

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابسة

Faculté : Sciences de l'ingénierat
Département : Génie Civil
Domaine : Sciences et Techniques
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Mémoire Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

Etude d'un bâtiment R+ 15 + sous / sol

Présenté par : *Ferroum Imene*

Encadrant : *MERZOU D Mouloud*

Prof.

Université Badji Mokhtar - ANNABA

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
HAMMOUDA Abdelaziz	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Président
MERZOU D Mouloud	Prof	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
SELOUGHA Mokhtar	M.A.A	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements

Nous voulons en premier à remercier Dieu qui nous a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.

Nous voulons à signifier nos profondes reconnaissances à nos encadreurs, Monsieur **Merzoud Mouloud**, professeur à l'Université de **Badji Mokhtar Annaba** pour l'excellente orientation et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il m'a accordée.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner Ce modeste travail

Un grand merci à toutes nos familles et nos collègues et les ingénieurs : de **CTC** et **Mr. Zaim**

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre nous ont aidé et soutenu.

Ferroum Imene

Ameur Meriem

DÉDICACES

« وما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédie ce travail à :

- * *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- * *Mes sœurs Nourhene, Khouloud*
- * *Mon frère Pissou*
- * *Toute ma famille Ferroum*
- * *Mes meilleurs amis , Yasmine, Oumaima, Djihen*
- * *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite*
- * *A mon binôme et ma soeur **Ameur Meriem***

LISTE DES SYMBOLES

La signification des principales notations est la suivante :

Notations en majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement
A_s	Aire d'une section d'acier,
A_t	Section d'armatures transversales
B	Aire D'une section de béton,
D	Diamètre.
E	Module d'élasticité longitudinale,
E_b	Module de déformation longitudinale du béton,
E_i	Module d'élasticité de l'acier,
E_s	Module de déformation instantanée (E _{ij} à l'âge de j jours),
E_v	Module de déformation différé (E _{vj} à l'âge de j jours),
F	Force ou action en général,
G	Action permanente, module d'élasticité transversale,
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
K	Coefficient,
L	Longueur ou portée,
L_f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
M_G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,
M_{ult}	Moment de calcul ultime,

M_{ser}	Moment de calcul de service,
M_t	Moment en travée
M_a	Moment sur appuis,
N	Effort normal,
S_t	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période,
V_0	Effort tranchant a la base,
K_t	Facteur de terrain
Z_{min}	Hauteur Minimale,
C_t	Coefficient de rugosité
C_{pe}	Coefficient de pression extérieure,
C_{pi}	Coefficient de pression intérieure,
C_p	Coefficient de pression nette,
R	Force résultante,
F_{fr}	Force de frottement,
C	Cohésion
C_c	Coefficient de compression,
C_s	Coefficient de sur consolidation,
D	Fiche d'ancrage
W	Teneur en eau,
W_{sat}	Poids total de la structure,
W_1	Teneur en eau saturé,
W_P	Limite de plasticité.
N_q, N_γ, N_c	Facteurs de portance
S_r	Degré desaturation.
I_p	Indice de plasticité.
I_c	Indice de consistance,

Sc Tassement œdométrique,

S_{ct} Tassement total.

S_{cadm} Tassement admissible.

E.L.U Etat limite ultime,

E.L.S Etat limite service,

Notations en minuscules :

a une dimension,

b une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),

d distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,

d' distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée,

e épaisseur, Indice des vides,

C_g grosseur des granulats,

f résistance d'un matériau (avec indice), flèche,

f_e limite d'élasticité de l'acier,

f_{cj} résistance caractéristique à la compression du béton âge
de j jours,

f_{tj} résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,

f_c 28, f_{t28} grandeurs précédentes avec j = 28 jours,

h hauteur totale d'une section de béton armé,

i rayon de giration d'une section,

j nombre de jours,

K coefficient en général,

l longueur ou portée (on utilise aussi L),

n coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre
entier,

S espacement des armatures en générales,

s_t espacement des armatures transversales,

x coordonnée en général, abscisse en particulier,

Y coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie,
Profondeur de l'axe neutre,

