 (6,73)+1.5(3,5)=14,34\text{KN/m}^2$$

ELS:

$$q_s=6,73+3,5 =10,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho=l_x/l_y=1,6/5.3=0,301$$

III-7-1-2- Calcul des moments et l'effort tranchant:

(Tableaux de BARES) :

ELU :

Moment sur travée :

$$\mu_x = 0.2083 \quad \mu_y = 0.0218$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.2083 \times 14,34 \times (1,6)^2 = 7.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0,0218 \times 14,34 \times (5.3)^2 = 8.16 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$\mu_x = 0,6812 \quad \mu_y = 0,0379$$

$$M_{ax} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0,6812 \times 14,34 \times (1.6)^2 = 23.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0,0379 \times 14,34 \times (5.3)^2 = 14.2 \text{ KN.m}$$

EFFORTS TRANCHANTS:

$$\mu = 0,22$$

$$T_{max} = \mu \times q_u \times l_x \times l_y = 0,22 \times 14,34 \times 1.6 \times 5.3 = 26.75 \text{ KN}$$

ELS:

$$\mu_x = 0.1133 \quad \mu_y = 0.0256$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.1133 \times 10,23 \times (1.6)^2 = 2.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0,0256 \times 10,23 \times (5.3)^2 = 7.35 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$\mu_x = 0,3833 \quad \mu_y = 0,0333$$

$$M_{ax} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0,3833 \times 10,23 \times (1.6)^2 = 10.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0,0333 \times 10,23 \times (5.3)^2 = 9.57 \text{ KN.m}$$

III-7-2-Ferraillage :

III-7-2-1-Ferraillage a ELU :

le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h = 100x15).

H=15 cm et d=12 cm

Sur travée

Armature Ax :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2f_{bc}} = \frac{7.64.10^4}{100.12^2.142} = 0,0373$$

$$\mu_R = 0,8. \alpha_R(1-0,4\alpha_R) = 0,8.0,668 .(1-0,4.0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = \alpha_s = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.0,0373}}{0,8} = 0,0475$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 11,43 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z.\sigma_s} = \frac{7.64.10^4}{11.43.3480} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min} = 0,23bxhd$ (f_{t28}/f_e)

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{\min}$ Condition non vérifiée.

On adopte 5 HA8/ml = 2,5 cm², Avec un espacement de 20 cm.

Armature Ay :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2f_{bc}} = \frac{8.16.10^4}{100.12^2.142} = 0,0399$$

$$\mu_R = 0,8. \alpha_R(1-0,4\alpha_R) = 0,8.0,668 .(1-0,4.0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = \alpha_s = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.0,0399}}{0,8} = 0,0688$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 11,66 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z.\sigma_s} = \frac{8.16.10^4}{11.66.3480} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min} = 0,23bxhd$ (f_{t28}/f_e)

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{\min}$ Condition vérifiée.

On adopte 5HA10/ml = 3.9 cm², Avec un espacement de 20 cm.

Sur appuis :

Armature Ax :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2f_{bc}} = \frac{23.26.10^4}{100.12^2.142} = 0,113$$

$$\mu_R = 0,8. \alpha_R(1-0,4\alpha_R) = 0,8.0,668.(1-0,4.0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = 0,391$ les armatures comprimé ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,15$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 11,28 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z.\sigma_s} = \frac{23.26.10^4}{11.28.3480} = 5.92 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min} = 0,23 \times b \times d$ (f_{t28}/f_e)

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$ Condition vérifiée.

On adopte 6HA12/ml = 6.79 cm², Avec un espacement de 16 cm.

Armature Ay :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2f_{bc}} = \frac{14.2.10^4}{100.12^2.142} = 0,0694$$

$$\mu_R = 0,8. \alpha_R(1-0,4\alpha_R) = 0,8.0,668.(1-0,4.0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = 0,391$ les armatures comprimé ne sont pas nécessaires

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0899$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 11,56 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z.\sigma_s} = \frac{14.02.10^4}{11.56.3480} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min} = 0,23 \times b \times d$ (f_{t28}/f_e)

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$ Condition vérifiée.

On adopte 5HA10/ml = 3.9 cm², Avec un espacement de 20 cm.

ELU					
Moment (KN.m)	As (cm ²)	Condition de non fragilité (cm ²)	choix	Section adopte r(cm ²)	Escapement (cm)
Mty = 8.16	2.01	1,45	5HA10/ml	3.9	20

May = -14.15	3.52	1,45	5HA10/ml	3.9	20
Mtx = 7.64	1.92	1,45	5HA8/ml	2,5	20
Max = 23.26	5.92	1,45	5HA12/ml	6.79	16

Tableau III- 2: ferrailage de balcon

III-7-3-Vermifications a ELS :

A l'ELS, la fissuration est préjudiciable : donc la vérification de contrainte de béton et l'acier est obligatoire.

III-7-3-1-Vérification de la contrainte :

Détermination de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A+A')x - 15(A' \cdot C' + A \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15As(d - x) = 0$$

$$As = 3.9 \text{ cm}^2$$

$$50x^2 + 58.8x - 702 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4(a)(c)$$

$$X = 3.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100 \cdot 3.25^3}{3} + 15 \cdot 6.79 \cdot (12 - 3.25)^2 =$$

$$I = 8890.15 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 10.03 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1003 \cdot 3.25}{8890.15} = 0,366 \text{ KN/cm}^2 = 3.66 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Donc ok vérifier.}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ MPa. Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \cdot 1003 \cdot (12 - 3.25)}{8890.15} = 14.80 \text{ KN/cm}^2 = 148 \text{ MPA} < 202 \text{ MPA vérifier.}$$

III-7-4-Vérifications de cisaillement :

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

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \cdot \gamma_{b=1,5}$$

$$\bar{\tau}_u \leq = \text{Min} \left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u \leq = \text{Min} (2,5 ; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{26.75}{100 \times 12} = 0,022 \text{KN} / \text{cm}^2 = 0,22 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa} \quad \text{Vérfiée.}$$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{cj}}{\gamma_b} \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1.5} = 1,16 \text{MPa.}$$

0,22 MPa < 1,16 MPa ' Donc aucune d'armature transversale'

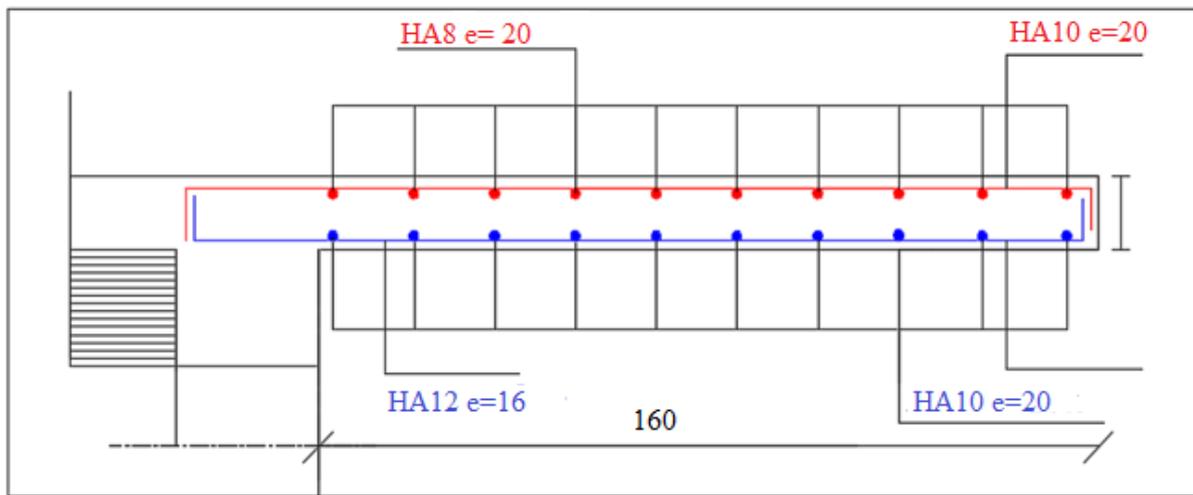


Figure III- 18:ferrailage de balcon.

III-8-BALCON : (2coté)

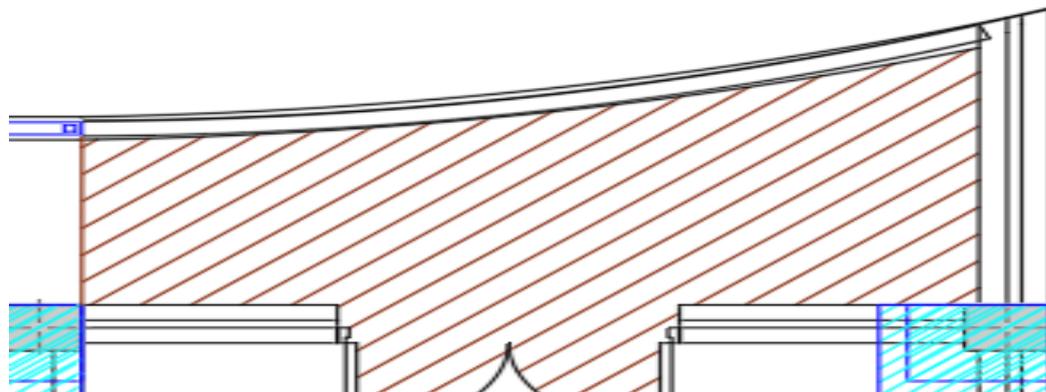


Figure III- 19:Balcon

Plencher Dalle plane

La dalle pleine sera calculée comme une dalle encastrée en 2 cotés:

$$L_x = 1.6 \text{cm}$$

$$L_y = 3.4 \text{cm}$$

$$Q_u = 14.34 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q_s = 10.23 \text{ KN/ m}^2$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.47 > 0.5$$

ELU :

Travée

$$U_x = 0.0040$$

$$U_x = U_x + L_x^2 + q_u$$

$$U_x = 0.0040 * 1.6^2 * 14.34$$

$$U_x = 0.148 \text{ KN/ m}$$

$$U_y = 0.0113$$

$$U_y = U_y + L_y^2 + q_u$$

$$U_y = 0.0113 * 3.4^2 * 14.34$$

$$U_y = 1.88 \text{ KN/m}$$

Appui

$$U_x = 0.421$$

$$U_x = U_x + L_x^2 + q_u$$

$$U_x = 0.421 * 1.6^2 * 14.34$$

$$U_x = 15.55 \text{ KN/ m}$$

$$U_y = 0.082$$

$$U_y = U_y + L_y^2 + q_u$$

$$U_y = 0.082 * 3.4^2 * 14.34$$

$$U_y = 13.59 \text{ KN/m}$$

ELS:

Travée

$$U_x = 0.0072$$

$$U_x = U_x + L_x^2 + q_u$$

$$U_x = 0.0072 * 1.6^2 * 10.23$$

$$U_x = 0.18 \text{ KN/ m}$$

$$U_y = 0.0145$$

$$U_y = U_y + L_y^2 + q_u$$

$$U_y = 0.0145 * 3.4^2 * 10.23$$

$$U_y = 1.71 \text{ KN/m}$$

Appui

$$U_x = 0.4296$$

$$U_x = U_x + L_x^2 + q_u$$

$$U_x = 0.4296 * 1.6^2 * 10.23$$

$$U_x = 11.23 \text{ KN/ m}$$

$$U_y = 0.1051$$

$$U_y = U_y + L_y^2 + q_u$$

$$U_y = 0.1051 * 3.4^2 * 10.23$$

$$U_y = 12.42 \text{ KN/m}$$

Ferrailage

$$M_{tx} = 0.148 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b d f_{bc}} = 0,0007 < \mu_R = 0,391$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1.2 * U)}}{0,8} = 0,0009$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha)$$

$$Z = 11.99 \text{ cm}$$

$$A^{ap}_s = \frac{M_{ap}}{Z * \delta_s} = 0.035 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 . b . d \text{ (ft28/fe)}$$

$$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{min}$$

On adopt 5HA8

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

$$M_{tx} = 1.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b d f_{bc}} = 0,009 < \mu_R = 0,391$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1.2 * U)}}{0,8} = 0,011$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 11.94 \text{ cm}$$

$$A_s^{ap} = \frac{M_{ap}}{Z * \delta_s} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$A < A_{min}$ On adopte 5HA8 $e = 20 \text{ cm}$

Effort tranchant

$$U_x = 0.32$$

$$T_{max} = U_{qu} \cdot l_x \cdot l_y$$

$$T_{max} = 0.32 \cdot 14,34 \cdot 1,63,4$$

$$T_{max} = 24.96$$

Appui X :

$$M_{ax} = 15.55 \text{ KN.m}$$

$$U = 0.076$$

$$\alpha = 0.98$$

$$Z = 11.52 \text{ cm}$$

$$A_s = 3,87 \text{ cm}^2$$

$A > A_{min}$ On adopte (5HA10) $e = 20 \text{ cm}$

Appui Y :

$$M_{ay} = 13.59 \text{ KN.m}$$

$$U = 0.066$$

$$\alpha = 0.086$$

$$Z = 11.58 \text{ cm}$$

$$A_s = 3,37 \text{ cm}^2$$

$A > A_{min}$ On adopte (5HA10) $e = 20 \text{ cm}$

ELU					
Moment (KN.m)	As (cm ²)	Condition de non fragilité (cm ²)	choix	Section adopte r(cm ²)	Escapement (cm)
M _{ty} = 1.88	2.59	1,45	5HA8/ml	2,5	20
M _{ay} = 13.59	3.51	1,45	5HA10/ml	3.9	20
M _{tx} = 0.148	0.85	1,45	5HA8/ml	2,5	20
Max = 15.55	2.2	1,45	5HA10/ml	3.9	20

Tableau III- 3: ferrailage de balcon

III-8-1-Vérification a ELS :

A l'ELS, la fissuration est préjudiciable : donc la vérification de contrainte de béton et l'acier est obligatoire.

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A+A')x - 15(A' \cdot C' + A \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15As(d - x) = 0$$

$$As = 3.9 \text{ cm}^2$$

$$50x^2 + 58.8x - 702 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4(a)(c)$$

$$X = 4.96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100 \cdot 4.96^3}{3} + 15 \cdot 3.9 \cdot (12 - 4.96)^2 =$$

$$I = 3719.40 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 11.23 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.23 \cdot 4.96}{3719.40} = 0.014 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Donc ok vérifier.}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ MPA. Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \cdot 11.23 \cdot (12 - 4.96)}{3719.40} = 0.318 \text{ KN/cm}^2 = 3.18 \text{ MPA} < 202 \text{ MPA vérifier.}$$

III-8-2-Vérifications de cisaillement :

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \cdot \gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (2.5; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{24.96}{100 \times 12} = 0.0208 \text{ KN/cm}^2 = 0.20 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA} \quad \text{Vérifiée.}$$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b} \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$0.22 \text{ MPA} < 1.16 \text{ MPA} \quad \text{' Donc aucune d'armature transversale'}$$

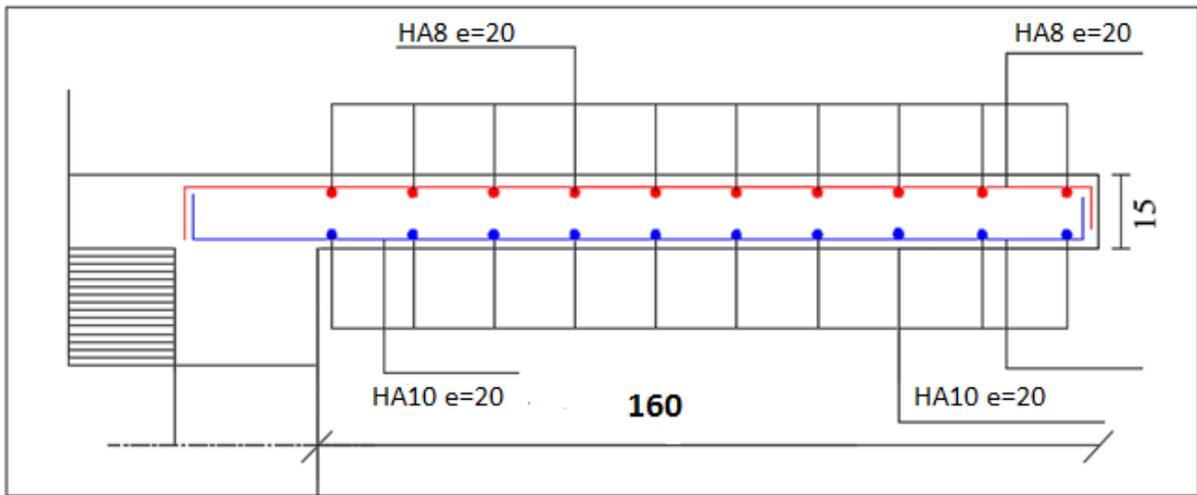
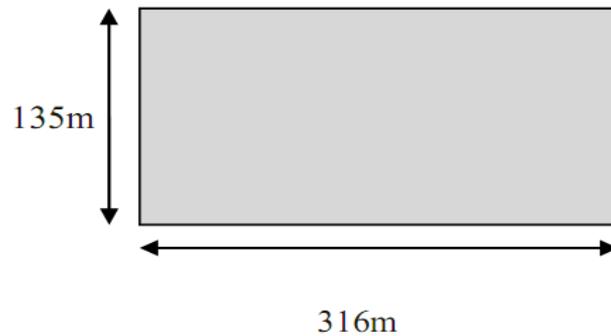


Figure III- 20:ferrailage de balcon.

III-9-Plencher Dalle pleine

III-9-1- Terrasse



$$L_x = 1.35\text{m}$$

$$L_y = 310\text{ m}$$

$$G=6.79\text{ KN/ m}^3$$

$$Q =1\text{ KN/ m}^3$$

$$Q_u =1.35G +1.5Q = 10.66\text{ KN/ m}^3$$

$$Q_s =G+Q\ 7.79\text{ KN/ m}^3$$

$$\frac{L_x}{L_y} =0.43 > 0.4 \quad \rightarrow \text{dalle dans 2 sens}$$

$$G=6.79\text{ KN/ m}^3$$

$$Q =1\text{ KN/ m}^3$$

$$Q_u =1.35G +1.5Q = 10.66\text{ KN/ m}^3$$

$$Q_s =G+Q\ 7.79\text{ KN/ m}^3$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.43 > 0.4 \quad \rightarrow \text{dalle dans 2 sens}$$

Le sens X

$$U_x = 0.1047$$

$$U_x = U_x + L_x^2 + q_u$$

$$U_x = 0.1047 * 1.35^2 * 10.60 = 2.03 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée} \quad M_{+x} = 0.75M = 1.52 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Appui} \quad M_{-x} = 0.5 M_x = 1.01 \text{ KN/m}^3$$

Le Sens Y :

$$U_y = 0.25$$

$$U_y = U_y M_x$$

$$U_y = 0.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée} \quad M_{+y} = 0.75M_y = 0.38 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Appui} \quad M_{-y} = 0.5 M_x = 0.25 \text{ KN/m}^3$$

III-9-2-Ferraillage

Travée X

$$U = x = \frac{1.52 * 10^5}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.52 * 10^5}{100(12)^2 * 142} = 0.0074 < U_R = 0.391$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1.24}}{0.8} = 0.0092$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 11.95 \text{ cm}$$

$$A_s = x = \frac{M_{+x}}{Z * 3480} = 0.36 \text{ cm}^2$$

LNF

$$A_{\min} = 0.32 b.d \left(\frac{\delta_{ft} 28}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

- Donc on adopte 5HA8 = 2.5 cm² e = 20.

M	A _{min}	A	On adopte	2ps
1.52	1.45	0.3	5HA8	20
0.38	1.45	0.1	5HA8	20
1.01	1.45	0.24	5HA8	20
0.25	1.45	0.06	5HA8	20

Tableau III- 4: ferraillage de dalle pleine(terrasse).

III-9-3-Etage corant

$$G = 6.79 \text{ KN/m}^3$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^3$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.41 \text{ KN/m}^3$$

$$Q_s = G + Q = 8.29 \text{ KN/m}^3$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.43 > 0.4 \quad \rightarrow \text{2 sens tableau 4.}$$

Le Sens X :

$$U_x = 0.1047$$

$$U_x = q_o L_x^2 U_x$$

$$U_x = 11.41 * 1.35^2 * 0.1047$$

$$U_x = 2.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée } _ M_{+x} = 0.75M = 1.62 \text{ KN/ m}^3$$

$$\text{Appui } _ M_{\text{ax}} = 0.5 M_x = 1.08 \text{ KN/ m}^3$$

Le Sens Y :

$$U_y = 0.25$$

$$U_y = U_y M_x$$

$$U_y = 2.17 * 0.25$$

$$U_y = 0.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée } \rightarrow M_{+y} = 0.75M_y = 0.40 \text{ KN/ m}^3$$

$$\text{Appui } \rightarrow M_{\text{ay}} = 0.5 M_x = 0.27 \text{ KN/ m}^3$$

	M(KN.m)	A(cm)	A min cm ²	On adopted 2y	
Travée x	1.62	0.38	1.45	5HA18	20
Travée y	0.4	0.95	1.45	5HA18	20
Appui x	1.08	0.26	1.45	5HA18	20
Appui y	0.27	0.065	1.45	5HA18	20

Tableau III- 5: ferrailage de dalle pleine (etage corant).