Z ordonnées d'altitude,

q_{dyn} pression dynamique,
 q_{ref} pression dynamique de référence,

Notations en minuscules :

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

Sommaire

I.	Généralité :	16
I.1	Presentation de l'ouvrage etudie:	17
I.1.1	Introduction:	17
I.1.2	Caractéristiques de la structure:	17
I.2	conception de la structure du batiment :	18
I.2.1	Structure de contreventement:	18
I.2.2	Le Plancher:	18
I.2.3	La cage d'escalier:	18
I.2.4	Les façades:	19
I.2.5	hypothese de calcul:	19
II.	Caracteristiques mecaniques des materiaux :	21
II.1	Le béton :	21
II.1.1	Composition <i>du béton</i> :	21
II.1.2	<i>Dosage de béton</i> :	21
II.1.3	<i>Résistance mécanique du béton</i> :	22
II.1.4	Modules de déformation longitudinale :	23
II.1.5	Contrainte de calcul béton comprimé.....	24
1.	Etat limite ultime de béton :	24
2.	Contrainte ultime de cisaillement :	25
3.	Etat limite de service :	25
II.2	L'Acier :	26
II.2.1	Caractéristiques mécaniques :	26
II.2.2	Contrainte limite :	26
II.3	Adhérence acier-béton :	27
II.3.1	Généralités :	28
II.3.2	Calcul règlementaires :	28
II.3.3	Les ancrages normalisent :	28
II.3.4	Les reprises de bétonnage :	29
II.4	Les Principes de ferrailage.....	29
II.4.1	Les dispositions constructives particulières à certains éléments :	29
II.5	Les dispositions constructives:	30
II.5.1	Notions générales :	30
II.5.2	Enrobage :	30
II.5.3	La poussée au vide :	31
III.	Prés dimensionnement des éléments :	33

III.1	Introduction.....	33
III.2	Les poutres :.....	33
III.2.1	Poutres principales :.....	33
III.2.2	Poutres secondaires:.....	34
III.3	Les poteaux :.....	34
III.4	Les voiles :.....	35
III.5	Les planchers :.....	37
III.6	Les escaliers :.....	38
IV.	Evaluation et descentes des charges	42
IV.1	Evaluation des charges :.....	42
6.	Plancher dalle pleine:.....	43
7.	Volée :.....	47
IV.2	CALCULE D'ESCALIER TYPE II:.....	48
IV.2.1	Descentes des charges :.....	48
IV.2.2	Poteaux derive :.....	52
a.	Acrotère:.....	53
IV.2.3	Poteaux centraux :.....	56
IV.2.4	Poteaux circulaire :.....	61
V.	Etudes des planchers :.....	65
V.1	Dimensionnement :.....	65
V.2	Etudes des plancher :.....	79
VI.	CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	100
VI.1	Introduction :.....	100
VI.2	CALCUL DE L'ACROTÈRE	101
VI.2.1	Introduction :.....	101
VI.2.2	CALCULE D'ESCALIER TYPE I	105
VI.2.3	CALCULE D'ESCALIER TYPE II :.....	114
V.Le vent.....		118
VII.	Introduction:.....	118
VII.1	Action due au vent:.....	119
VII.2	Etude de la force de traînée:.....	120
VII.2.1	Phase De Calcul :.....	120
VII.2.2	Cas du vent normal:.....	121
VII.2.3	Cas de vent extrême	122
VII.2.4	Etude de la force de dérive (L).....	123
VII.2.5	Etude de force portance μ :.....	123
VII.3	Calcul des efforts tranchants et les moments (sens X) :.....	126
VII.4	Calcul des efforts tranchants et les moments (sens Y) :.....	127