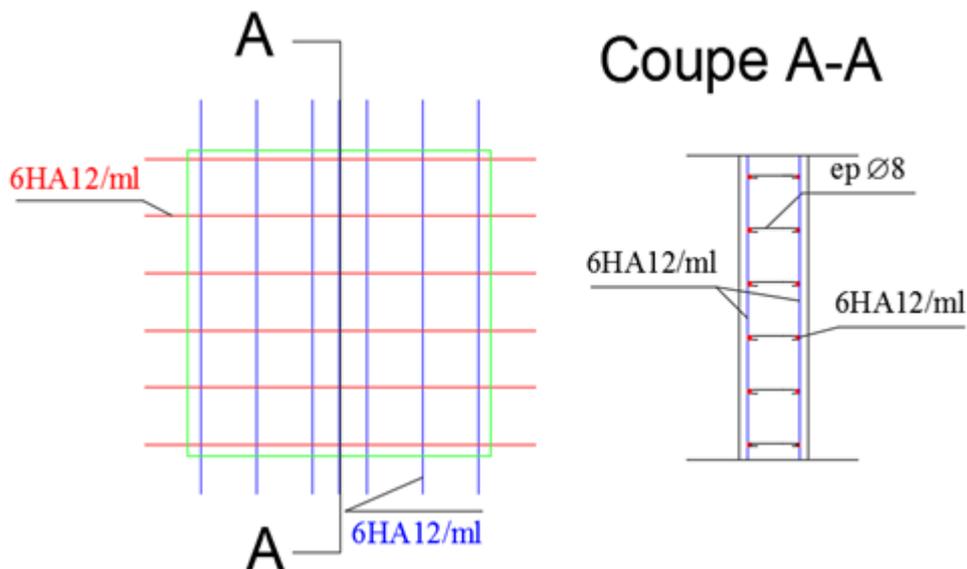


Figure III -21 : schéma de ferrailage dalle pleine.

III-10-Dale de machine :

III -10-1-Définition de l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Définitions techniques :

Cabine : comprenant un système de porte intérieure, un tableau de commande, un éclairage et un dispositif de ventilation, un système de freinage de sécurité ; les systèmes de la cabine sont alimentés et reliés au système de commande par un câble souple pendentif.

Contre poids : charge mobile permettant de contrebalancer la cabine.

Charge nominale : charge pour laquelle l'appareil a été construit. Elle s'exprime en kilogrammes et en nombre de personnes.

Une machinerie : permettant le mouvement de la cabine ; moteur actionnant des câbles ou créant une pression hydraulique pour le mouvement du piston.

Caractéristiques de l'ascenseur :

Capacité : 8 personnes

vitesse : 0.65 ou 1 m/s

Charge nominale : 630 kg

Calcul des charges sollicitant

Évaluation, charge permanente de l'ascenseur (qui arrêter dans l'étage 9) :

Dalle en béton armé : $0.20 \times 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$

Mortier de pose : $0.03 \times 2000 = 60 \text{ kg/m}^2$

Revêtement dallage : $0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$

$G = 604 \text{ kg/m}^2$

Charge d'exploitation: $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Poids de la machine : $C' = 500 \text{ kg}$

Charge nominale : $P = 630 \text{ kg}$

Poids de la cabine : $C = 600 \text{ kg}$

Le poids du contre poids : $C_p = C + P/2 = 600 + 630/2 = 915 \text{ kg}$

Détermination de la force d'inertie :

D'après le principe de la dynamique on a :

$$\Sigma F = m \cdot \gamma$$

$$T_1 + F_1 = C + P \Rightarrow T_1 = C + P - F_1 \quad T_2 = C_p + F_2 \Rightarrow T_2 = C_p + F_2$$

Pour résoudre le problème on pose $T_1 = T_2$

$$C + P - F_1 = C_p + F_2$$

ELU :

$$F1=(MC+MP)\gamma$$

$$F2=MCp\gamma$$

$$MC+MP=1.35*600+1.5*630=1755\text{kg}$$

$$MCp=915*1.35=1235.25\text{kg}$$

$$T1=T2 \rightarrow (600*1.35)+(630*1.5)-1755\gamma=(915*1.35)+915\gamma$$

$$315=\gamma 2990.25$$

$$\text{Donc : } \gamma=315/2990.25=0.105$$

$$F1=184.275 \text{ kg}$$

$$F2=129.701 \text{ kg}$$

$$\mathbf{T1=1045.725 \text{ kg}}$$

$$\mathbf{T2=1044.701 \text{ kg}}$$

La force d'inertie est donnée par :

$$Fi=T1+T2$$

$$Fi=2090.426 \text{ kg}$$

ELS :

$$F1=(MC+MP)\gamma$$

$$F2=MCp\gamma$$

$$MC+MP=600+630=1230\text{kg}$$

$$MCp=915\text{kg}$$

$$T1=T2 \rightarrow 600+630-1230\gamma=915+915\gamma$$

$$315=\gamma 2145$$

$$\text{Donc : } \gamma=315/2145=0.146$$

$$F1=179.58 \text{ Kg}$$

$$F2=133.59 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{T1=1050.42 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{T2=1048.59 \text{ Kg}}$$

La force d'inertie est donnée par :

$$Fi=T1+T2$$

$$Fi=2099.01\text{Kg}$$

Calcul de la charge répartie sur la dalle reposant sur 4 cotés :

$$\mathbf{l_x= 1,5m ; l_y= 1,5 m}$$

ELU :

$$qu=1.35c/l_x*l_y+1.35G+Fi/l_xl_y+1.5Q$$

$$qu = 1,35 \times \frac{500}{1,40 \times 1,95} + 1,35 \times 604 + \frac{2090,426}{1,40 \times 1,95} + 1,5 \times 250 = 2203,446 \text{ KG/m}^2 = 22,03 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$qs = c/lx \cdot ly + G + Fi/lx \cdot ly + Q$$

$$qs = \frac{500}{1,40 \times 1,95} + 604 + \frac{2099,01}{1,40 \times 1,95} + 250 = 1806,01 \text{ KG/m}^2 = 18,06 \text{ KN/m}^2$$

III -10-2-Calcul des moments :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{Lx}{Ly} = 0,70 > 0,40 \text{ 'deux sens' 'la dalle repose sur quatre coté .}$$

ELU :

$$\left[\begin{array}{l} \mu_x = 0,068 \\ \mu_y = 0,436 \end{array} \right. \quad \left[\begin{array}{l} v = 0 \\ \rho = 0,70 \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x \cdot qu \cdot lx^2 = 0,068 \times (22,03) \times 1,4^2 = 2,93 \text{ kn.m} \\ M_{tx} = 0,75 \cdot M_{ox} = 0,75 \times 2,93 = 2,2 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -0,5 \cdot M_{ox} = -0,5 \times 2,93 = -1,47 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,436 \times 2,93 = 1,27 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0,75 \cdot M_{oy} = 0,75 \times 1,27 = 0,96 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,5 \cdot M_{oy} = -0,5 \times 0,96 = -0,64 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

ELS:

$$\left[\begin{array}{l} \mu_x = 0,0425 \\ \mu_y = 0,975 \end{array} \right. \quad \left[\begin{array}{l} v = 0,20 \\ \rho = 0,70 \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x \cdot qu \cdot lx^2 = 0,0425 \times (18,06) \times 1,4^2 = 1,5 \text{ kn.m} \\ M_{tx} = 0,75 \cdot M_{ox} = 0,75 \times 1,5 = 1,13 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -0,5 \cdot M_{ox} = -0,5 \times 1,5 = -0,75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,975 \times 1,5 = 1,46 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0,75 \cdot M_{oy} = 0,75 \times 1,46 = 1,1 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,5 \cdot M_{oy} = -0,5 \times 1,46 = -0,732 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Effort tranchant :

$$T_x = \frac{qu \cdot l}{2 + \rho} = \frac{22,03 \cdot 1,5}{2 + 0,7} = 11,42 \text{ kn}$$

$$T_y = \frac{qu \cdot l}{2 + \rho} = \frac{22,03 \cdot 1,5}{2 + 0,7} = 11,42 \text{ kn}$$

ELU:

Le ferrailage :

$$C=C'=3\text{cm}$$

ELU					
Moment(kn.m)	As (c m 2)	Condition de non fragilité (cm ²)	choix	Section adopté(cm ²)	Escapement (cm) (min 3h,33cm)
Mtx = 2.2	0,41	2,05	5HA10/ml	3,93	20
Max = -1.47	0,27	2,05	5HA10/ml	3,93	20
Mty = 0.96	0,18	2,05	5HA10/ml	3,93	20
May = -0.64	0,12	2,05	5HA10/ml	3,93	20

TBLEAU III-6 : ferrailage dalle machine a ELU

ELS :

Sur 'ELS' le fissuration peu préjudiciable : donc la vérification n'est pas obligatoire.

Vérification au cisaillement:

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

$$f_{c28} = 25\text{MPa}. \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (3,33 ; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{12.09}{100 \times 17} = 0,0067 \text{KN} / \text{cm}^2 \rightarrow 0,06\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \text{ vérifiée.}$$

Selon C.B.A 93 :

$$** \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{cj}}{\gamma_b} \longrightarrow \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1 \text{ MPA.}$$

0,06 MPA < 1 MPA ' Donc il n'est a pas d'armature transversale'

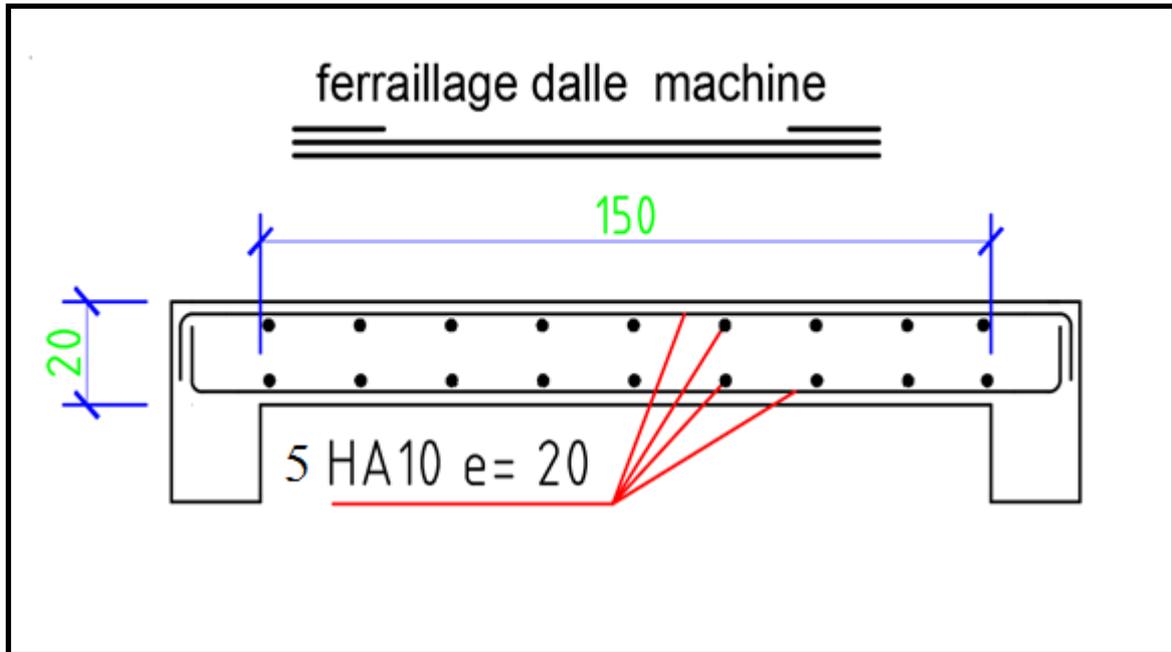


Figure III -22 : schéma de ferrailage dalle machine.

Chapitre IV

Chapitre IV

ETUDE SISMIQUE

IV-Etude sismique de la structure:

IV-1-Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux Et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la Structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. à ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.

IV-2-Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- A- la méthode statique équivalente.
- B- la méthode d'analyse modale spectrale.
- C- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-3-La méthode statique équivalente :

Définition : Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Modélisation :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV-4-La méthode d'analyse modale spectrale :

Définition : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Modélisation : modèle tridimensionnel, encastré à la base.

IV-5-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. :

Définition : La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV-6-Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de ANNABA donc en zone IIA. Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site (S2).

IV-7-Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en à les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone II** : Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

IV-8-Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

Donc nous avons utilisé la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale), en utilisant le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017.

. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7 / 2 + \xi} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

IV-9-Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V appliqué à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

A : coefficient d'accélération de zone : donnée par le tableau 4-1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Classification sismique de la wilaya ANNABA zone IIa (moyenne sismique)

Groupe 2 : ouvrages courant où d'importance moyenne

{ Groupe d'usage 2 }

Zone sismique Iia



$A_x=A_y=0,15$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 s \end{array} \right.$$

T1 et T2 :

Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

« S2 » $\rightarrow T_2= 0.40s$; $T_1=0.15s$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.882. \quad (\text{Dans les deux sens})$$

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau constituait, du type de structure de l'importance des remplissage.

$\xi= 7 \%$ - donne par le tableau 4.2

Période fondamentale (T) :

. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu' dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6' , $C_T = 0,05$.

Dans les cas n° 4 on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

$$a) T = C_t h_n^{3/4}$$

$$b) T(x, y) = \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D}}$$

$$T = 0.050 \times 36.2^{3/4} = 0.73 \text{ s}$$

***le sens X :**

$$T_x = \frac{0,09 \times 36.2}{\sqrt{23.99}} = 0.66 \text{ sec.}$$

***le sens Y :**

$$T_y = \frac{0,09 \times 36.2}{\sqrt{15.85}} = 0.81 \text{ sec.}$$

En prend : $T_x'_{\min} = 0.66 \text{ sec.}$

$T_y'_{\min} = 0.81 \text{ sec}$

Donc D égale :

$$D_x = 2,5 (0,882) (0,4/0,66)^{2/3}$$

$$D_x = 1.58$$

$$D_y = 2,5 (0,882) (0,4/0,81)^{2/3}$$

$$D_y = 1.37$$

► Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de Contreventement mixte tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003. $R_x = R_y = 5$.

Critère	P_q	Facteur de qualité selon l'axe (y) :
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0.00	
2. Redondance en plan	0.00	
3. Régulier en plan	0.00	
4. Régularité en élévation	0.00	
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0.1	
$Q_x = 1 + \sum_1^5 p_q$	1.15	

Tableau IV- 7: Facteur de qualité selon l'axe x

Critère	P_q
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.00
4. Régularité en élévation	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
$Q_y = 1 + \sum_1^5 p_q$	1.25

Tableau IV- 8:Facteur de qualité selon l'axe (y)

IV-10-Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV-11-Modélisation :

*Les poteaux et les poutres : élément barre type ' poteau BA et poutre BA.

*Voile / Les plancher élément (panneau) *

Condition d'appui : encastrement a la base

*Type de maillage : 0,50 m

Buts de l'analyse dynamique est :

*Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

*Déterminer les modes et les périodes propres.

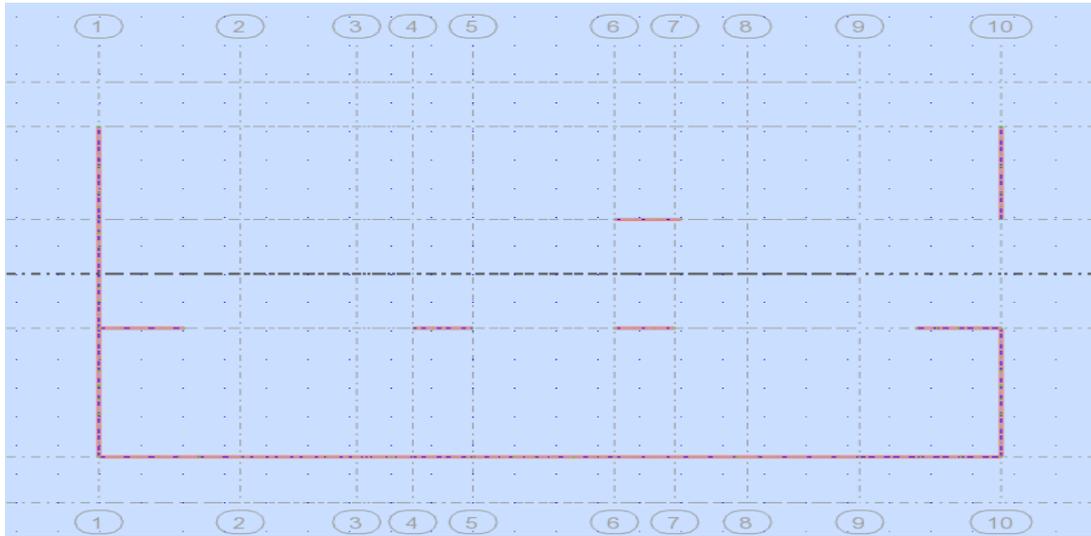


Figure IV- 3: disposition des voiles variante 1
T = 0.97 sec

- Voiles épaisseur 25 cm

Poteaux (60 × 60) / Poteaux (55 × 55) / Poteaux (50 × 50) / Poteaux (45 × 45)

$$T = 0.050 \times 36.24^{\frac{3}{4}} \times 1.3 = 0.95 \text{ s} < 0.97 \text{ s}$$

La période n'est pas vérifiée.

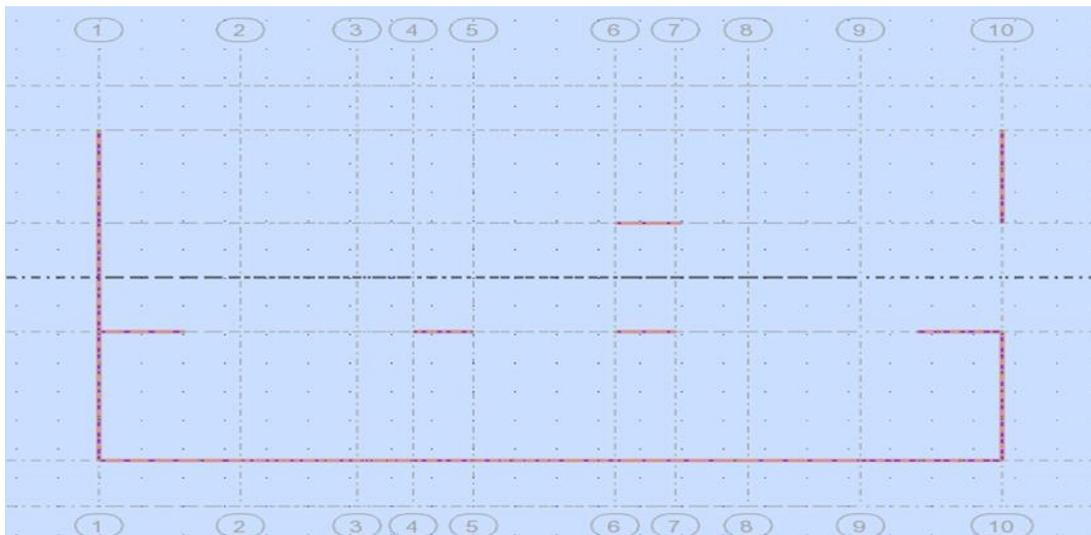


Figure IV- 4 : Disposition des voiles variante 2

- Voiles épaisseur 25 cm => 30 cm

- Les poteaux

Poteaux (60 × 60) => Poteaux (65 × 65) / Poteaux (55 × 55) => Poteaux (60 × 60)

Poteaux (50 × 50) => Poteaux (55 × 55) / Poteaux (45 × 45) => Poteaux (50 × 50)

Cas/mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]
1	1,1	0,91	64,29	0,06	64,29

2	1,3	0,77	64,47	61,35	0,18
3	1,71	0,58	66,78	62,03	2,31
4	3,69	0,27	78,61	62,03	11,82
5	5,31	0,19	78,63	81,02	0,02
6	6,83	0,15	82,74	81,15	4,11
7	7,63	0,13	84,25	81,18	1,51
8	9,53	0,1	84,25	87,72	0
9	11,18	0,09	87,83	87,73	3,58
10	11,82	0,08	87,84	90,1	0,02
11	13,57	0,07	87,85	91,44	0
12	14,74	0,07	88,41	91,5	0,57
13	15,45	0,06	89,00	92,20	0,59
14	15,55	0,06	90,18	92,60	1,17

Tableau IV -3 : Disposition des voiles variante 2

Ilya 14 modes pour atteindre 90% de participation des masse modales qui exigée par le RPA 99 version 2003

- Selon le **RPA 99 / version 2003**: la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T = 0,95 > 0,91 \text{ sec} \dots C_v$$

Donc on adopte la variante 2' comme une meilleure disposition ‘



Figure IV-3 : Vue de la structure en 3D

IV-12-Poids total de la structure :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003.

W : poids total de la structure.

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée D'après le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

Pour notre type de Tour (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

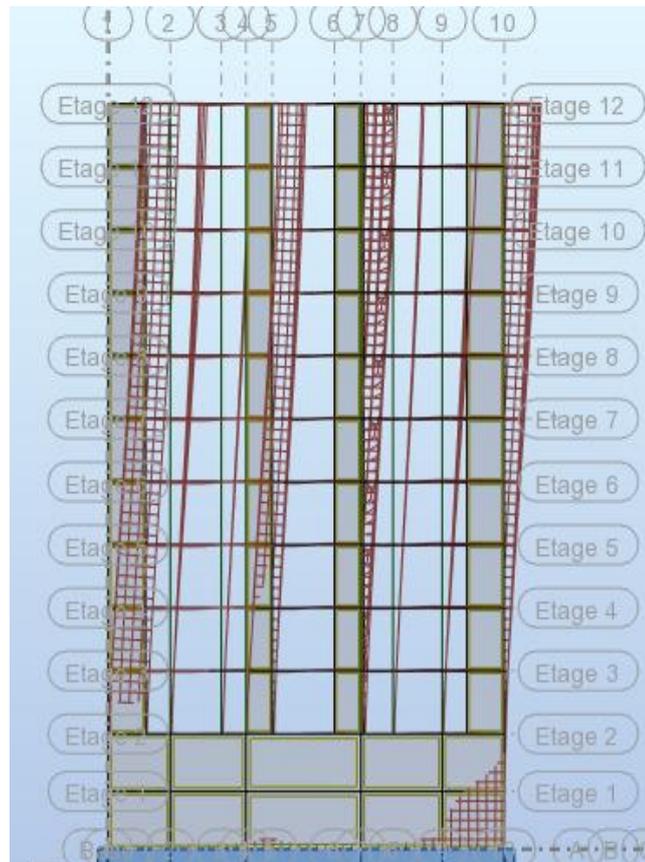
Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2017.

$$W_G = 51477.66 \text{ KN. } W_Q = 6189.67 \text{ KN, } \beta = 0,2$$

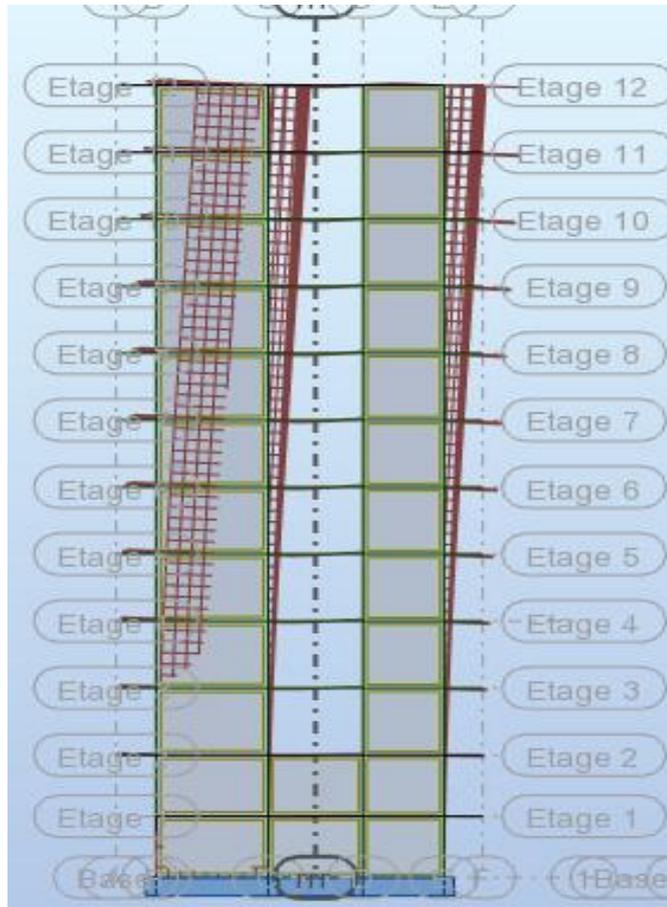
$$W = 51447.66 \text{ KN} + (0,2 \times 6189.67) = 52715.6 \text{ kn}$$

Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure:

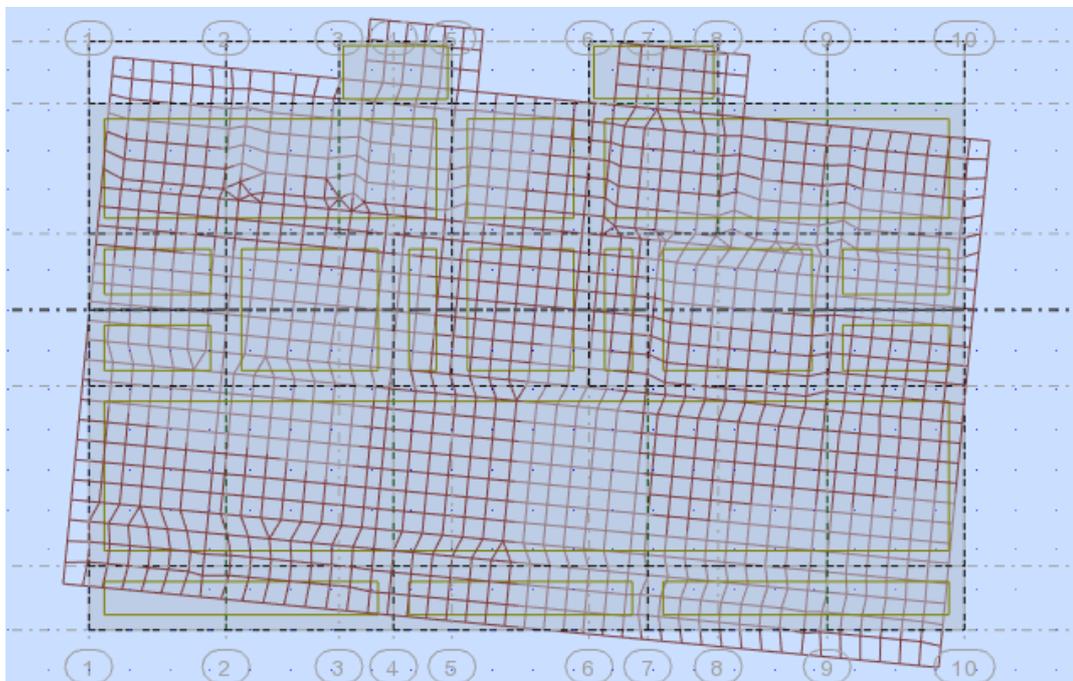
LE MODE 1 : TRANSLATION selon x :



LE MODE 2 : TRANSLATION selon y :



LE MODE 3 : rotation selon z :



IV-13-Calcul de la force sismique statique :

$$v = \frac{A.D.Q.W}{R} .$$

$$V_x \text{ statique} = \frac{0,15 \cdot 1,58 \cdot 1,15 \cdot 52715,6}{5} = 2873,52 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ statique} = \frac{0,15 \cdot 1,37 \cdot 1,25 \cdot 52715,6}{5} = 2708,26 \text{ KN}$$

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	4 - E_X	
Mode 1		
Somme totale	-2517,62	-80,05
Somme réactions	-2517,62	-80,05
Somme efforts	2517,62	80,05
Vérification	0,00	-0,00
Précision	1,43510e-005	1,11664e-010

Vx dynamique = 2517.62 KN

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	5 - E_Y	
Mode 1		
Somme totale	-80,05	-2,55
Somme réactions	-80,05	-2,55
Somme efforts	80,05	2,55
Vérification	0,00	-0,00
Précision	1,43510e-005	1,11664e-010
Mode 2		
Somme totale	146,38	-2679,24
Somme réactions	146,38	-2679,24
Somme efforts	-146,38	2679,24
Vérification	-0,00	0,00
Précision	4,71679e-006	1,72991e-010

Vy dynamique = 2679.24 KN

0,8 Vx statique = 2873.52 (0,8) KN = 2298.81 KN < **Vx dynamique = 2517.62 KN.**

0,8 Vy statique = 2708.26 (0,8) KN = 2166.6 KN < **Vy dynamique = 2679.24 KN.**

IV-14-Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après les résultats de Robot 2014 (on prend le déplacement relatif direct) :

Dans le sens X :

Etage	dUX [cm]	Déplacement relatif UX [cm]	1% la hauteur de l'étage en cm
1	0,1	1	2.80
2	0,3	1	2.80
3	0,5	1	3.06
4	0,8	1,5	3.06
5	1	1,5	3.06
6	1.3	1,5	3.06
7	1.5	1,5	3.06
8	1.8	2	3.06
9	2	2	3.06
10	2.3	2	3.06
11	2.8	1,5	3.06
12	3.1	1,5	3.06

Tableau IV- 4 : Déplacement relatif X

Dans le sens Y :			
Etage	dUY [cm]	Déplacement relatif UY [cm]	1% la hauteur de l'étage en cm
1	0,1	1.5	2.80
2	0,3	2	2.80
3	0,5	2.5	3.06
4	0,7	2.5	3.06
5	1	2	3.06
6	1.2	2	3.06
7	1.5	1,5	3.06
8	1.9	2	3.06
9	2.2	2	3.06

10	1.7	1	3.06
11	3	1,5	3.06
12	3.3	1,5	3.06

Tableau IV- 9 : Déplacement relatif Y

IV-15-Justification vis à vis

de l'effet P-Δ

Les effets du 2 ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad \text{(voir paragraphe 4.2.3 calcul de W)}$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k" :
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (Voir paragraphe 4.2.10)

h_k: hauteur de l'étage « k »

Si 0,10 < θ_k ≤ 0,20, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur 1/(1- θ_k).

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Etage	Nom	PK [kn]	P _k (cumul) [kN]	Δ _x U _x [cm]	F _x [kN]	hauteur De l'étage (cm)	e ≤ 0.10
1	Etage 1	4412,5037	53754,9483	1	2196,46	280	0,087405169
2	Etage 2	5060,168	49342,4446	1	2176,66	280	0,080960286
3	Etage 3	4648,3335	44282,2766	1	2126,64	306	0,06804787
4	Etage 4	4514,3854	39633,9431	1,5	2048,76	306	0,094830061
5	Etage 5	4514,3854	35119,5577	1,5	1940,29	306	0,08872627
6	Etage 6	4514,3854	30605,1723	1,5	1802,83	306	0,083216584
7	Etage 7	4391,1533	26090,7869	1,5	1646,07	306	0,077697798
8	Etage 8	4391,1533	21699,6336	2	1476,12	306	0,096081396
9	Etage 9	4391,1533	17308,4803	2	1281,82	306	0,088255233
10	Etage 10	4278,6369	12917,327	2	1051,8	306	0,080269038
11	Etage 11	4342,7307	8638,6901	1,5	778,48	306	0,054396414
12	Etage 12	4295,9594	4295,9594	1,5	442,27	306	0,047614861

Tableau IV- 10 : Vérifiée selon X

Etage	Nom	PK [kn]	P _k (cumul) [kN]	Δ _x U _y	F _y [kN]	Hauteur De l'étage (cm)	e ≤ 0.10
1	Etage 1	4412,5037	53754,9483	1	2482,19	280	0,07734378
2	Etage 2	5060,168	49342,4446	1	2443,55	280	0,072117622
3	Etage 3	4648,3335	44282,2766	1,5	2350,14	306	0,092364703
4	Etage 4	4514,3854	39633,9431	1,5	2239,86	306	0,086739365
5	Etage 5	4514,3854	35119,5577	1,5	2110,27	306	0,081579464
6	Etage 6	4514,3854	30605,1723	1,5	1961,05	306	0,076502565
7	Etage 7	4391,1533	26090,7869	2	1796,81	306	0,094905983
8	Etage 8	4391,1533	21699,6336	2	1617,99	306	0,087656704
9	Etage 9	4391,1533	17308,4803	2	1420,67	306	0,079629557
10	Etage 10	4278,6369	12917,327	2,5	1193,32	306	0,088437064
11	Etage 11	4342,7307	8638,6901	2,5	902,82	306	0,078174535
12	Etage 12	4295,9594	4295,9594	2,5	499,91	306	0,070208052

Tableau IV- 11 Vérifiée selon Y

*****excentricité accidentelle par le robot par RPA *****

Etage	Nom	Lx [m]	Ly [m]	ex [m]	ey [m]
1	Etage 1	21,70	13,10	1,09	0,66
2	Etage 2	21,70	14,70	1,09	0,74
3	Etage 3	21,70	14,70	1,09	0,74
4	Etage 4	21,70	14,70	1,09	0,74
5	Etage 5	21,70	14,70	1,09	0,74
6	Etage 6	21,70	14,70	1,09	0,74
7	Etage 7	21,70	14,70	1,09	0,74
8	Etage 8	21,70	14,70	1,09	0,74
9	Etage 9	21,70	14,70	1,09	0,74
10	Etage 10	21,70	14,70	1,09	0,74
11	Etage 11	21,70	14,70	1,09	0,74
12	Etage 12	21,70	14,70	1,09	0,74

**IV-16- Vérification spécifiques selon art 7.4.3 :
Sollicitations normales :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Section (cm ²)	Nacc (KN)	Bc (cm ²)	Fc28 (KN/cm ²)	≤0,3	condition
40x40	1035.67	1600	2,5	0.258	cv

Tableau IV- 12vérification Sollicitations normales.

Finalemment :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique

Chapitre V

Chapitre V

CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V-Calcul des éléments structuraux

V-1-Introduction

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003)

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA 99/Ver2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Les poutres : sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Combinaisons des charges pour les poutres :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91** (situation durable)

ELU 1,35G + 1,5Q

ELS G + Q

Selon RPA 99 : (situation accidentelle)

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

Les poteaux : sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Combinaisons des charges pour les poteaux :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91** (situation durable)

ELU 1,35G + 1,5Q

ELS G + Q

- **Selon RPA 99 :** (situation accidentelle)

$G+Q\pm 1.2E$

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

➤ **Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier :**

Situation	Béton			Acier		
	γ_β	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	f_{ed} (MPa)
Durable	1.5	25	14.20	1.15	400	348

Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400
--------------	------	----	-------	---	-----	-----

Tableau V- 2 :Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

V-2-L'étude des Poutres principales est secondaire

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toute les poutres de chaque étage ensemble.

. **Recommandations du RPA 99(V2003) :**

a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en Zone courante.

6% en Zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de :

40∅: En zone IIa.

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 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 appuis.

b) Armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales minimales est de : **$A_t = 0.003.S.b$**
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$;

- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

La valeur du diamètre \emptyset_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V-2-1-Ferraillages des poutres principales (30x45) :

V-2-1-1-ELU : (1,35G + 1,5Q) :

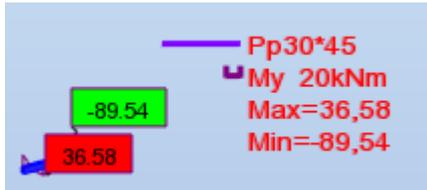


Figure V- 5 : poutre p à l'ELU

- **En travées :**

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.5} = 14166.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = \frac{36.58 \times 10^4}{30 \times 42.5^2 \cdot 14166.66} = 0.047$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 \text{ FeE400}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.0017} = 0.669$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.669 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.669) = 0.392$$

$$U < U_R \rightarrow \text{oui domaine 1} \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.047})}{0.8} = 0.298$$

$$U < 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 42.5(1 - 0.4 \cdot 0.16) = 37.43 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{36.58 \times 10^4}{37.43 \times 3480} = 2.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.8 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.15} = 14166.66 \text{ kn/m}^2,$$

$$\mu = \frac{89.54 \times 10^4}{30 \times 42.5^2 \cdot 14166.66} = 0.116$$

$$\varepsilon_{es} \frac{f_e}{\sigma_s \cdot \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1.15} = 0.00173 \text{ FeE400}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.0017} = 0.669$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.669 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.669) = 0.392$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2})}{0.8} = 0.37$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine 1

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 42.5(1 - 0.4 \cdot 0.28) = 36.14 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{89.54 \times 10^4}{36.14 \times 3480} = 7.12 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{A_s = 7.12 \text{ cm}^2}$$

V-2-1-2-ELA :

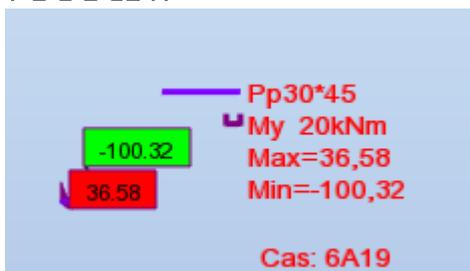


Figure V- 6 : poutre p à l'ELA.

- En travées :

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.15} = 18478.26 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{36.58 \times 10^4}{30 \times 42.5^2 \cdot 184.78} = 0.036$$

$$\varepsilon_{es} \frac{fe}{\sigma_s \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1} = 0.002$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.002} = 0.636$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.636 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.636) = 0.379$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.24})}{0.8} = 0.29$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine 1

$$\varepsilon_s = 2\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 42.5(1 - 0.4 \cdot 0.34) = 37.42 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{36.58 \times 10^4}{36.72 \times 4000} = 2.49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.49 \text{ cm}^2$$

▪ **Sur appuis :**

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta_b \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25000}{1 \cdot 1.15} = 18478.26 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{100.32 \times 10^4}{30 \times 42.5^2 \cdot 184.78} = 0.1$$

$$\varepsilon_{es} \frac{fe}{\sigma_s \gamma_s} = \frac{400000}{2 \cdot 10^8 \cdot 1} = 0.002$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.002} = 0.636$$

$$U_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.636 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.636) = 0.379$$

$U < U_R \rightarrow$ oui domaine 1 $\rightarrow A'_s = 0 \rightarrow$ pivot A

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.21})}{0.8} = 0.35$$

$U < 0.186 \rightarrow$ oui \rightarrow domaine 1

$$\varepsilon_s = 2\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 42.5(1 - 0.4 * 0.29) = 36.45 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z * \sigma_s} = \frac{100.32 \times 10^4}{36.45 \times 4000} = 6.88 \text{ cm}^2 \quad A_s = \mathbf{6.88 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité :

En travée :

BAEL (Art A4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0,23 . b . d . \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.53 \text{ cm}^2 \leq 2.49 \text{ cm}^2 \quad \text{non Vérifier}$$

RPA (Art7.5.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.005 . b . h = 0,005 \times 30 \times 45$$

$$A_{min} = \mathbf{6.75 \text{ cm}^2} \leq 2.49 \text{ cm}^2 \quad \text{non Vérifier}$$

En appuis :

BAEL (Art A4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0,23 . b . d . \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.53 \text{ cm}^2 \leq 6.88 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

RPA (Art7.5.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.005 . b . h = 0,005 \times 30 \times 45$$

$$A_{min} = \mathbf{6.75 \text{ cm}^2} \leq 6.88 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

Donc on adopte:

$$\mathbf{3HA12+3HA16 = 9.42 \text{ cm}^2}$$

en travée

$$\mathbf{3HA12+3HA16 = 9.42 \text{ cm}^2}$$

en appuis

V-2-1-3-Vérification a L'ELS :

Le calcul se fait selon le règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable :

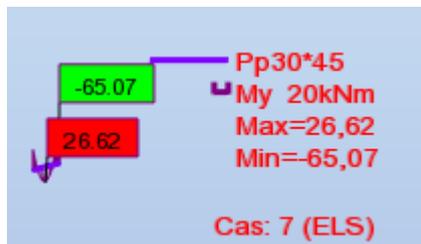


Figure V- 7-Diagramme des moment de la poutre al'ELS

a) En travées :

$$M_s = 26.62 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 2.03 \text{ cm}^2$$

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2 + 15(A_s + A's) - 15(A's * c' + A_s.d) = 0$$

$$\Rightarrow 30x^2/2 + 15 \times (2.03)x - 15(2.03 \times (42.5)) = 0$$

$$15x^2 + 30.45x - 1294.125 = 0$$

$$\Delta = 76720.32 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 279.98$$

$$x = (-30.45 + 279.98)/30 = 8.31 \text{ cm}$$

$$\mathbf{x = 8.31 \text{ cm}}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 + 15A's (x-c')^2$$

$$I = (30 \times (8.31)^3/3) + 15 \times 2.03 (42.5 - 8.31)^2$$

$$\mathbf{I = 6779.64 \text{ cm}^4}$$

V-2-1-4-Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{26.62 \times 8.31 \cdot 10^{-2}}{6779.64 \cdot 10^{-8}} \implies \sigma_{bc} = 32589.63 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 32589.63 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 M_s \left(\frac{d-x}{I} \right)$$

$$= 15 \times 26.62 \left(\frac{42.5 - 8.31}{6779.64 \cdot 10^{-8}} \right) = 201368.61 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = 201368.61 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_s = 2000000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b) Sur appuis :

$$M_s = 650700 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 5.08 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$x = 12.37 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I):**

$$I = 21201.508 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{650700 \times 12.37 \cdot 10^{-2}}{21201.508 \cdot 10^{-8}} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 37965.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 37965.5 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 M_s \left(\frac{d - x}{I} \right)$$

$$= 15 \times 26.62 \left(\frac{0.425 - 0.1237}{21201.508 \cdot 10^{-8}} \right) = 99012.76 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = 99012.76 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_s = 2000000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

V-2-1-5-Vérification de l'effort tranchant :

$$T = V_u = 69.39 \text{ KN} \quad \tau_u < \tau_u \text{ lim} \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{69.39}{(30 \times 42.5) 10^{-2}} = 544.23 \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = \min\{3.33 \text{ MPa} , 5 \text{ MPa}\} = (3330 \text{ KN/m}^2 , 5000) \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors $\tau_u < \tau_u'$ condition vérifiée

V-2-1-6-Détermination des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1,28; 1,4; 3\}$$

$$\Phi_t = 1,14 \quad \text{Soit : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement d'après le BAEL :

$$S_{tl} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 38.25 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 38.25 \text{ cm}$$

• **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12 \phi) = \min (45/4 ; 12 \times 1,4) = 11.25 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 22.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ **En zone nodale.**

$S_t = 20 \text{ cm}$ **En zone courante.**

• **Selon RPA99V2003 : calcul de la quantité d'armatures transversale mini :**

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

• **Zone nodale**

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Zone courante**

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage total max de l'acier long :**

▪ **4% en zone courante :**

$$A_{s1} = 4/1000 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \quad A_{s1} = 4/1000 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

▪ **6% en zone de recouvrement :**

$$A_{s2} = \text{MAX} = 6/100 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

▪ **Longueur de la zone nodale :**

$$L' = 2h = 90 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\phi = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}$$

As (cm ²) sur travée	As(cm ²) sur appuis	As (cm ²) Adopté Sur travée	As (cm ²) Adopté Sur appuis	Le choix sur travée	Le choix sur appui
----------------------------------	---------------------------------	-----------------------------------------------	-----------------------------------------------	---------------------	--------------------

6.75	6.88	9.42	9.42	3HA12+3HA16	3HA12+3HA16 6
------	------	------	------	-------------	------------------

TABLEAU V-2 :Ferrailage des poutres principales

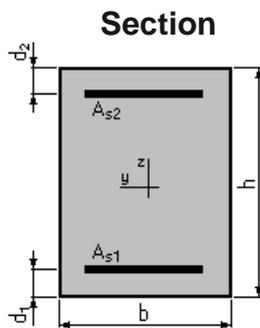
Vérification a la flèche par robot expert 2009

Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :



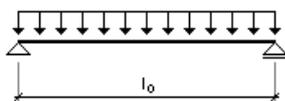
$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

Schéma statique



$$l_0 = 4,3 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1,00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 45,30$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 0,00$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 0,00$	(kN*m)

Section des armatures :

$$A_{s1} = 9,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 9,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Densité du ferrailage :

$$\rho = 1,47 \text{ (\%)}$$

Densité du ferrailage minimale : $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 1,6$ (mm) < $f_{adm} = l_0 / 500,00 = 8,6$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 3,0$	0,36	124,2
$f_{gi} = 1,5$	0,36	124,2
$f_{pi} = 0,0$	0,00	0,0
$f_{ji} = 0,0$	0,00	0,0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 340612,5$ (cm⁴)
 $\lambda_{li} = 2,85$

- f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
- f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Δf_t - flèche nuisible
- f_{adm} - flèche admissible

$\Delta f_t = 1.6$ (mm) < $f_{adm} = 8.6$ (mm) Condition vérifier.