VIII.	Étude sismique.....	129
VIII.1	Introduction générale :	129
VIII.2	Caractéristiques géométriques de la structure :	129
VIII.3	Quelque notion :	130
VIII.3.1	Mesure des séismes - échelle Richter :	130
VIII.4	Sismographe :	130
VIII.4.1	Les ondes (P) et (S) :	130
VIII.4.2	Objectifs de l'étude sismique :	131
VIII.4.3	Présentation de méthode de calcul :	131
VIII.5	CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON LES RPA99/V2003 :	132
VIII.5.1	Classification de la zone sismique :	132
VIII.5.2	Classification du site :	133
VIII.5.3	Les déplacements latéraux inter- étages :	152
VIII.5.4	Justification vis à vis de l'effet P-D :	154
VIII.5.5	Vérification au renversement :	156
VIII.6	Conclusions :	157
IX.	Introduction :	159
IX.1	Ferraillage des portiques :	159
IX.1.1	Ferraillage des poutres :	159
IX.1.1.1	Méthode de calcul :	159
IX.1.1.2	Vérification de l'effort tranchant :	160
IX.1.1.3	Détermination de l'armature transversale :	160
IX.1.1.4	Condition de non fragilité :	161
IX.1.1.5	Vérification de la flèche (BAEL B.6.5) :	161
IX.1.1.6	Recommandation du RPA99/version 2003 :	162
IX.1.2	Poutre secondaire :	163
IX.1.2.1	Ferraillage longitudinal :	163
IX.1.2.2	Vérification de la contrainte de cisaillement :	165
IX.1.2.3	La vérification du ferraillage des poutres secondaires :	166
IX.1.2.4	Espacement exigé par RPA :	166
IX.1.3	Poutre principales :	168
IX.1.3.1	Ferraillage longitudinal :	168
IX.1.3.2	Vérification de la contrainte de cisaillement :	170
IX.1.3.3	La vérification du ferraillage des poutres secondaires :	171
IX.1.3.4	Espacement exigé par RPA :	171
IX.1.3.5	Vérification de la flèche :	172
IX.2	FERRAILLAGE DES POTEAUX	174
IX.2.1	Recommandation du RPA 99/version 2003 :	174

IX.2.2	Ferrailage longitudinal :	175
IX.2.2.1	Calcul a L'ELU :	176
IX.2.2.2	Armatures transversales :	179
IX.2.2.3	Vérification a l'ELS :	180
IX.3	Généralités :	186
IX.3.1	Introduction au ferrailage des voiles :	186
IX.3.2	Voile sans ouverture :	188
IX.4	ETUDE VOILE AVEC OUVERTURE :	195
IX.4.1	Détermination des sollicitations :	195
IX.4.1.1	Contraintes limites de cisaillement :	195
IX.4.1.2	Ferrailage des linteaux :	195
IX.4.2	Exemple de calcul :	198
IX.4.2.1	Vérification de la contrainte de cisaillement :	198
IX.4.2.2	Armatures longitudinales :	198
IX.4.2.3	Armatures transversales :	199
IX.4.2.4	Armatures diagonales :	199
IX.4.2.5	Armatures de peau :	199
IX.4.2.6	ferrailage trumeaux :	200
IX.4.2.7	Vérification a l'ELS :	200
IX.4.2.8	Vérification au BAEL :	201
IX.4.2.9	Vérification dans RPA :	201
IX.4.3	voile sur l'axe y :	201
IX.4.3.1	Vérification de la contrainte de cisaillement :	201
IX.4.3.2	Armatures longitudinales :	202
IX.4.3.3	Armatures transversales :	202
IX.4.3.4	Armatures diagonales :	202
IX.4.3.5	Armatures de peau :	203
IX.4.3.6	Ferrailage trumeaux :	203
IX.4.3.7	Vérification a l'els :	203
X.	Etude de l'infrastructure	206
	X.1.Introduction	
X.2	Calcul du voile périphérique:	206
X.2.1	Introduction:	206
X.2.2	Dimensionnement:	207
X.2.3	Ferrailage:	207
X.2.3.1	Ferrailage :Sens x-x	208
X.2.3.2	Ferrailage :Sens : YY	209
X.2.3.3	Vérifications:	210