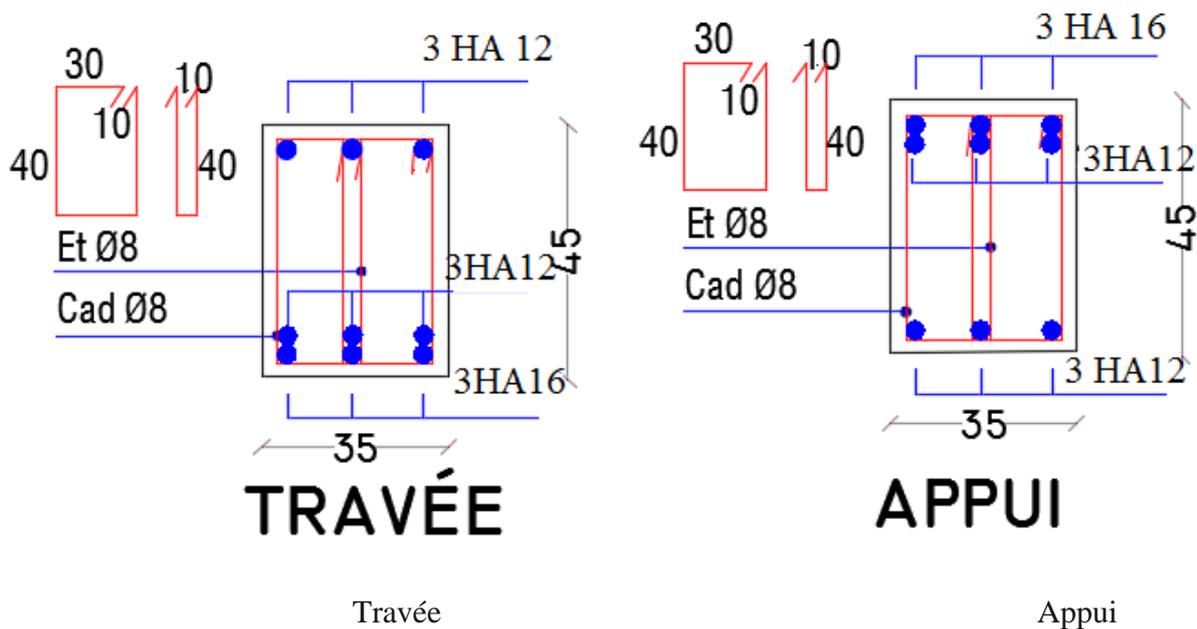


Figure V- 8 :Ferrailage de la poutre principale.

Ferrailages des poutres secondaires (30x35) : par robot expert 2009

En travée

Calcul de Section en Flexion Simple

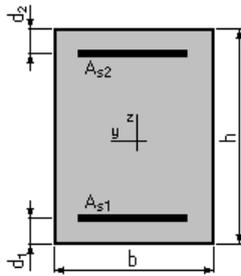
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	39,36	0,00
Etat Limite de Service	28,86	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	90,34	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 1,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,78 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 39,36$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,97	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 7,8$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 29,4$	(cm)
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,14$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347,8$	(MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 28,86$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,50
Position de l'axe neutre:	$y = 12,4$
Bras de levier:	$Z = 28,4$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,5$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 134,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 201,6$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 90,34$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 29,8$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,67$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

En appuis

Calcul de Section en Flexion Simple

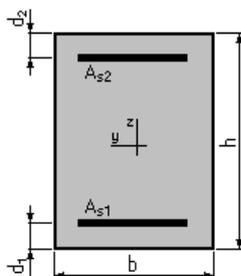
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 35,0$ (cm)
 $d_1 = 2,5$ (cm)
 $d_2 = 2,5$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-53,99
Etat Limite de Service	0,00	-38,82
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	-108,52

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 9,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,95 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -53,99 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,72 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 9,5 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 28,7 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 8,44 \text{ (\%)}_0$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -38,82 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,36
 Position de l'axe neutre: $y = 13,4 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 28,0 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,9 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 148,7 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\text{max}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -108,52 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 8,4 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 29,1 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,48 \text{ (\%)}_0$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0 \text{ (MPa)}$

Condition de non fragilité :

En travée :

BAEL (Art A4.2.1) :

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 1,17 \text{ cm}^2 \leq 7,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

RPA (Art 7.5.2.1) :

$$A_{\text{min}} \geq 0,005 \cdot b \cdot h = 0,005 \times 30 \times 35$$

$$A_{\text{min}} = 5,25 \text{ cm}^2 \leq 7,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

En appuis :

BAEL (Art A4.2.1) :

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- **Zone nodale**

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante**

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage total max de l'acier long :**

- **4% en zone courante :**

$$A_{s1} = 4/1000 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \quad A_{s1} = 4/1000 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

- **6% en zone de recouvrement :**

$$A_{s2} = \text{MAX} = 6/100 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de la zone nodale :**

$$L' = 2h = 70 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

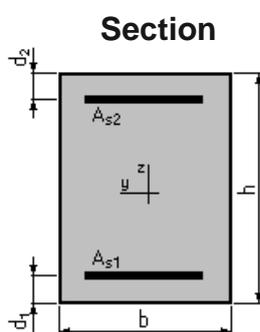
$$L = 40\phi = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}$$

Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$
- Acier : $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :



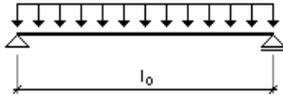
$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

Schéma statique



$l_0 = 3,8 \text{ (m)}$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 1,00$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 44,80 \text{ (kN*m)}$
 Moment dû à la charge totale : $M_p = 58,07 \text{ (kN*m)}$
 Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Section des armatures :

$A_{S1} = 9,1 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $A_{S2} = 10,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densité du ferrailage : $\rho = 1,98 \text{ (\%)}$
 Densité du ferrailage minimale : $\rho_{min} = 0,10 \text{ (\%)}$

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 5,9 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 500,00 = 7,6 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 4,9$	0,56	167,6
$f_{gi} = 2,5$	0,56	167,6
$f_{pi} = 3,4$	0,62	201,6
$f_{ji} = 0,0$	0,00	0,0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 172279,3 \text{ (cm}^4\text{)}$
 $\lambda_{li} = 2,25$

- f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes
- f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)
- f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Δf_t - flèche nuisible
- f_{adm} - flèche admissible

$\Delta f_t = 5.9 \text{ (mm)} < f_{adm} = 7.6 \text{ (mm)}$ Condition vérifier.

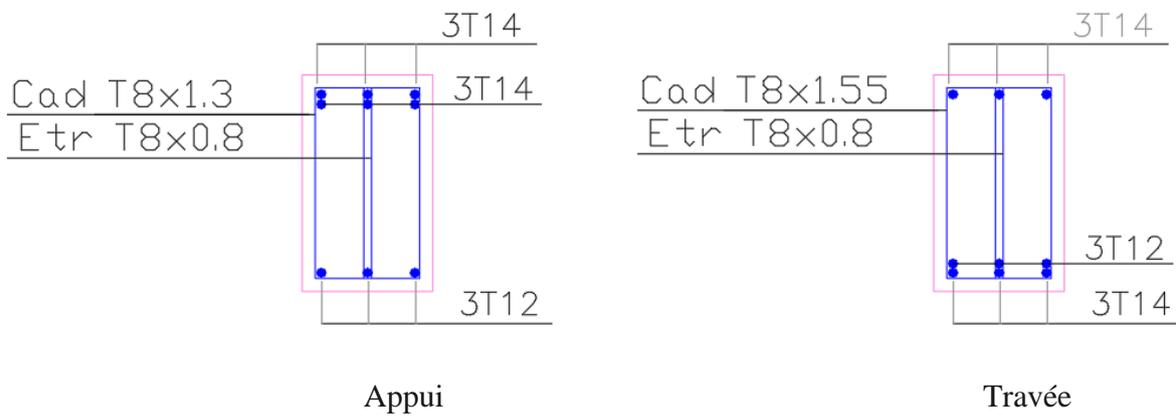


Figure V- 5 :Ferrailage de la poutre secondaire.

Ferrailages des poutres secondaires (30×30) :

En travée

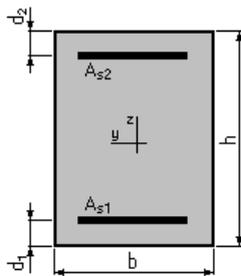
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 2,5$ (cm)
 $d_2 = 2,5$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	7,92	0,00
Etat Limite de Service	5,82	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	8,68	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 1,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,14 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 7,92 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 1,2 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 27,0 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,44 \text{ (\%)}\text{)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 5,82 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,01
Position de l'axe neutre:	$y = 5,0 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 25,8 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,3 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 15,3 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\text{max}} = 8,68 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,40	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 1,0 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 27,1 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,38 \text{ (\%)}\text{)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 400,0 \text{ (MPa)}$	

En appuis

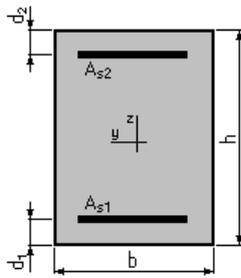
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 2,5$ (cm)
 $d_2 = 2,5$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-7,15
Etat Limite de Service	0,00	-5,24
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	-8,15

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 1,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,12$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 0,00$ (kN*m) $M_{\min} = -7,15$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,32	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 1,0$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 27,1$	(cm)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,39$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347,8$	(MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 0,00$ (kN*m) $M_{\min} = -5,24$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 4,8$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 25,9$	(cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,1$	(MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0$	(MPa)
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 13,8$	(MPa)
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s\lim} = 201,6$	(MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 0,00$ (kN*m) $M_{\min} = -8,15$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0,9$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 27,1$	(cm)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,34$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

Condition de non fragilité :

En travée :

BAEL (Art A4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1 \text{ cm}^2 \leq 1.1 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

RPA (Art7.5.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.005 \cdot b \cdot h = 0,005 \times 30 \times 30$$

$$A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2 \leq 1.1 \text{ cm}^2 \quad \text{non Vérifier}$$

En appuis :

BAEL (Art A4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1 \text{ cm}^2 \leq 1.1 \text{ cm} \quad \text{Vérifier}$$

RPA (Art7.5.2.1):

$$A_{min} \geq 0.005 \cdot b \cdot h = 0,005 \times 30 \times 30$$

$$A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2 \leq 1 \quad \text{non Vérifier}$$

Donc on adopte:

4HA12 = 4.52 cm² en travée

4HA12 = 4.52 cm² en appuis

As (cm ²) sur travée	As(cm ²) sur appuis	Condition de l'RPA (cm ²)	As (cm ²) Adopté Sur travée	As (cm ²) Adopté Sur appuis	Le choix sur travée	Le choix sur appui
1.1	1	4.5	4.52	4.52	4HA12	4HA12

TABLEAU V-4 :Ferrailage des poutres (30 * 30)

Détermination des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{0.85; 1; 2; 3\}$$

$$\Phi_t = 1 \quad \text{Soit : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.75 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 24.75 \text{ cm}$$

• **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12 \phi) = \min (30/4 ; 12 \times 1) = 7.5 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 30 / 2 = 15 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante.

• **Selon RPA99V2003 : calcul de la quantité d'armatures transversale mini :**

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

• **Zone nodale**

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Zone courante**

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage total max de l'acier long :**

▪ **4% en zone courante :**

$$A_{s1} = 4/1000 \times 30 \times 30 = 3.6 \text{ cm}^2$$

▪ **6% en zone de recouvrement :**

$$A_{s2} = \text{MAX} = 6/100 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

▪ **Longueur de la zone nodale :**

$$L' = 2h = 60 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\phi = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm}$$

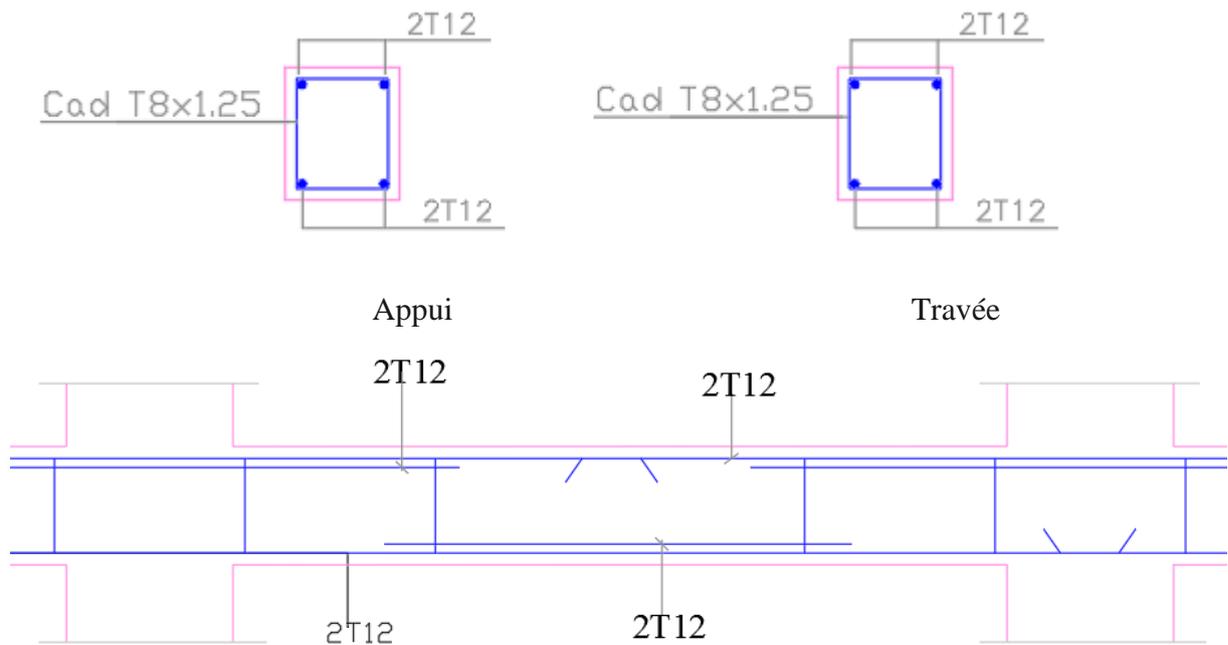


Figure V- 6 :Ferrailage de la poutre (30 * 30)

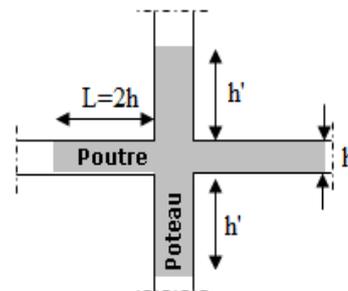
V-3-Les poteaux

a) Recommandations du RPA 99/version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%**(zone IIa).
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm)$
- Le diamètre minimum est de 12 mm

Calcul un zone 1 :

Calcule poteaux ' Zone 1' :



Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u est 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 est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 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 est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit: * **dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone IIa}$$

***dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{II}$$

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en %** est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0,8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

λ_g est l'élançement 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 $10 \varnothing_1$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Espacement des cadres : (exemple de poteaux $65*65$)

Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) = (10 \times 2\text{cm}, 15\text{cm}) = 15\text{cm}. \quad \text{On adopte } 10\text{cm}.$$

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \varnothing_1 = 15 \times 20 = 30\text{cm}. \quad \text{On adopte } 15\text{cm}.$$

Calcul de λ_g :

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m} = 214 \text{ cm} \dots, \quad \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{214}{65} = 3,29 ; \quad \rho_a = 3,75 \quad V_u = 85,46 \text{ kn}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h \cdot f_e} = \frac{3,75 \cdot 85,46 \cdot 10}{65 \cdot 40} = 1,23 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Vérification la section minimale des cadres :

$$A_t / t \cdot b_1 (\%) = 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3$$

$$\lambda_g = 3,29 \Rightarrow A_t / t \cdot b_1 = 0,31\% \geq 0,3\% \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

► Recouvrement :

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de :
 40Φ en zone IIa. = $40 \cdot 20 = 80 \text{ cm}$.

Longueur de la zone nodale :

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \text{ cm} = (51,65,65,60) = 70 \text{ cm}$$

La longueur droite de cadre égale $10 \varnothing_t = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm}$ on adopte de 15 cm.

Fermés par des crochets à 135°.

Le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements :

Section de poteau (cm ²)	Elancement λ_g	ρ_a	L'effort tranchant en KN	Barres transversales	St (zone courante) cm	St (zone nodale) cm	Longueur de la zone nodale cm
50*50	6.12	2.5	31.63	4HA8	15	10	60
55*55	5.56	2.5	35.47	4HA8	15	10	60
60*60	5.1	2.5	40.21	4HA8	15	10	60
65*65	3.29	3.75	85.46	4HA8	15	10	75

Tableau V- 5: les armatures transversales.

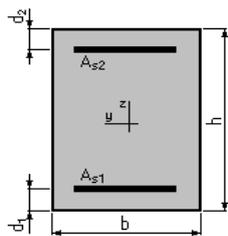
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 65,0$ (cm)
 $h = 65,0$ (cm)
 $d_1 = 2,5$ (cm)
 $d_2 = 2,5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	2894,99	61,70
2.	ELS	2110,97	44,96
3.	ELA	3488,67	347,35

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 21,1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 42,2$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 211,3$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 1,00$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 2894,99 (kN) M = 61,70 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,41 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = 80,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 30,2$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,06$ (‰)
 Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma_s' = 347,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 2110,97 (kN) M = 44,96 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,97
 Position de l'axe neutre: $y = 231,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 31,8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,1$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 75,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA N = 3488,67 (kN) M = 347,35 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,98 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 63,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 37,3$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

Le pourcentage minimal de ferrailage qui exigé par l'RPA = $\frac{0.8\%b \times h}{100} = \frac{0.8 \times 65 \times 65}{100} = 33.8 \text{ cm}^2$

Donc on adopte 12 HA 20 = 37.70 cm²

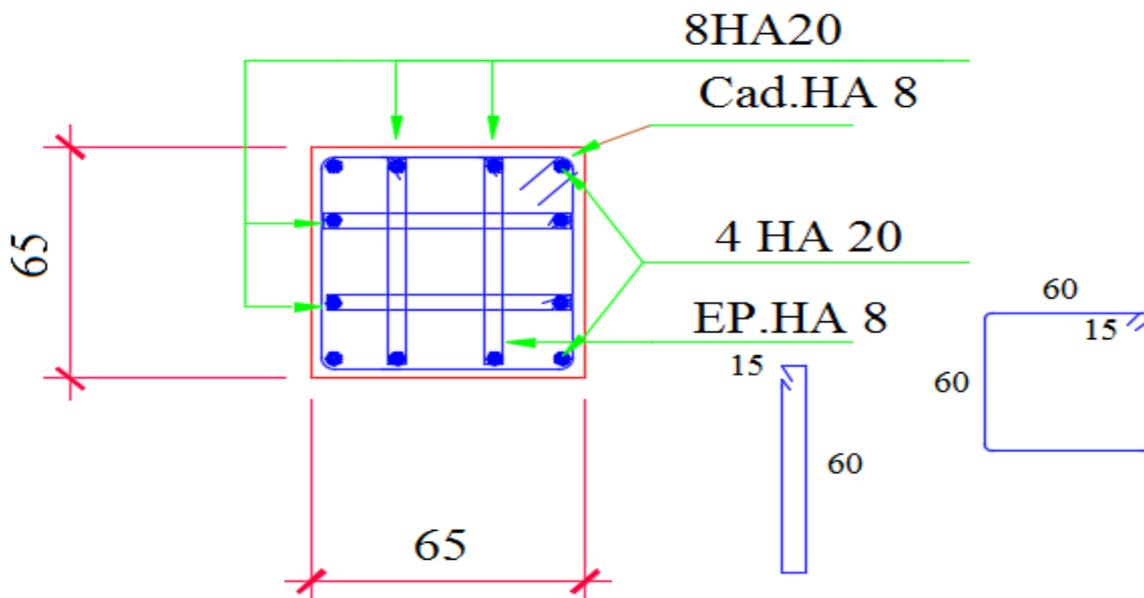


Figure V-7: ferrailage des poteaux 65×65 cm².

V-3-2-Ferrailages des poteaux (60×60) : par robot expert 2009

Calcul de Section en Flexion Composée

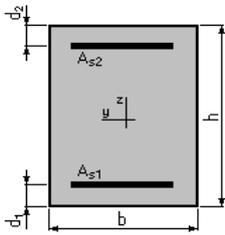
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 60,0$ (cm)
 $h = 60,0$ (cm)
 $d_1 = 2,5$ (cm)
 $d_2 = 2,5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	2596,75	82,39
2.	ELS	1893,35	60,05
3.	ELA	2596,38	227,77

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 18,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 36,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 180,0$ (cm ²)
minimum	$\rho = 1,00$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)
	$\rho_{min} = 1,00$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 2596,75 (kN) M = 82,39 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,20 Pivot: C
Position de l'axe neutre: $y = 71,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 28,9$ (cm)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,12$ (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 347,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 1893,35 (kN) M = 60,05 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,59
Position de l'axe neutre: $y = 143,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 30,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 85,2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 2596,38$ (kN) $M = 227,77$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,30 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 59,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 33,9$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

Le pourcentage minimal de ferrailage qui exigé par l'RPA = $\frac{0.8\%b \times h}{100} = \frac{0.8 \times 60 \times 60}{100} = 28.6 \text{ cm}^2$

Donc on adopte $4 \text{ HA } 20 + 8 \text{ HA } 16 = 12.57 + 16.08 = 28.65 \text{ cm}^2$

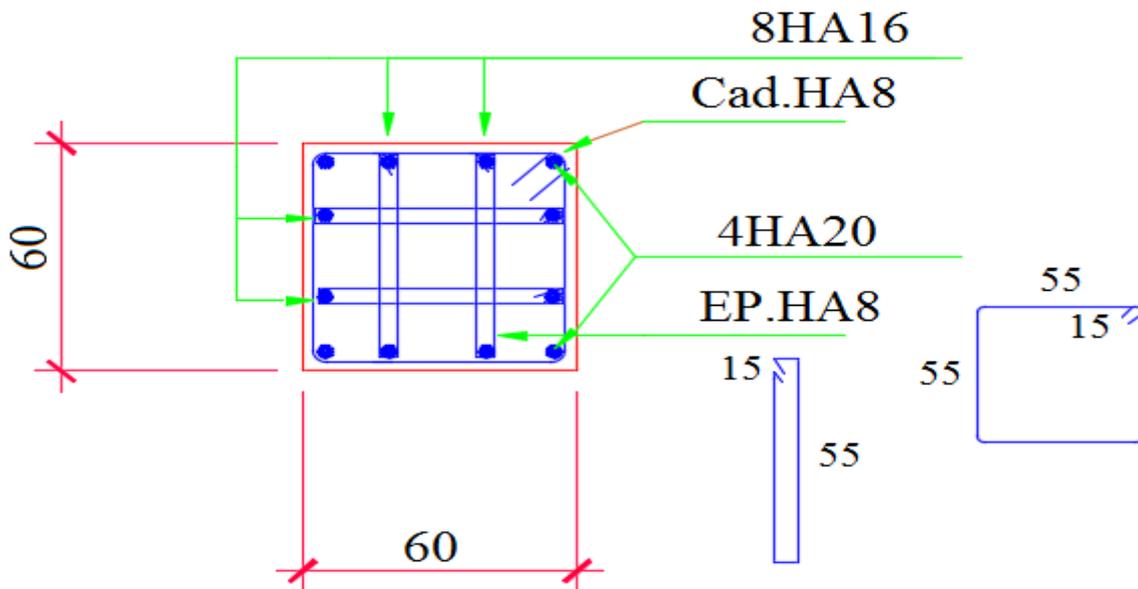


Figure V-8: ferrailage des poteaux 60×60 cm².

V-3-3-Ferrailages des poteaux (55×55) : par robot expert 2009

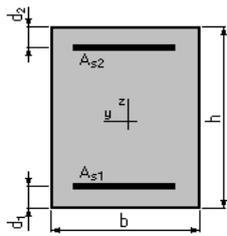
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$\begin{aligned}
 b &= 55,0 && (\text{cm}) \\
 h &= 55,0 && (\text{cm}) \\
 d_1 &= 2,5 && (\text{cm}) \\
 d_2 &= 2,5 && (\text{cm})
 \end{aligned}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1734,91	94,56
2.	ELS	1264,64	68,94
3.	ELA	1734,91	191,46

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 15,1$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 30,3$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 151,3$ (cm ²)
minimum	$\rho = 1,00$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)
	$\rho_{min} = 1,00$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 1734,91 (kN) M = 94,56 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,51	Pivot: C
Position de l'axe neutre:	$y = 59,6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 28,7$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,31$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	$\sigma_s' = 347,8$ (MPa)	

Cas N^o 2: Type ELS N = 1264,64 (kN) M = 68,94 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,75
Position de l'axe neutre:	$y = 82,7$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 29,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,4$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
comprimée:	$\sigma_s' = 79,2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 400,0$ (MPa)

Cas N^o 3: Type ELA N = 1734,91 (kN) M = 191,46 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,57	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 48,5$ (cm)	

Bras de levier: $Z = 33,1$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,29$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 57,6$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

Le pourcentage minimal de ferrailage qui exigé par l'RPA $= \frac{0.8\%b \times h}{100} = \frac{0.8 \times 55 \times 55}{100} = 24.2 \text{ cm}^2$

Donc on adopte $8 \text{ HA } 16 + 4 \text{ HA } 20 = 12.56 + 16.09 = 28.56 \text{ cm}^2$

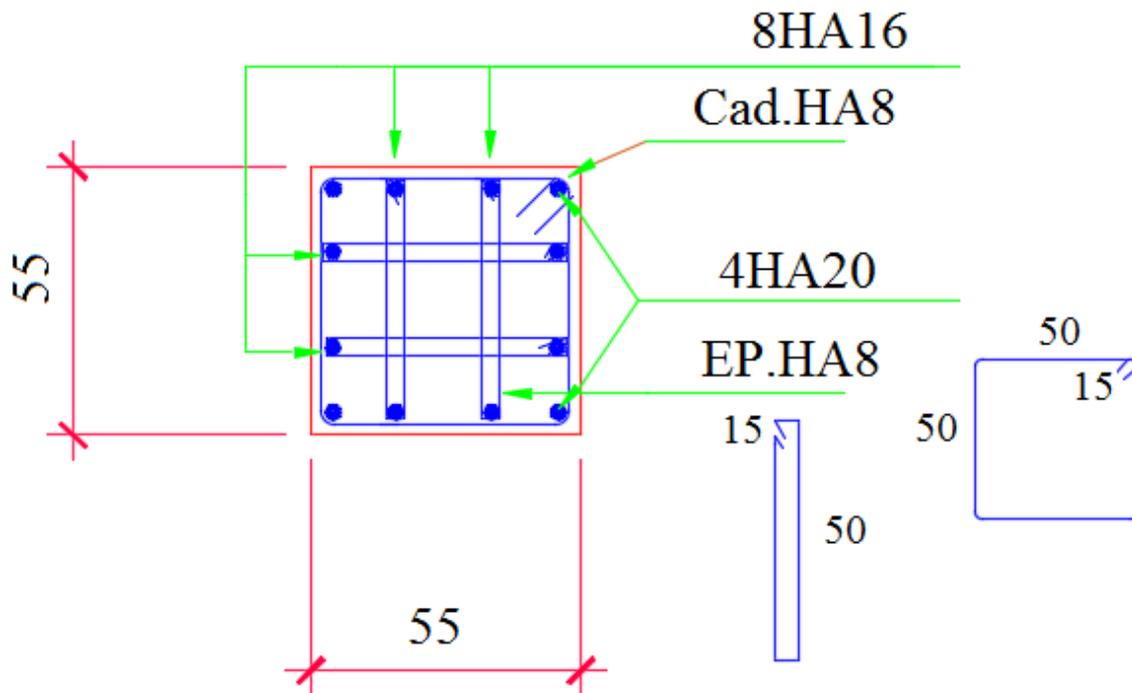


Figure V-9: ferrailage des poteaux 55×55 cm².

V-3-4-Ferrailages des poteaux (50×50) : par robot expert 2009

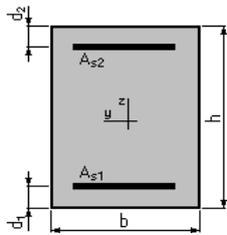
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 50,0$ (cm)
 $h = 50,0$ (cm)
 $d_1 = 2,5$ (cm)
 $d_2 = 2,5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	907,28	109,43
2.	ELS	661,03	73,92
3.	ELA	907,28	140,23

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 12,5$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 25,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 125,0$ (cm ²)
	$\rho = 1,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\ min} = 1,00$ (%)	maximum	$\rho_{\ max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 907,28 (kN) M = 109,43 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,95 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 41,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 30,8$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,49$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

tendue: $\sigma_s = 98,3$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 347,8$ (MPa)

Cas N^o 2: Type ELS N = 661,03 (kN) M = 73,92 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,05
 Position de l'axe neutre: $y = 46,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 31,9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 0,6$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 69,6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 400,0$ (MPa)

Cas N^o 3: Type ELA N = 907,28 (kN) M = 140,23 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,23 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 36,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 32,9$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,06$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 212,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

Le pourcentage minimal de ferrailage qui exigé par l'RPA = $\frac{0.8\%b \times h}{100} = \frac{0.8 \times 50 \times 50}{100} = 20 \text{ cm}^2$

Donc on adopte $8\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 16.09 + 6.15 = 22.24 \text{ cm}^2$

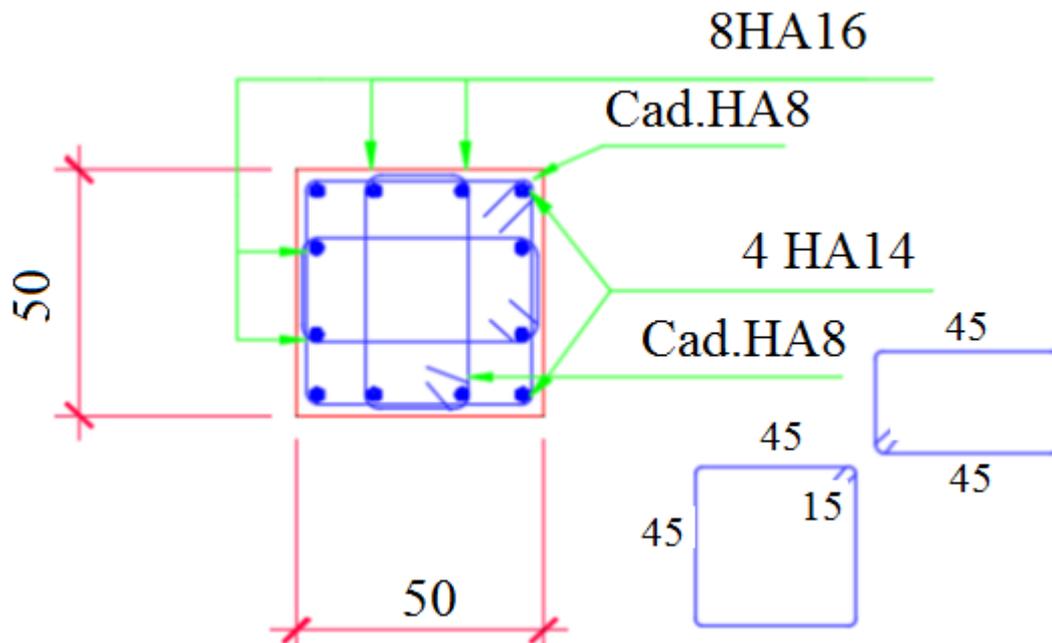


Figure V-10: ferrailage des poteaux 50×50 cm².

Longueur de recouvrement 'poteaux'

Longueur de recouvrement		
DIAMATRE (HA)	Recouvrement	Longueur (cm)
HA14	40Ø	56
HA16	40Ø	64
HA12	40Ø	48

TABLEAU V-6 : Longueur de recouvrement 'poteaux'

V-4-FERRAILLAGE DES VOILES

V-4-1 Introduction :

Les voiles seront sollicitées par :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Dans notre cas les efforts engendrés par le séisme ont donné des bandes totalement comprimées et des bandes partiellement tendues sous l'effet des charges horizontales et verticales par conséquent le ferraillement se fera par rapport aux conditions minimales imposées par le RPA.

V-4-2- Aciers verticaux : (article 7.7.4.1.RPA99/2003).

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devaient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

V-4-3-Aciers horizontaux : (article 7.7.4.2.RPA99/2003).

Les barres horizontales doivent être de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les démentions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales des voiles, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0.15%.

En zone courante 0.10%.

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5a \quad S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.10 \cdot \bar{V} / f_e$.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V-4-4- Méthode de calcul :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A 99 sous les efforts N_{max} et M_{cor} ,

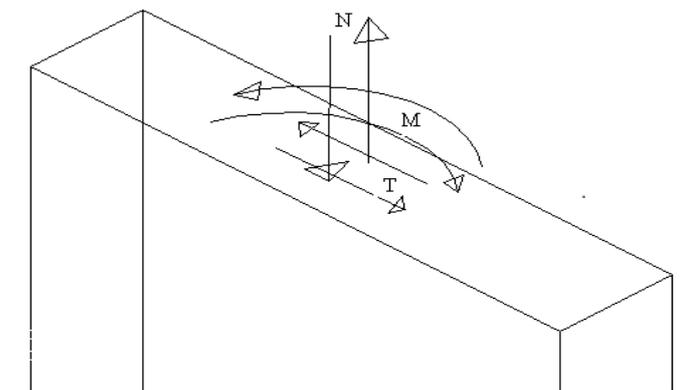


Figure V- 11-Voile soumis à la flexion composée

-Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{g,d} = N / S \pm M \times Y / I$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

Si σ_g et σ_d sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_g et σ_d sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_g et σ_d sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

Combinaisons de calcul :

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$G+Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V-4-5-Calcul ferrailage des voiles plain :

Le ferrailage des voiles se fait d'après :le DTR(B.C.2.42) :le DTU (document technique unifié) .

V-4-5-1-Voile \Rightarrow sens (X) :

$$L= 1.80 \text{ cm}, e = 30 \text{ cm} , h = 3.06 \text{ cm} , f_c28 = 25 \text{ MPA}$$

La section horizontale de voile :

$$S = e. L = 30 \times 1.80 = 5400 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{e.L^3}{12} = \frac{30.(180)^3}{12} = 14.56 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

V et V' : bras de levier

$$V=V'= L/2 = 180 /2 = 90\text{cm}$$

$$C'= C = \frac{I}{S.V'} = \frac{14.56 \cdot 10^6}{5400 \cdot 90} = 29.95 \text{ cm}$$

Longueur de flambement l_f :

$$l_f = 0,85.L = 0,85.306 = 260.1 \text{ cm}$$

Elancement λ :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{e} = \frac{260.1 \sqrt{12}}{30} = 30.03 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.74$$

La section réduit Br :

$$Br = d.(a-2) = 180(30-2) = 5040 \text{ cm}^2$$

❖ A ELA :(G+Q+Ex)

$$\left\{ \begin{array}{l} N_A = -688.23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_A = -700.92 \text{ KN.m}$$

$$T = 217.16 \text{ KN}$$

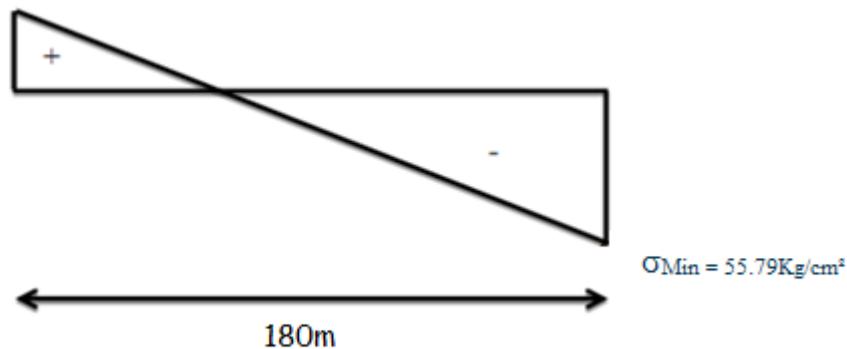
$$\sigma_{\text{Max}} = \frac{Na}{S} + \frac{Na}{S} + \frac{Ma.V'}{I} = \frac{-688.23}{5400} + \frac{-700.92 \cdot 90 \cdot 10^2}{14.65 \cdot 10^6} = 0.3031 \text{ KN/cm}^2$$

$$= 30.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Min}} = \frac{Na}{S} + \frac{Na}{S} - \frac{Ma.V'}{I} = \frac{-688.23}{5400} - \frac{-700.92 \cdot 90 \cdot 10^2}{14.65 \cdot 10^6} = -0.5579 \text{ KN/cm}^2$$

$$= -55.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Max}} = 30.31 \text{ Kg/cm}^2$$



$$l_t = \frac{L \cdot \sigma_{\text{Min}}}{\sigma_{\text{Min}} + \sigma_{\text{Max}}} = \frac{180 \times 55.79}{30.31 + 55.79} = 116.63 \text{ cm}$$

$$l_c = L - l_t = 180 - 116.63 = 63.36 \text{ cm}$$

$$N_{a \text{ lim}} = \alpha \left(\frac{B \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) = \frac{0.74 \cdot (5040 \cdot 250)}{0.9 \cdot 1.15} = 900869.66 \text{ kg} = 9008.69 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{a \text{ lim}}}{e \cdot l} = \frac{9008.69 \cdot 10^2}{30 \cdot 180} = 166.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bna} = 166.82 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{\text{Max}} = 30.31 \text{ KN/cm}^2$$

Zone comprimé le béton seul suffit.

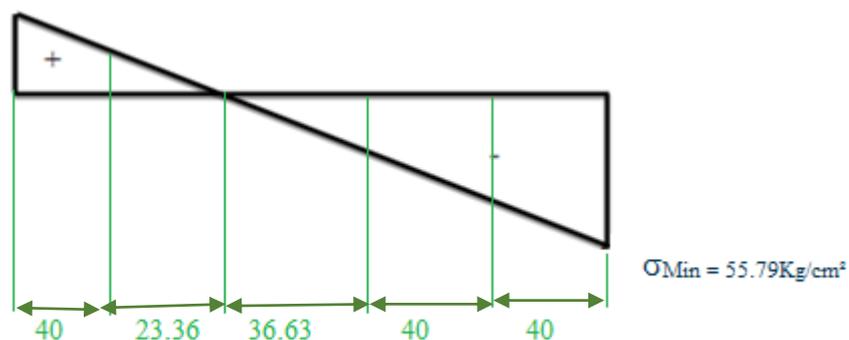
Zone tendue :

Le calcul se fait dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2l'}{3}\right) = \min(153; 42.24)$$

Donc on adopte une bande de 40 cm

$$\sigma_{\text{Max}} = 30.31 \text{ Kg/cm}^2$$



Zone comprimée.:

$\sigma_d < \sigma_{bna} \rightarrow$ on dispose une armature minimale

Zone tendue.:

On calcule pour une bande de 40cm

➤ Bande 1 :

$$\sigma' = \frac{30.31}{63.36} * (63.36 - 40) = 11.16 \text{ KN/Cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{moy}} = \frac{30.31+11.16}{2} = 22.23 \text{ KN/cm}^2$$

$$F = \sigma'_{\text{moy}} * S = 22.23 * 40 * 30 = 26676 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{2.66 * 10^4}{4000} = 6.65 \text{ cm}^2 / 2 \text{ faces}$$

$$A_s = 3.32 \frac{\text{cm}^2}{\text{face}} \Rightarrow \text{on adopte 4T12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T = 217.66 \text{ KN} \rightarrow \text{ELA}$$

$$\tau < \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b} = 11.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{V}{0.9 * a * d} = \frac{217.66}{0.9 * 30 * 180} = 4.47 \text{ kg/cm}^2 < 11.66 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Etat limite de stabilité de forme :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_U = -38.68 \text{ KN.m} \\ N_U = -1506.94 \text{ KN} \\ M_S = -28.08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$
$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{38.68}{1506.94} = 0.0256 \text{ m} = 2.56 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10. [1 - (M_U / 1.5 * M_S)] = 10. [1 - (-38.68 / 1.5 * (-28.08))] = 0.8$$

$$\Phi = 2$$

$$e_1 = (3 * l^2 / 10000 * h) (2 + \alpha * \Phi) = (3 * (260.1)^2 / 10000 * 30) * (2 + 0.8 * 2) = 4.276 \text{ cm}$$

$$e_y = e_a + e_1 = 6.27 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{N_U}{s} \pm \frac{N_U * e_x * y'}{I} \mp \frac{N_U * e_y * y'}{I}$$

$$\sigma_1 = 18.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 25.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 29.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 37.64 \text{ kg/cm}^2$$

Verification a ELS:

$$M_s = -28.08 \text{ KN.m}$$

$$N_s = -1105.67 \text{ KN}$$

$$S = e.l + 15.A_s = 30.180 + 15.8.1 = 5521.5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_s}{S} + \frac{M_a.V'}{I} = \frac{-1105.67}{5521.5} + \frac{-28.08.90.10^2}{14.56 \cdot 10^6} = 0.2175 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b = 150 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures horizontales :

D'après le RPA le pourcentage minimum d'armatures vertical et horizontales des trumeaux et donné comme suite :

-globalement dans la section de voile 0,15%

$$A_s = 0.0015.100.30 = 4.5 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 8\text{HA}8 / \text{face de un espacement égal à } 30 \text{ cm}$$

D'après le DTR(B.C.2.42)

$$W_v = A_{\min} = 0.0015.30.180 = 8.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{\text{h}} = \frac{2}{3}(W_v) = 0.666.8.1 = 5.39 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 5 \text{ T}12 = 5.65 \text{ cm}^2 / 2 \text{ face}$$

2T12/ ml

Espacement 12 cm

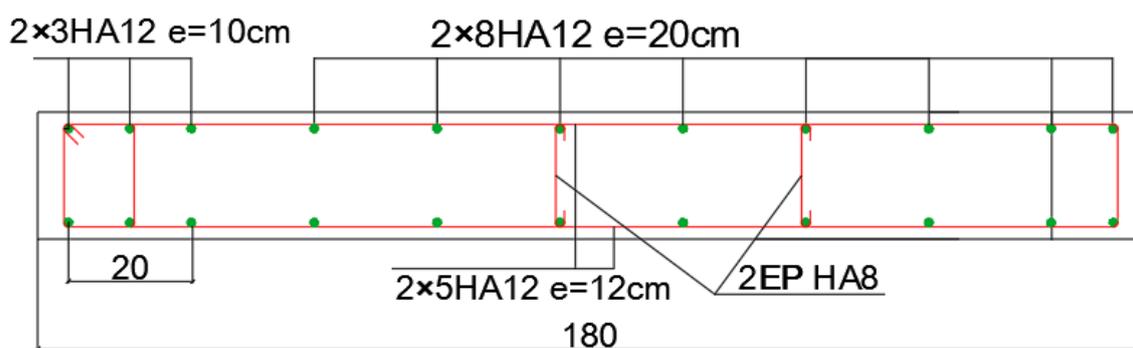


Figure V-12-ferraillage du voile 'sens x'.

V-4-5-2-Voile ⇒ *sens (y) : (G+Q+Ey)*

$$L = 4.1 \text{ cm}, e = 30 \text{ cm}, h = 3.06 \text{ cm}, f_c 28 = 25 \text{ MPA}$$

La section horizontale de voile :

$$S = e.L = 30 \times 410 = 12300 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{e.L^3}{12} = \frac{30.(410)^3}{12} = 17.23.10^7 \text{ cm}^4$$

V et V' : bras de levier

$$V=V'=L/2 = 410/2 = 205 \text{ cm}$$

$$C'=C = \frac{I}{S.V'} = \frac{17.23.10^7}{12300*205} = 68.33 \text{ cm}$$

Longueur de flambement l_f :

$$l_f = 0,85.L = 0,85.306 = 260.1 \text{ cm}$$

Elancement λ :

$$\lambda = \frac{l_f.\sqrt{12}}{e} = \frac{260.1.\sqrt{12}}{30} = 30.03 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2*\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.74$$

La section réduct Br :

$$Br = d.(a-2) = 410(30-2) = 11480 \text{ cm}^2$$

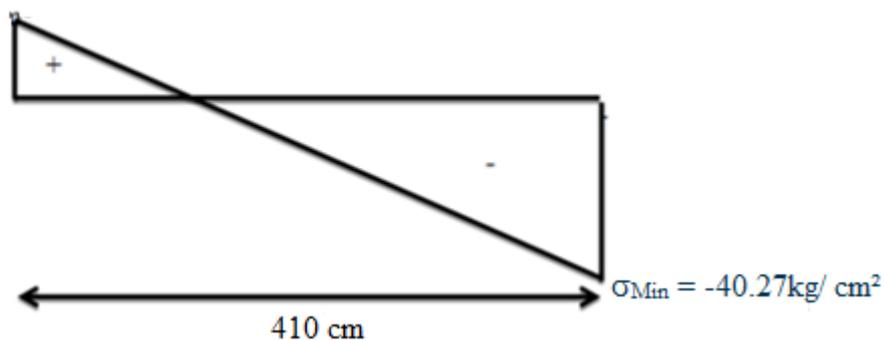
❖ A ELA :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_A = -1288.38 \text{ KN} \\ M_A = 2504.98 \text{ KN.m} \\ T = 410.49 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{Max}} = \frac{Na}{S} + \frac{Ma.V'}{I} = -\frac{1288.38}{12300} + \frac{2504.98*205*10^2}{17.23.10^7} = 0.1933 \text{ KN/cm}^2 = 19.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Min}} = \frac{Na}{S} - \frac{Ma.V'}{I} = -\frac{1288.38}{12300} - \frac{2504.98*205*10^2}{17.23.10^7} = -0.4027 \text{ KN/cm}^2 = -40.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Max}} = 19.33 \text{ kg/cm}^2$$



$$l_t = \frac{L.\sigma_{\text{Min}}}{\sigma_{\text{Min}} + \sigma_{\text{Max}}} = \frac{410 \times 40.27}{40.27 + 19.33} = 277.02 \text{ cm}$$

$$l_c = 410 - l_t = 410 - 277.02 = 132.98 \text{ cm}$$

$$N_{a \text{ lim}} = \alpha \left(\frac{B.fc28}{0.9\gamma_b} \right) = \frac{0.74.(11480.250)}{0.9*1.15} = 2051980.67 \text{ kg} = 20519.80 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_A \text{ lim}}{e.l} = \frac{20519.80.10^2}{30.410} = 166.82 \text{ Kg /cm}^2$$

$$\sigma_{bna} = 166.82 \text{ kg /cm}^2 > \sigma_{\text{Max}} = 19.33 \text{ KN/cm}^2$$

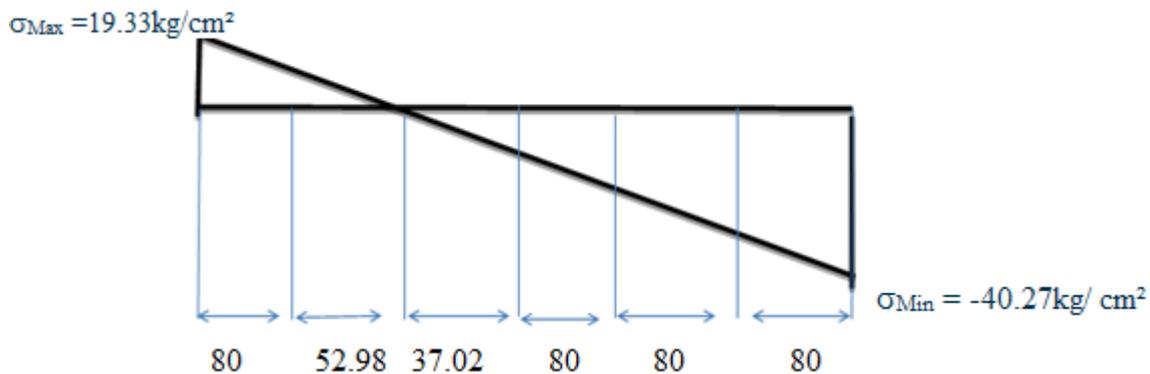
Zone comprimé le béton seul suffit.

Zone tendue :

Le calcul se fait dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3}\right) = \min(153; 88.65)$$

Donc on adopte une bande de 80 cm



Zone comprimée :

$\sigma_d < \sigma_{bna} \rightarrow$ on dispose une armature minimale

Zone tendue :

On calcule pour une bande de 50cm

➤ **Bande 1 :**

$$\sigma' = \frac{19.33}{132.98} * (132.98 - 80) = 7.70 \text{ KN /cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{moy}} = \frac{132.98 + 7.70}{2} = 70.34 \text{ KN cm}^2$$

$$F = \sigma'_{\text{moy}} * S = 70.34 * 80 * 30 = 168816 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{168816}{4000} = 4.22 \text{ cm}^2 / 2 \text{ faces}$$

$$A_s = 2.11 \frac{\text{cm}^2}{\text{face}} \Rightarrow \text{on adopte 4T10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Pour les autres bandes on adopte un ferrailage de façon symétrique

Espacements des bars par le RPA :

$$S \leq \min(1.5.a ; 30 \text{ cm}) ;$$

$$S \leq \min(35 ; 30 \text{ cm}) \text{ on adopt } 20 \text{ cm}$$

L'espaceur d'extrémité = S/2

Donc on choisit :

St = 10 cm en zone d'about

St = 20 cm en zone courante

La longueur de la zone d'about = l/10 = 410/10 = 41cm on adopte 40 cm

Vérification la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 15,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{410,49}{30,0 \cdot 9,180} = 0,0370 \text{ KN/cm}^2 = 3,70 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Etat limite de stabilité de forme :

$$\left[\begin{array}{l} M_U = -151,83 \text{ KN.m} \\ N_U = -3127,16 \text{ N.m} \\ M_S = -111,60 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\ e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{-151,83 \cdot 10^2}{-3127,16} = 0,0485 \text{ m} = 4,85 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10 \cdot [1 - (M_U / 1,5 \cdot M_S)] = 10 \cdot [1 - (108,05 / 1,5 \cdot 78,71)] = 0,85$$

$$\Phi = 2$$

$$e_1 = (3 \cdot l^2 / 10000 \cdot h) (2 + \alpha \cdot \Phi) = (3 \cdot (374,4)^2 / 10000 \cdot 25) \cdot (2 + 0,85 \cdot 2) = 6,23 \text{ cm}$$

$$e_y = e_a + e_1 = 8,23 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{N_U}{S} \pm \frac{N_U \cdot e_x \cdot V'}{I} \mp \frac{N_U \cdot e_y \cdot V'}{I}$$

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_1 = 64,66 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 27,40 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow < \sigma_{bna} = 108,88 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_3 = 17,19 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_4 = 20,06 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Verification a ELS:

$$M_s = -111,60 \text{ KN.m}$$

$$N_s = -2293,61 \text{ KN}$$

$$A_s = A_{smin} = 0,0015 \times 30 \times 410 = 11,25 \text{ cm}^2$$

$$S = e \cdot l + 15 \cdot A_s = 25 \cdot 300 + 15(11,25) = 7668,75 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = N_s/S + (M_a \cdot V')/I = \frac{-1222,7}{7668,75} + \frac{78,71 \times 150 \cdot 10^2}{5,62 \cdot 10^7} = 17,04 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b = 150 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures horizontales:

D'après le RPA le pourcentage minimum d'armatures vertical et horizontales des trumeaux et donné comme suite :

-globalement dans la section de voile 0,15%

$$A_s = 0.0015 \cdot 100 \cdot 25 = 3,75 \text{ cm}^2$$

on adopte 8HA8 / face de un espacement égal à 25 cm

D'après le DTR(B.C.2.42)

$$W_v = A_{min} = 0,0015 \cdot 30 \cdot 410 = 18.45 \text{ cm}^2$$

On a : $A_h = 2/3(W_v) = 0,666 \cdot 18.45 = 12.28 \text{ cm}^2$ on adopte 16 T10 = $12.57 \text{ cm}^2/2 \text{ face}$

8T8/ ml Espacement 12 cm

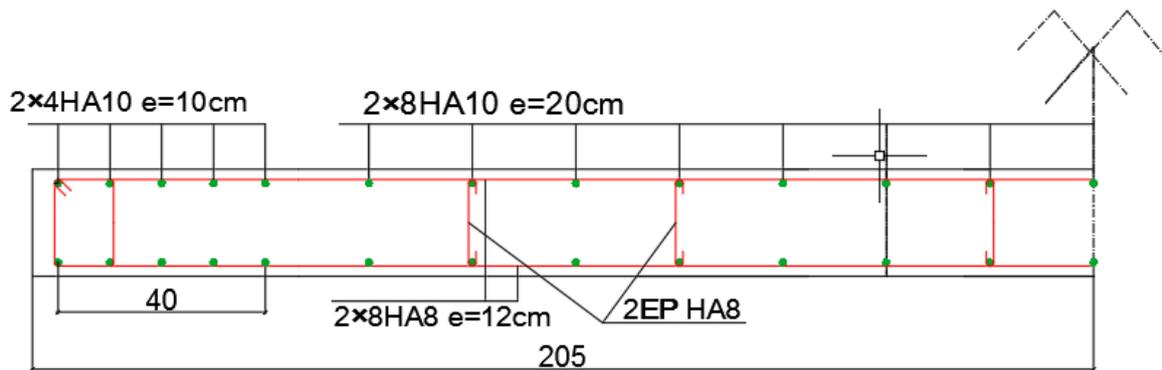


Figure V-13-ferraillage du voile 'sens y'

Chapitre VI

Chapitre VI

ETUDE

INFRASTRUCTURE

VI- étude infrastructure

VI-1-INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments de transition qui permettent de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure vers le sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles posées sur des pieux : fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance permet d'assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol,
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise,
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VI-2-LES DIFFERENTS TYPES DE FONDATION :

Les différents types de fondation en fonction du rapport D/B Sont :

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isolée ; filante ou radier général),
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profonde (puits),
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieux).

VI-3-CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol,
- Les Charges transmises au sol,
- La distance entre axes des poteaux,
- La nature du sol,
- La profondeur du sol résistant.

Pour notre étude, on adoptera des semelles superficielles ($D=3,0 \text{ m} \leq B \times 6$). Ensuite on vérifie pour le choix du type dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes, le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI-3-1--Dimensionnement des Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré- dimensionnement des semelles isolées, on ne prend en considération que l'effort normal du poteau le plus sollicité obtenu à la base du RDC :

Efforts du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ROBOT :

$$NS = 1722.51 \text{ kN}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 3.0 \text{ bars}$$

$$\frac{N}{A \times B} \leq \sigma_{Sol} \quad S = A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{Sol}} \quad (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétiques :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

On remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.65} \times \frac{21170.9}{300}} = 2.39 \text{ m} = A$$

Nous avons dimensionné les semelles isolées sous poteaux, on a constaté que les semelles se touchent entre eux (chevauchement) car le plus petit entraxe fait 1.60m. Ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI-3-2-Dimensionnement des semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les

Poteaux et voiles qui se trouvent dans la même ligne. On doit vérifier que :

$$Ss > \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Sens x-x :

File	N(kN)	L(m)	B(m)	S=B*L (m ²)
A	10823.23	22.19	1.62	35.94
B	9504.73	22.19	1.42	31.50
C	7608.16	22.19	1.14	25.29
D	3758.63	22.19	0.56	12.42
				105.16

Tableau VI -1: Surface revenant aux semelles filantes sens x-x

-Sens y-y :

File	N(kN)	L(m)	B(m)	S=B*L (m)
1	2765.67	12.25	0.75	9.18
2	4879.81	12.25	1.33	16.29
3	3040.35	3.65	2.77	10.11
4	2296.74	4.70	1.63	7.66
5	2847.07	3.65	2.60	9.49
6	2549.97	3.65	2.32	8.47
7	2287.92	4.70	1.62	7.61
8	2822.8	3.65	2.58	9.41
9	4863.31	12.25	1.32	16.17

10	3341.11	12.25	0.90	11.02
				105.42

Tableau VI-2 : Surface revenant aux semelles filantes sens y-y

Surface totale du bâtiment : $22.19 \times 12.25 = 271.82 \text{ m}^2$
 - Surface totale des semelles : $105.16 + 105.42 = 210.57 \text{ m}^2$

$$\rightarrow \frac{210.57}{271.82} = 0.77$$

La surface totale des semelles occupe les 77 % > 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles entre elles. Ceci nous amène à proposer un radier général comme fondation.

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les Poteaux et les voiles.

VI-4-Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier. Il présente les caractéristiques suivantes :

- Rigidité en sous plan horizontal,
- Meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation,
- Facilité de coffrage,
- Rapidité d'exécution,
- Convenir mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI-4-1-Pré dimensionnement du radier

a) Nervure

on doit vérifier la condition suivant :

$$h \geq \frac{l_{max}}{6} \dots\dots\dots l_{max} = \text{la plus grand portée } l_{max} = 4.70 \text{ m } h \geq \frac{440}{6} = 78.33 \text{ cm}$$

On prend $h = 80 \text{ cm}$..donc on opte une hauteur **h=80cm**

b) la Dalle

$$\text{On prend } \frac{l_{max}}{24} < h < \frac{l_{max}}{18}$$

$l_{max} = 4.40 \text{ m plus grand portée}$

$$\text{Donc } : \frac{470}{24} < h < \frac{470}{18} \rightarrow 19.58 < h < 26.11 \quad \text{On prend } \mathbf{h=40cm}$$

Condition du cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. Celle-ci est estimée à partir de la pression moyenne de contact du radier avec le sol sur la

travée la plus grande.

D'après le BAEL

$$T_u = \frac{v_u}{b*d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU.

$$V_u = \frac{q_u * l_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} * \frac{l_x * l_y}{3l_x}$$

L_{max} = le plus grand porté de la dalle.

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} * \frac{l_{max}}{S_{rad}} * \frac{1}{b*0.9h} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$N_u = 43317.95 \text{KN}$$

$$L_{max} = 4.40 \text{m}$$

$$S = 307.27 \text{m}^2$$

$$b = 100 \text{cm}$$

$$f_{cj} = 25 \text{Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$h \geq \frac{N_u * l_{max} * \gamma_b}{0.9 * b * 2S * 0.07 * f_{cj}} = 0.29 \text{ m... donc on prend } h = 40 \text{cm}$$

Surface du radier :

$$N_s = 31694.75 \text{KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{31694.75}{300} = 105.65 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface du bâtiment} : : S_{bat} = 22.19 * 12.25 = 271.83 \text{m}^2$$

Remarque : La surface de bâtiment est supérieure à la surface nécessaire de radier, Donc on

ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d , avec $L_d \geq (\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm})$

Nous prenons $L_d = 50 \text{cm}$

$$S_{rad} = (22.19 + 1) * (12.25 + 1) = 307.27 \text{m}^2.$$

VI-4-2- Caractéristiques géométriques :

$$x_G = \frac{l_x}{2} = 11.6 \text{m}$$

$$y_G = \frac{l_y}{2} = 6.6 \text{m}$$

Centre de pression :

1) l'ELU :

$$e_x = \frac{M_x}{N_x} = \frac{436517.114}{43317.95} = 10.07 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_y} = \frac{333525.62}{43317.95} = 7.69 \text{ m}$$

2) l'EIS :

$$e_x = \frac{M_y}{N_y} = \frac{351016.68}{31694.75} = 11.07 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N_x} = \frac{129337.6}{31694.75} = 4.08 \text{ m}$$

3) L'ELA SELON X :

$$e_x = \frac{My}{Ny} = \frac{420685.52}{31694.75} = 13.27 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{Mx}{Nx} = \frac{388820.59}{31694.75} = 9.20 \text{ m}$$

4) L'ELA SELON Y :

$$e_x = \frac{My}{Ny} = \frac{476616.58}{31694.75} = 15.13 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{Mx}{Nx} = \frac{321238.89}{31694.75} = 10.13 \text{ m}$$

Déterminations du l'excentricité :

a) l'Elu :

$$e_x = Y_c - X_G$$

$$e_x = (10.07 + 0.5 + 0.325) - 11.6 = -0.705 \text{ m}$$

$$e_y = X_c - Y_G$$

$$e_y = (7.69 + 0.325 + 0.5) - 6.6 = 1.91 \text{ m}$$

$$E = (-0.705 ; 1.91)$$

b) l'Els :

$$e_x = (11.07 + 0.325 + 0.5) - 11.6 = 0.29 \text{ m}$$

$$e_y = (4.08 + 0.325 + 0.5) - 6.6 = -1.69 \text{ m}$$

$$e = (0.29 ; -1.69)$$

C) L'ELA selon X

$$e_x = (13.27 + 0.325 + 0.5) - 11.6 = 2.49 \text{ m}$$

$$e_y = (9.20 + 0.325 + 0.5) - 6.6 = 3.42 \text{ m}$$

D) L'ELA selon Y

$$e_x = (15.13 + 0.325 + 0.5) - 11.6 = 4.3 \text{ m}$$

$$e_y = (10.13 + 0.325 + 0.5) - 6.6 = 4.3 \text{ m}$$

Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{lx * ly^3}{12} = 4495.39 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{ly * lx^3}{12} = 13770.09 \text{ m}^4$$

Calcul la contrainte du sol à L'Els :

D'après le D.T.R 2.33.1

$$\sigma_{sol} = \gamma D + \frac{(qu - \gamma D)}{F} \quad \text{d'après article 3.4}$$

$$\gamma = 1.85 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma * D = 1.85 * 3 = 5.55$$

$$qu = 2(\sigma_{sol} - \gamma D) + \gamma D$$

$$qu = 2(30 - 1.85 * 3) + 1.85 * 3 = 54.45 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 1.85 * 3 + \frac{(54.45 - 1.85 * 3)}{3}$$

$$\sigma_{sol} = 21.85 \text{ t/m}^2$$

Vérification des contraintes du sol

1) l'Elu

La contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = \frac{Nu}{s} \pm \frac{M_x}{I_x} * y_g \pm \frac{M_y}{I_y} * x_g$$

$$Nu = 43317.95 \text{ KN}; \quad S_{\text{rad}} = 307.27 \text{ m}^2$$

$$M_x = -0.705 * 43317.95 = -30539.15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1.91 * 43317.95 = 82737.28 \text{ KN.m}$$

$$I_x = 4495.39 \text{ m}^4; \quad I_y = 13770.09 \text{ m}^4$$

$$\sigma_u = \frac{43317.95}{307.27} \pm \frac{(-30539.15)}{4495.39} * 6.6 \pm \frac{82737.28}{13770.09} * 11.6$$

$$\sigma_u = 140.98 \pm (-44.84) \pm 69.7$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 165.84 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 26.44 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_3 = 255.58 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_4 = 116.12 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = 210.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{\sigma_2 + \sigma_4}{2} = 71.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3(210.71) + 71.28}{4} = 175.85 \text{ KN/m}^2 = 1.75 \text{ bar} < 3 \text{ bar} \dots \text{condition vérifiée}$$

La contrainte au-dessous de radier

$$\sigma_{\text{radier}} = 1.35[18.5(3. - 0.4) + 0.4 * 25] = 78.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} + \sigma_{\text{moy}} = 254.28 \text{ KN/m}^2 < 3 \text{ bar}$$

2) L'ELS :

$$\sigma_u = \frac{Nu}{s} \pm \frac{M_x}{I_x} * y_g \pm \frac{M_y}{I_y} * x_g$$

$$Nu = 31694.75; \quad S_{\text{rad}} = 307.27 \text{ m}^2$$

$$M_x = 0.29 * 31694.75 = 9191.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -1.69 * 31694.75 = -53564.13 \text{ KN.m}$$

$$I_x = 4495.39 \text{ m}^4; \quad I_y = 13770.09 \text{ m}^4$$

$$\sigma_u = \frac{31694.75}{307.27} \pm \frac{9191.48}{4495.39} * 6.6 \pm \frac{(-53564.13)}{13770.09} * 11.6$$

$$\sigma_u = 103.15 \pm 13.49 \pm (-45.12)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 71.52 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 161.76 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_3 = 44.54 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_4 = 134.78 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_2 + \sigma_4}{2} = 148.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = 58.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3(148.27) + 58.03}{4} = 125.71 \text{ KN/m}^2 = 1.25 \text{ bar} < 2.1 \text{ bar} \dots \text{condition vérfier}$$

La contrainte au-dessous de radier

$$\sigma_{\text{radier}} = [18.5(3 - 0.4) + 0.4 * 25] = 78.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} + \sigma_{\text{moy}} = 183.81 \text{ KN/m}^2 < 3 \text{ bar}$$

3) L'ELA (G+Q+Ex) :

$$\sigma_u = \frac{Nu}{s} \pm \frac{M_x}{I_x} * y_g$$

$$Nu = 31694.75 + (307.27 * 0.8 * 25) = 37840.15 \text{ KN}$$

$$S_{\text{rad}} = 307.27 \text{ m}^2$$

$$M_x = 2.49 * 31694.75 = 78919.92 \text{ KN.m}$$

$$I_x = 4495.39 \text{ m}^4$$

$$\sigma_u = \frac{37840.15}{307.27} \pm \frac{78919.92}{4495.39} * 6.6$$

$$\sigma_u = 123.15 \pm 115.86$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 239.01 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 239.01 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_3 = 7.29 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_4 = 7.29 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = 239.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sigma_3 + \sigma_4}{2} = 7.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3(239.01) + 7.29}{4} = 181.08 \text{ KN/m}^2 = 1.81 \text{ bar} < 3 \text{ bar} \dots \text{condition vérifiée.}$$

3) L'ELA (G+Q+Ey) :

$$\sigma_u = \frac{Nu}{s} \pm \frac{M_y}{I_y} * x_g$$

$$N_u = 31694.75 + (307.27 \times 0.8 \times 25) = 37840.15 \text{ KN}$$

$$s_{rad} = 307.27 \text{ m}^2$$

$$M_y = 4.3 \times 31694.75 = 136287.42 \text{ KN.m}$$

$$I_y = 13770.09 \text{ m}^4$$

$$\sigma_u = \frac{37840.15}{307.27} \pm \frac{134702.69}{13770.09} * 11.6$$

$$\sigma_u = 123.15 \pm 114.8$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 237.95 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 237.95 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_3 = 8.35 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_4 = \mathbf{8.35} \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = 237.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sigma_3 + \sigma_4}{2} = \mathbf{8.35} \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3(237.95) + 8.35}{4} = 180.55 \text{ KN/m}^2 = 1.8 \text{ bar} < 3 \text{ bar} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI-4-3-Ferraillage de radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé donc les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter à la méthode donnée par le BAEL91. On va considérer la dalle pleine soumise à une charge uniformément répartie (q) offrant la surface la plus chargée, et les calculs seront menés selon les prescriptions du BAEL pour les panneaux les plus chargés.

VI-4-3-1- Méthode du calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés, à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité pour les valeurs suivantes :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot u \cdot (LX)^2$

- Dans le sens de la grande portée : $= \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs des μ_x et μ_y sont en fonction de ($\rho = LX/LY$).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75M_x$; $M_{ty} = 0,75.M_y$)

- Moment en appuis : ($M_{ax} = 0,5M_x$; $M_{ay} = 0,5.M_y$)

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité. Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40.

Le panneau le plus sollicité :

Le panneau est situé entre file (A-B) sens (x) ; et file (9-10) sens (y).

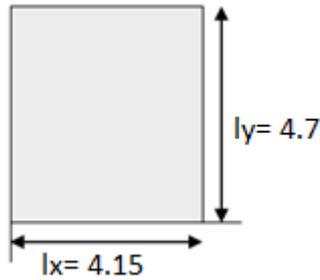


Fig.VI-1 : le panneau le plus sollicité

a- L'ELU :

$$qu = 118.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.15}{4.7} = 0.88$$

$$\mu_x = 0.0454 ; \mu_y = 0.781$$

Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x * qu * (l_x)^2$$

$$M_x = 0.0454 * 118.57 * (4.15)^2 = 92.71 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0.781 * 92.71 = 72.4 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.75 * M_x = 0.75 * 92.71 = 69.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 * M_y = 0.75 * 72.4 = 54.3 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{ax} = 0.5 * M_x = 0.5 * 92.71 = 46.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 * M_y = 0.5 * 72.4 = 36.2 \text{ KN.m}$$

L'ELS :

$$q_s = 109.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.15}{4.7} = 0.88$$

$$\mu_x = 0.0522 ; \mu_y = 0.848$$

Calcul des moments :

Le même principe du calcul de l'ELU ; les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

VI-4-3-2-Le ferrailage :

$$h = 40 \text{ cm} ; d = 40 - 5 = 35 \text{ cm} , f_{bc} = 142 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma = 3478 \text{ kg/cm}^2 , \mu_r = 0.186$$

Sens (x-x) :

- En Travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 * f_{bc}} = \frac{69.53 * 10^4}{100 * 35^2 * 142} = 0.034 \dots \dots \mu < \mu_r \dots A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 34.39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s} = 5.81 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA14=7.70cm²**

En appuis

$$\mu = \frac{Max}{bd^2 * f_{bc}} = \frac{46.35 * 10^4}{100 * 35^2 * 142} = 0.021 \dots \dots \dots \mu < \mu_r \dots A'_s = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.027$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 34.62 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} = 3.84 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA14= 6.15cm²**

Sens (Y-Y) :

d=33cm

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 * f_{bc}} = \frac{54.3 * 10^4}{100 * 33^2 * 142} = 0.035 \dots \dots \dots \mu < \mu_r \dots A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.045$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 32.4 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} = 4.8 \text{ cm}^2$$

On adopte **3HA16=6.03cm²**

En appui :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2 * f_{bc}} = \frac{36.2 * 10^4}{100 * 33^2 * 142} = 0.023 \dots \dots \dots \mu < \mu_r \dots A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.029$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 32.61 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} = 3.19 \text{ cm}^2$$

On adopte **3HA14=4.62cm²**

Condition de non fragilité :

Calcul de la section minimale $A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$

$$A_{min} > 4.22 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{V_u}{b * d}$$

$$V_u(\text{max}) =$$

$$\text{au milieu de bord } Ly \ T = \frac{q \cdot Lx \cdot Ly}{2Lx + Ly} = 261.32 \text{ KN}$$

$$\text{au milieu de bord } Lx \ T = \frac{q \cdot Lx}{3} = 164.02 \text{ KN}$$

$$V_u = 261.32 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{V_u}{b * d} = \frac{261.32 * 10^3}{1000 * 350} = 0.74 < 3.33 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas besoin d'armatures transversales.

	E.L.U	E.L.S
--	-------	-------

Panneaux	ρ	μ_x	μ_y	M_x	M_y	μ_x	μ_y	M_x	M_y
4.15x4.7	0,88	0,0454	0,781	92.71	72.4	0,0522	0,848	98.8	83.78

Tableau VI-3 : Moments isostatiques du panneau le plus sollicité

	Sens x-x		Sens y-y	
	$M_{travée}$	M_{appuis}	$M_{travée}$	M_{appuis}
ELU	69.53	46.35	54.3	36.2
ELS	74.1	49.45	62.83	41.89

Tableau VI-4 : Moments sur le panneau le plus sollicité

	E.L.U						
	sens	M (t.m)	μ	As (cm ²)	As Adopter (cm ²)	As min (cm ²)	Le choix
travée	x	69.53	0.034	5.81	7.7	4.22	5 HA14
	y	54.3	0,035	3.84	6.03		3 HA16
appuis	x	46.35	0.021	4.8	6.15		4 HA14
	y	36.2	0,023	3.19	4.62		3 HA14

Tableau VI -5 : Récapitulatif ferrailage du panneau le plus sollicité

Vérification a l'ELS :

Sens (x-x)

En travée :

$M_{ts} = 74.1$ KN.m

$A_s = 7.70$ cm²

$$\frac{bx^2}{2} - 15A_s (d - x) = 0$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 7.70(35 - x) = 0$$

$$50x^2 + 115.5x - 4042.5$$

$$\sqrt{\Delta} = 906.55 \Rightarrow x = 7.91 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

$$I = 101258.88 \text{ cm}^4$$

- Calcul et vérification des contraintes :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

1- Le béton :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I} = \frac{74.1 * 7.91 * 104}{101258.88} = 57.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 250 = 150 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2- les armatures :

On doit vérifier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser} \cdot (d - X)}{I} = \frac{15 * 74.1 * 104 * (35 - 7.91)}{101258.88} = 2973.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = \left(\frac{2}{3} \cdot f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_t} \right) = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

On augmente la section des armatures à 5HA16=10.05cm².

En appui :

$$M_s = 46.53 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{- L'axe neutre : } x = 7.21 \text{ cm}$$

$$\text{- Moment d'inertie } I = 84895.14 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

1- En béton :

$$\sigma_{bc} = 49.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2- En aciers :

$$\sigma_s = 2481.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

On augmente la section des armatures à 5HA16 = 10.05cm²

Sens (y-y)

En travée

$$M_{ts} = 54.3 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\frac{bx^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

- L'axe neutre : $x = 7.10\text{cm}$
- Moment d'inertie $I = 82337.54\text{cm}^4$

- Calcul et vérification des contraintes :

1-En béton :

$\sigma_{bc} = 51.62\text{kg/cm}^2$ $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$condition vérifiée

2- En aciers :

$\sigma_s = 3043.03\text{kg/cm}^2$ $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ condition non vérifiée

On augmente la section des armatures à 5HA16=10.05cm²

En appui

$M_s = 36.2\text{ KN.m}$

$A_s = 4.62\text{cm}^2$

- L'axe neutre : $x = 6.30\text{cm}$

- Moment d'inertie $I = 65416.61\text{cm}^4$

Vérification des contraintes :

a- Le béton :

$\sigma_{bc} = 37.85\text{kg/cm}^2$ $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$cv

b- Les armatures :

$\sigma_s = 2586.95\text{kg/cm}^2$

$\sigma_s > \overline{\sigma_s}$ cnv

On augmente la section des armatures à 5HA16=10.05cm²

Après le changement de la section d'armatures on obtient :

	sens	Ms KN.m	Asc _m	X _{cm}	I(cm ⁴)	σ_s (kg/cm ²)	$\overline{\sigma_s}$ (kg/cm ²)	σ_{bc} (kg/cm ²)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (kg /cm ²)
En tr a v é e	x-x	74.1	10.05	8.87	126190.7	2001	2020	45.3	150
	y-y	54.3	10.05	8.87	126190.7	1859.56	2020	42.08	150
En a p p u i	x-x	46.35	10.05	8.87	126190.7	1569.77	2020	35.52	150
	y-y	36.2	10.05	8.87	126190.7	1220.66	2020	27.62	150

Tableau VI-6 : Section d'armatures finale pour le ferrailage de la dalle du radier

VI-5-Etude du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm

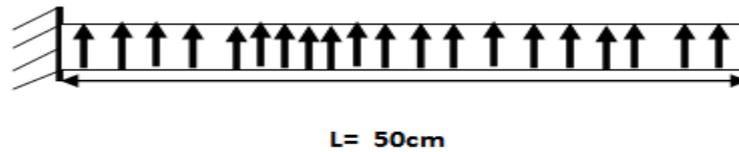


Fig. VI-2 : schéma statique du débord

$b = 100\text{cm}$ $h = 40\text{ cm}$ $d = 35\text{ cm}$ $L = 50\text{cm}$
 $q_u = 118.57\text{ KN/m}^2$ $q_s = 109.9\text{ KN/m}^2$

L'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = 14.82\text{ KN.m}$$

L'ELS :

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = 13.73\text{ KN.m}$$

VI-5-1- Le ferrailage :

$$\mu = \frac{14.82 \cdot 10^4}{50 \cdot 352 \cdot 142} = 0.017$$

$$\alpha = 0.021$$

$$Z = 34.70 \quad A_s = 1.22\text{cm}^2$$

Remarque : Pour l'exécution du ferrailage du débord, on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

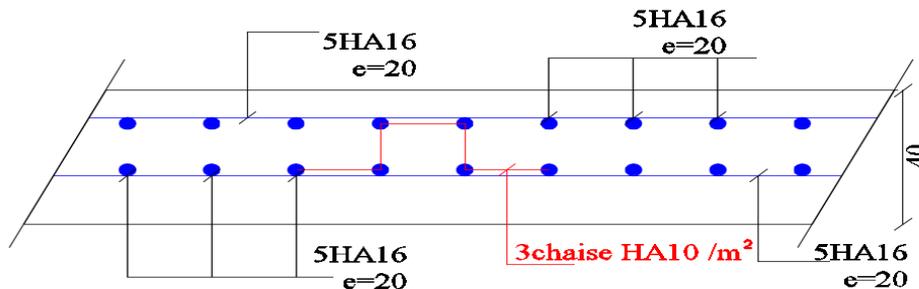


Fig. VI-3 : Schéma de ferrailage du radier

VI-6- ETUDE DES NERVURES :

Les nervures sont calculées comme des poutres doublement encastées :

$h = 80\text{ cm}$ $c = c' = 5\text{ cm}$ $d = 75\text{ cm}$ $b = 50\text{ cm}$,

VI-6-1-Evaluation des charges :

A l'ELU :

$q_u : 118.57\text{ KN/m}^2$

A l'ELS :

$q_s : 109.9\text{ KN/m}^2$

Pour le trapèze :

$$q_{Nu} = \frac{q_u}{2} \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times l_x$$

Pour le triangle :

$$q_{Nu} = \frac{q_u \cdot Lx}{3}$$

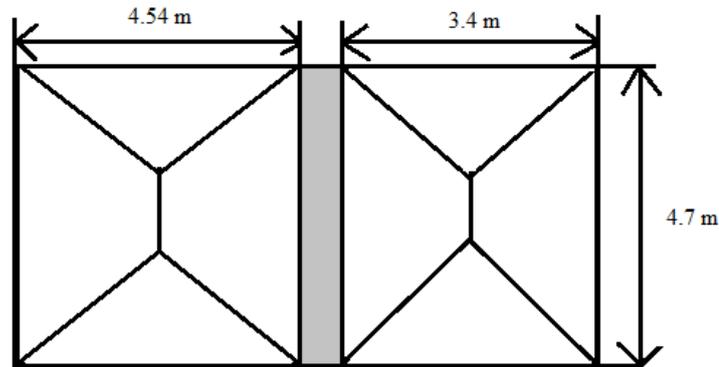


Fig.VI-4 : Evaluation des charges.

VI-6-2-Ferrailage des nervures :

VI-6-2-1- ferrailage des poutrelles sens x-x :

Charge trapézoïdale :

$$q_{Nu} = \frac{q_u}{2} \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times Lx$$

A ELU :

Panneau 1 :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4.54}{4.7} = 0,97 > 0,4 \text{ dalle porte dans deux sens}$$

Panneau 2 :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3.4}{4.7} = 0,72 > 0,4 \text{ dalle porte dans deux sens}$$

$$q_{Nu} = \frac{118.57}{2} \left(1 - \frac{0,72^2}{3}\right) \cdot 3,4 + \frac{118.57}{2} \left(1 - \frac{0,97^2}{3}\right) \cdot 4.54 = 351.38 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Nu} = 166.74 + 184.64 = 351.38 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_{Nu} \cdot l^2}{8} = \frac{351.38 \cdot (4.7)^2}{8} = 970.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \cdot M_0 = 727.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 \cdot M_0 = 485.12 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{351.38 \times 4.7}{2} = 825.74 \text{ KN}$$

A ELS :

Panneau 1 :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4.54}{4.7} = 0,97 > 0,4 \text{ dalle porte dans deux sens}$$

Panneau 2 :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3.4}{4.7} = 0,72 > 0,4 \text{ dalle porte dans deux sens}$$

$$q_{Nu} = \frac{109.9}{2} \left(1 - \frac{0.72^2}{3}\right) \cdot 3.4 + \frac{109.9}{2} \left(1 - \frac{0.97^2}{3}\right) \cdot 4.54 = 325.67 \text{ KN/m}$$

$$q_{Nu} = 154.54 + 171.14 = 325.67 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_{Nu} \cdot l^2}{8} = \frac{325.67 \cdot (4.7)^2}{8} = 899.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \cdot M_0 = 674.43 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \cdot M_0 = 449.62 \text{ KN.m}$$

Moment (KN.m)		μ	As de calcul (cm ²)	As (choisir) (cm ²)	As Reel (cm ²)	
ELU	Travée	727.68	0,169	46.06	50.27	16 HA20
	Appuis	485.12	0,112	29.39	32.17	16 HA16

Tableau VI -7: ferrailage de la nervure Sens x-x.

Condition de non fragilité :

$$A_s \min \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 55 \cdot 95 \cdot 2,1/400 = 6,31 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de l'effort tranchant :

Pour une fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$Vu = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{325.67 \times 4.7}{2} = 765.32 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{Vu}{b_0 \cdot d} = \frac{765.32}{0,55 \cdot 0,95} = 1464.73 \text{ kN/m}^2 = 1.46 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Calcul armature transversal :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin} \right) = \min \left(\frac{100}{35}, \frac{55}{10}, 2 \right) = 2 \text{ cm}$$

Donc on adopte $\phi = 10 \text{ mm}$

Espacements des armatures transversales :

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_l, 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{100}{4}, 12 \cdot 2, 30\text{cm} \right) = \min(25, 24, 30\text{cm}) = 24 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15$ cm

En zone de courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

On prend $S_t' = 15$ cm

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 55 = 2,475 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un (CAD +ET) 4 HA10.

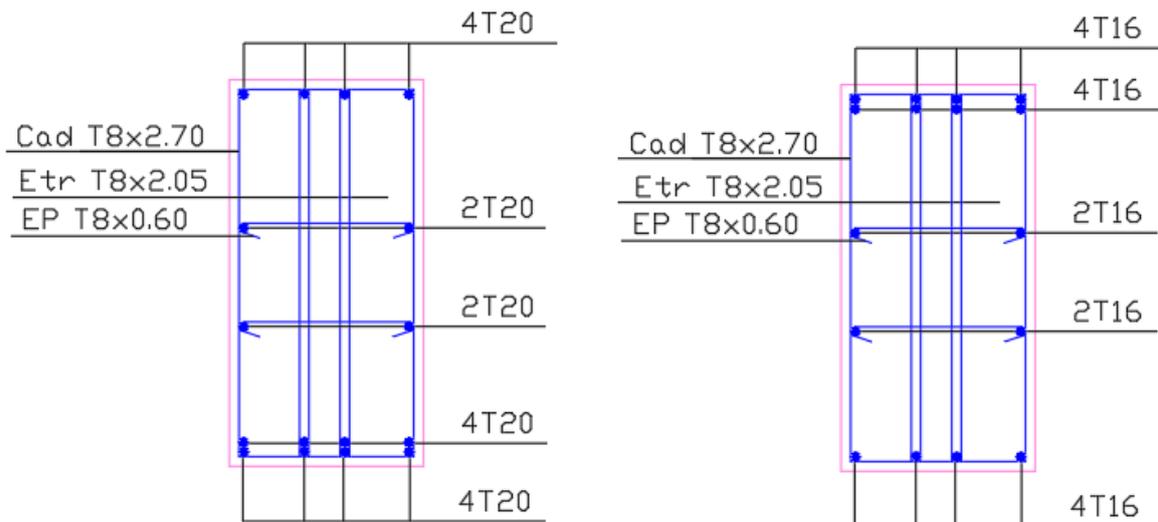


Figure VI -5 : ferrailage de la nervure.

VI-6-2-2- ferrailage des poutrelles sens y-y :

Pour le trapèze :

$$:qNu = \frac{q_u}{2} \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times l_x$$

Pour le triangle :

$$q_{Nu} = \frac{q_u \cdot l_x}{3}$$

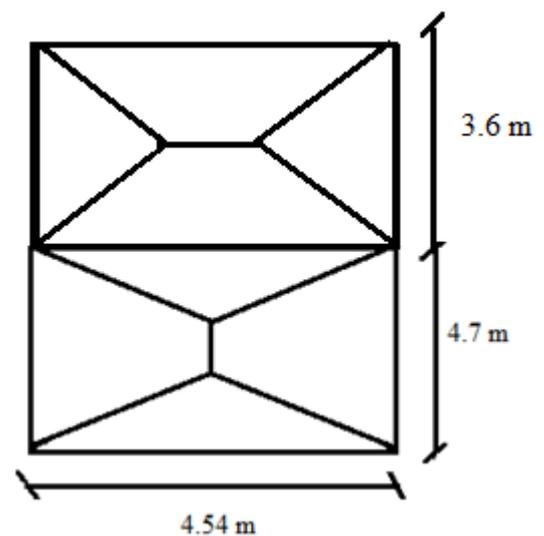
A ELU :

Panneau 1 :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.6}{4.54} = 0,79 > 0,4 \text{ dalle porte dans deux}$$

sens

Panneau 2 :



$$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{4.54}{4.7} = 0,96 > 0,4 \text{ dalle porte dans deux sens}$$

$$q_{Nu} = \frac{qu.Lx}{3} + \frac{qu}{2} \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times lx = \frac{118.57 \times 4.54}{3} + \frac{118.57}{2} \left(1 - \frac{0.79^2}{3}\right) \times 3.6 = 348.03 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_{Nu}.l^2}{8} = \frac{348.03 \times 4.54^2}{8} = 896.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75. M_0 = 672.51 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5. M_0 = 448.34 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q_u.l}{2} = \frac{348.03 \times 4.54}{2} = 790.02 \text{ KN}$$

A ELS :

Panneau 1 :

$$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{3.6}{4.54} = 0,79 > 0,4 \text{ dalle porte dans deux sens}$$

Panneau 2 :

$$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{4.54}{4.7} = 0,96 > 0,4 \text{ dalle porte dans deux sens}$$

$$q_{Nu} = \frac{qu.Lx}{3} + \frac{qu}{2} \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times lx = \frac{109.9 \times 4.54}{3} + \frac{109.9}{2} \left(1 - \frac{0.79^2}{3}\right) \times 3.6 = 322.59 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_{Nu}.l^2}{8} = \frac{322.59 \times 4.54^2}{8} = 831.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75. M_0 = 623.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5. M_0 = 415.56 \text{ KN.m}$$

Moment (KN.m)		μ	As de calcul (cm ²)	As (choisir) (cm ²)	As Reel (cm ²)	
ELU	travée	623.34	0,175	43.57	49.09	10 HA25
	appuis	415.56	0.117	28.11	29.45	6 HA25

Tableau VI -8: ferrailage de la nervure Sens y-y.

VI-7- Voile périphérique

(Niveau : -5.60/±0.00) :

VI-7-1-Introduction :

Le voile des deux sous-sols d'épaisseur 30 cm a été conçu de façon à reprendre les efforts sismiques et également de soutènement des terres.

Il a été calculé alors comme étant une plaque rectangulaire semi encastrée au niveau des poutres des planchers et des voiles qui lui perpendiculaires ou des poteaux.

Pour le calcul du ferrailage de notre voile, on a considéré les cas suivants :

- Pour le ferrailage du côté intérieur du mur, qui est la partie tendue, on a considéré le panneau comme simplement appuyé et on a pris des moments isostatiques la quantité $0.8 M_{ox}$ et $0.8 M_{oy}$.
- Pour le ferrailage du côté du sol, où la partie tendue est au niveau des appuis, on a considéré la plaque comme encastrée sur les quatre côtés, et on a pris la totalité des moments négatifs.

En résumé la partie intérieure du mur est calculée sous $0.8 M_{ox}$ et $0.8 M_{oy}$, et la partie en contact avec le sol avec les moments d'encastrement, de la plaque supposée encastrée à ses bords.

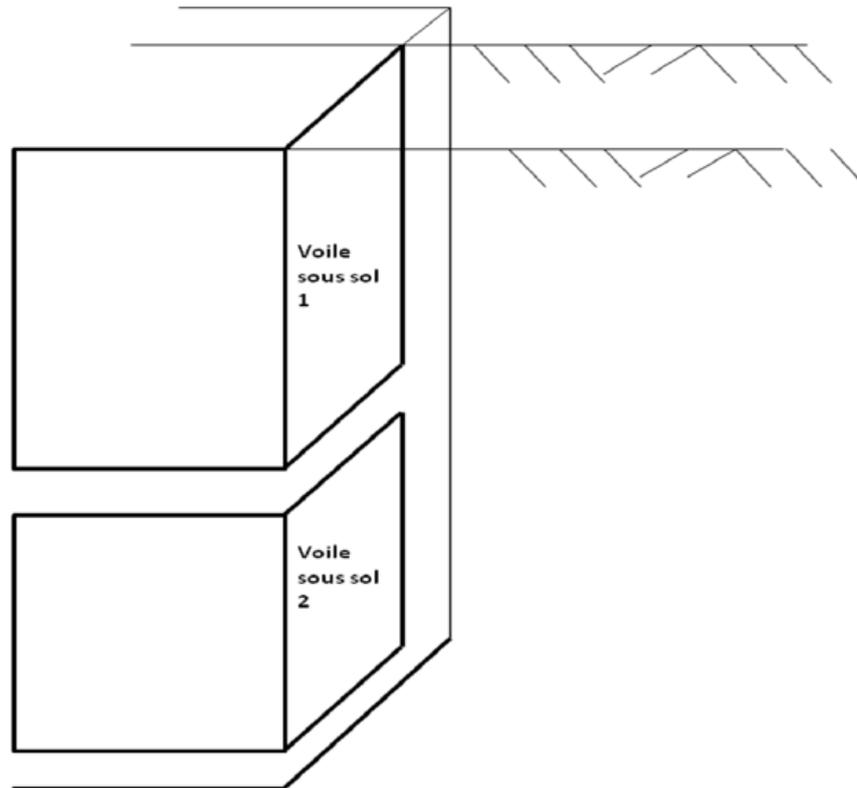


Fig. VI-6 : Voile périphérique des deux sous-sols

Nous avons pris le plus grand panneau dont les dimensions entre axes est de 6.2 mètres, et les dimensions en hauteur la hauteur du plancher. Le plancher du 1er sous sol est de 3.4 mètres, et celui du 2ème sous sol est de 2.89 mètres.

En plus des pressions des terres sur les voiles des deux sous sol, nous avons considéré une surcharge des véhicules de 5000 N/m^2 , en plus des 20% dues au caractère dynamique des charges, ce qui fait une surcharge d'exploitation de 6000 N/m^2 .

Calcul du coefficient de poussée :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

K_a : coefficient de poussée

φ : coefficient de frottement

Dans nôtres cas $\varphi = 30^\circ$, ce qui donne un coefficient K_a égal à 0.33

Calcul des poussées pour 1 mètre linéaire de mur :

Section	Hauteur	γh	$\gamma h+q$	K_a	Contraintes horizontales (KN/m2)
Partie du 1 er sous-sol	2.80	19	59.2	0.33	19.54
Partie poutre	3.25	19	67.75	0.33	22.36
Partie du 2 eme sous-sol	6.05	19	120.95	0.33	39.91

Tableau VI-9 : Contraintes dues aux poussées des terres.

Contraintes dues aux poussées des terres et surcharges :

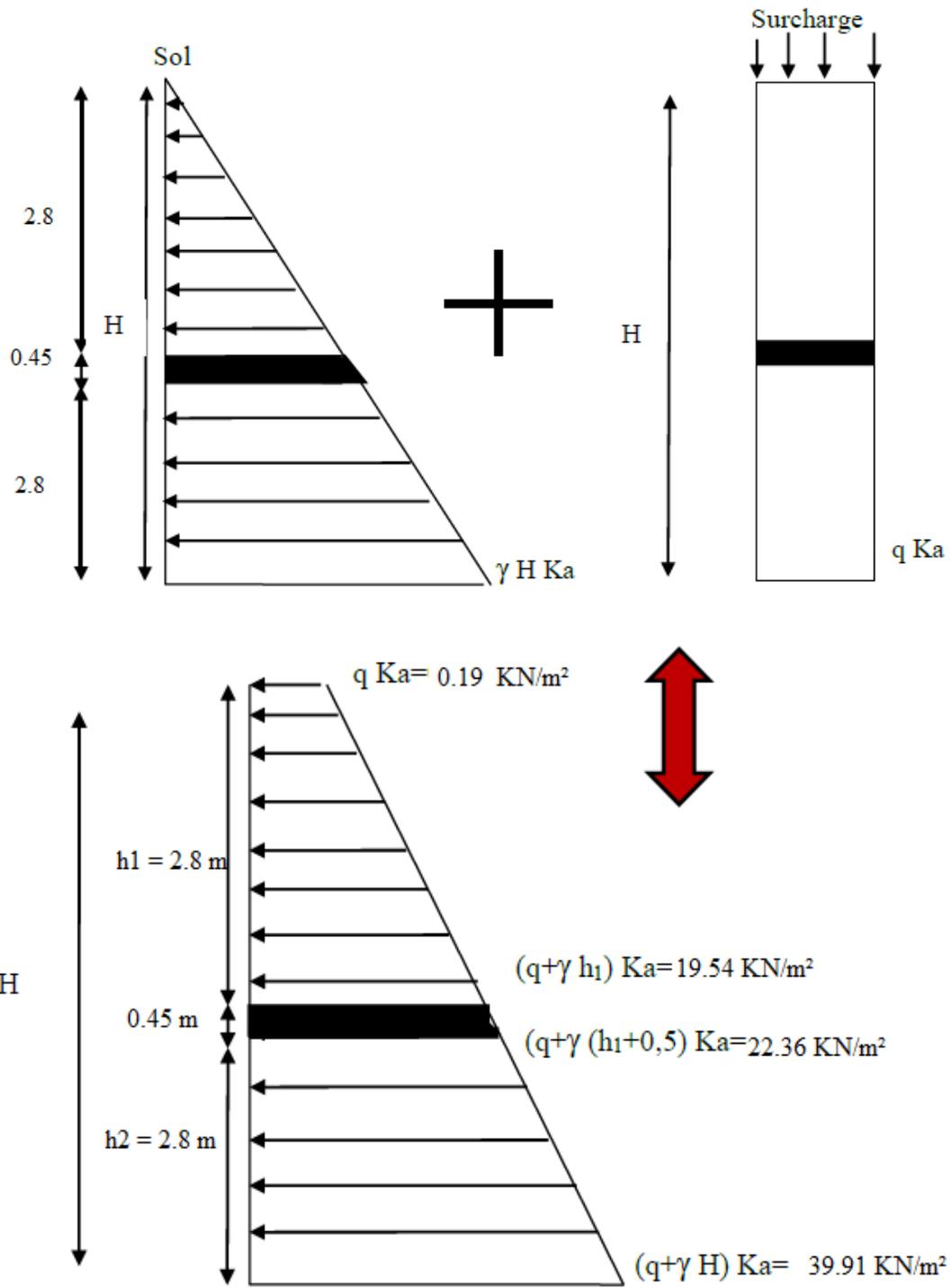


Fig. VI-7 : Contraintes dues aux poussées des terres et surcharges

Niveau1 : -5.60/-2.80 :

$h_1 = 2,8 \text{ m.}$ $L_{x1} = 2,8 \text{ m}$ $L_{y1} = 6,3 \text{ m}$

Niveau2 : -2.80/+0,00 :

$h_2 = 2,8 \text{ m.}$ $L_{x2} = 2,8 \text{ m}$ $L_{y2} = 6,3 \text{ m}$

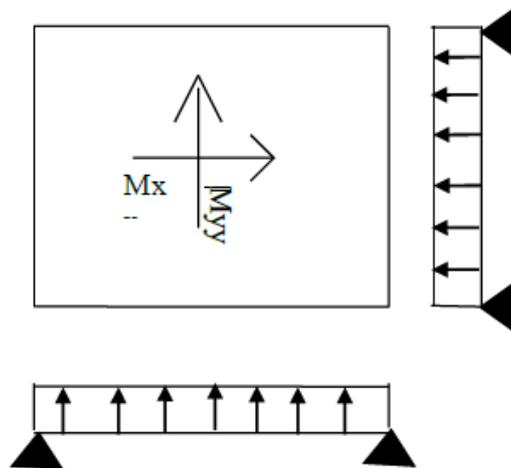
3.1.1. Niveau1 : (-5.60/-2.80) :

Dalle appuyée sur 4 cotés :

$h_1 = 2,8 \text{ m.}$

$L_x = 2,8 \text{ m}$

$L_y = 6,3 \text{ m}$



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.8}{6.3} = 0.44$$

$$\mu_x = 0.102$$

$M_{xx} = 19.91 \text{ KN.m}$

$M_{yy} = 4.97 \text{ KN.m}$

Ferraillage de la dalle :

ELU

Sens x-x

$b = 100 \text{ cm}$ $h = 0,30 \text{ cm}$ $M_{xx} = 19.91 \text{ KN.m.}$

M_{xx} (KN.m)	μ	A	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)
19.91	0.022	0.272	0.891	2.56	2.8

On adopte $A_s = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Sens y-y

$b = 100 \text{ cm}$ $h = 0,30 \text{ cm}$ $M_{yy} = 4.97 \text{ KN.m.}$

M_{yy} (KN.m)	μ	α	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)
4.97	0.006	0.255	0.897	1.02	2.8

On adopte $A_s = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

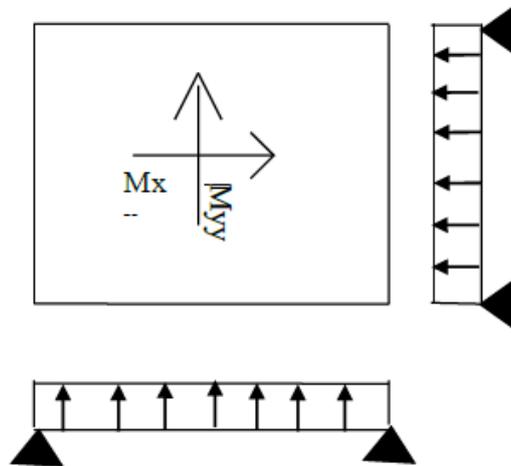
3.1.1. Niveau1 : (-2.80/0.00) :

Dalle appuyée sur 4 cotés :

h1 = 2,8 m.

Lx1= 2,8 m

Ly1= 6,3 m



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.8}{6.3} = 0.44$$

$$\mu_x = 0.102$$

Mxx=7.89 KN.m

Myy=1.97 KN.m

Ferraillage de la dalle :

ELU

Sens x-x

b=100 cm h =0 ,30cm Mxx =7.89 KN.m.

Mxx (KN.m)	μ	α	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)
7.89	0.022	0.272	0.896	1.01	2.8

On adopte As= 4T12= 4.52 cm²

Sens y-y

b=100 cm h =0 ,30cm Myy =1.97 KN.m.

Myy (KN.m)	μ	α	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)
1.97	0.002	0.252	0.898	0.25	2.8

On adopte As= 4T12= 4.52 cm²

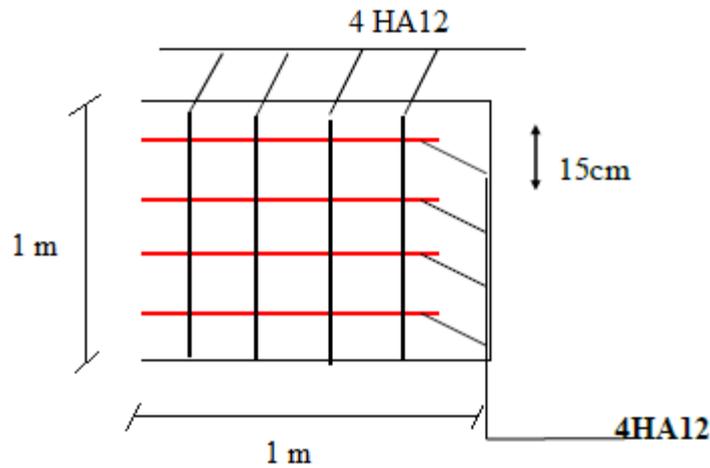
Nappe extérieure :

Sens x-x

On adopte $A_s = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Sens y-y

On adopte $A_s = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$



2. Nappe extérieure

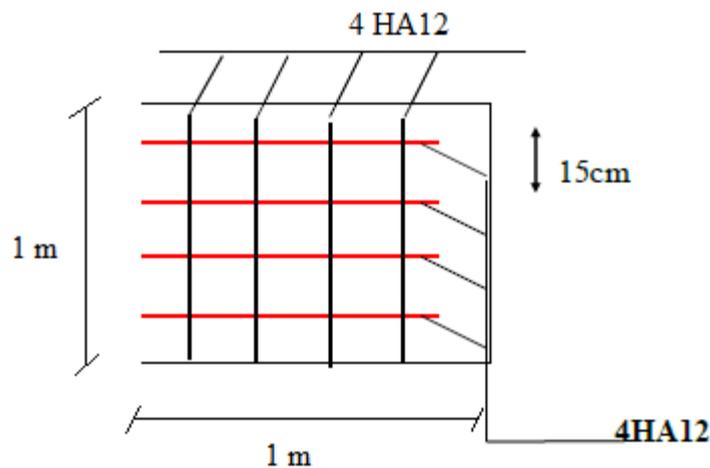


Fig. VI-8 : ferrailage Voile périphérique

VI-8-Les longrines :

VI-8-1-Introduction :

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI-8-2-Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S2), les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

VI-8-3-Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à : 20 KN

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : $\alpha = 15$ (Zone II ; Site S2) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

VI-8-4-Ferraillage :

VI-8-4-1-Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par :

On a : $N_u = 2894.99$ KN valeur max

$$F = \frac{2894.99}{15} = 192.99 > 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{6_s} = \frac{192.99 \times 10^2}{3480} = 5.54 \text{ cm}^2$$

Section minimale donnée par le R.P.A 99

$$A \geq 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA14 = 9.24 cm²

Armature transversal:

$$\emptyset \geq \frac{\emptyset}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm}$$

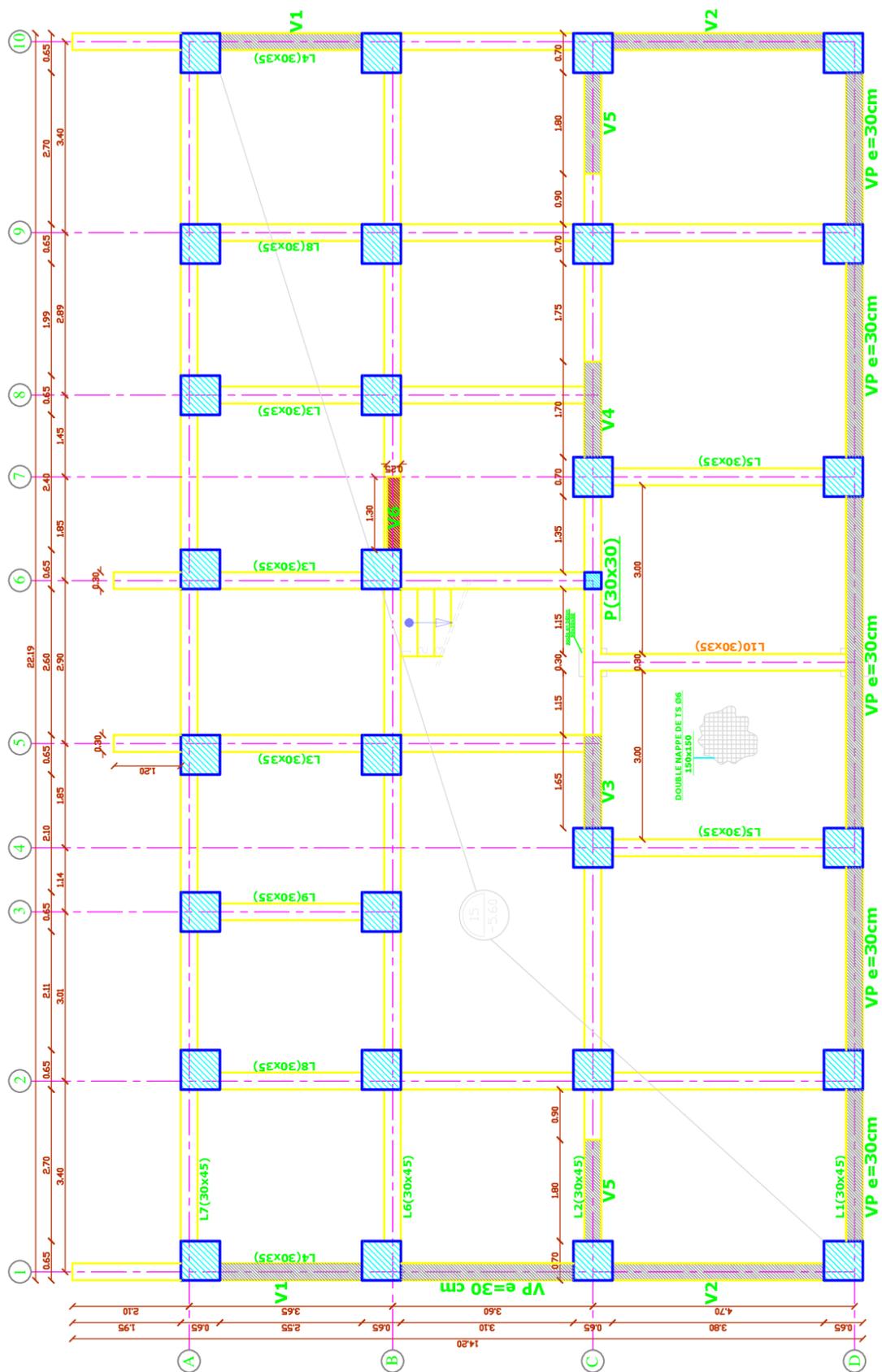
On adopte $\emptyset = 8$ mm

Escapement:

$$S_t \leq \min (20\text{cm} ; 15\emptyset) = (20\text{cm} ; 21\text{cm})$$

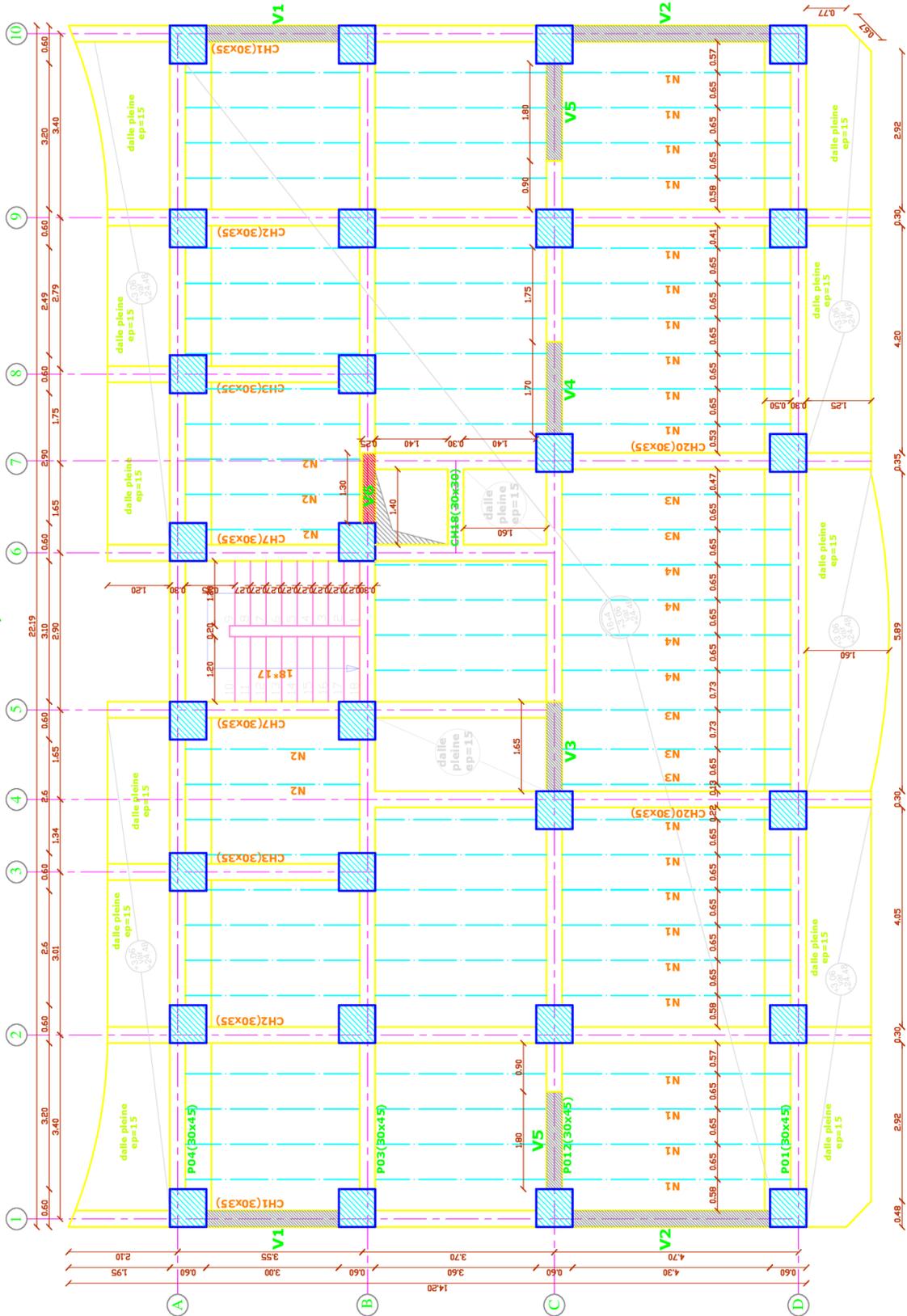
On prend: $S_t = 15$ cm

ANNEXE



Plan coffrage sous-sol -5.60

COFFRAGE ETAGE +3.06/+6.12/+9.18 Ech: 1/50



Plan coffrage étage courant

REGLEMENT :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2
- DTR-BC 2.331 calculs des fondations superficielles.

Cours :

- Cours de béton armé licence
- C.O.B.A master 01
- Parasismique

LOGICIELS :

- Logiciel d'analyse des structures **Autodesk robot 2016**
- Expert 2010
- EXCEL 2016
- WORD 2016
- AUTO CAD 2017