<i>A-Vérification de la condition non fragilité</i>	210
<i>B-Vérification du ferrailage minimale (RPA99/Version2003)</i>	210
X.3 Etude de fondation.....	211
X.3.1 Introduction :.....	211
X.3.2 Choix du type de fondations :	211
X.3.2.1 Semelles Filantes :	211
X.3.2.2 radier general :.....	213

Liste des figures

Figure II.1- Evolution de la resistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	23
Figure II.2- Evolution de la resistance du béton à la traction f_{tj}	24
Figure II.3- Evolution du module de Young différée $E(v_j)$ en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}	25
Figure II.4- Diagramme contrainte deformation de calcul à l'ELU	26
Figure II.5- Diagramme contrainte deformation de calcul à l'ELS	26
Figure II.6- Diagramme contrainte deformation de calcul de l'acier à l'ELU	28
Figure III.1- Coupe des voiles	37
Figure III.2- Coupe d'un plancher en corps creux.....	38
Figure III.4- Escalier	39
Figure IV.1- Vue en plan	49
Figure IV.2- Les niveaux de la descente des charges	49
Figure VI.1- dimensions de l'acrotère.....	99

Liste des tableaux

Tableau II.1- Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e	27
Tableau II.2- Notions générale pour le ferrailage.....	31
Tableau II.3- Enroubage.....	31

Introduction

I. GÉNÉRALITÉ :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master 2 à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 15 étages (R+15) avec un sous-sol, dont le système de contreventement mixte (assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques-voiles).

Après une descente de charges et un pré dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique est effectuée pour trouver les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis robot structural analyses (Version 2014) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé "CBA 93".

Plusieurs vérifications à la sécurité ont été également effectuées à savoir:

- La stabilité d'ensemble.
- L'Effet P- Δ .
- Etat limite des déplacements inter-étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton.

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE:

I.1.1 Introduction:

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et d'un premier étage à usage commercial et bureaux respectivement, plus les 14 niveaux à usage d'habitation et le sous-sol sera utilisé comme parking dont le lieu d'implantation est la wilaya d'Annaba (nouvelle ville de Draa Erich), Ce bâtiment est situé dans une zone de sismicité moyenne (zone II-a selon le RPA99/Version2003), la structure du bâtiment présente une irrégularité en plan pour toute la structure, et en élévation à partir du 6^{ème} niveau. La structure de l'ouvrage à étudier est mixte en béton armé (portiques-voiles) avec interaction.

I.1.2 Caractéristiques de la structure:

- **Les caractéristiques de la structure à étudier sont :**

Largeur en plan : **21 m.**

Longueur en plan : **22.7 m**

Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : **54.4m.**

Hauteur du RDC : **3.4m.**

Hauteur d'étage courant : **3.4m.**

Hauteur du sous-sol : **3.4 m**

- **Données du site:**

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de sismicité moyenne (zone II-A).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.

Le site est considéré comme ferme: catégorie **S3**

Contrainte admissible du sol : $\sigma = 2$ bars.

La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation:

a) Régularité en plan:

$$\frac{Lx}{LX} = \frac{8.5}{22.5} = 0.37 \geq 25\% \quad \text{non vérifiée}$$

$$\frac{LY}{LY} = \frac{7.5}{21} = 0.35 \geq 25\% \quad \text{non vérifiée}$$

b) Régularité en élévation :

$$\frac{Bx'}{Bx} = \frac{14}{22.5} = \geq 25\% \quad \text{non vérifiée}$$

$$\frac{By'}{By} = \frac{11}{21} = \geq 25\% \quad \text{non vérifiée}$$

Il suffit q' un critère n'est pas satisfait, le bâtiment est classé irrégulier.

I.2 CONCEPTION DE LA STRUCTURE DU BATIMENT :

I.2.1 Structure de contreventement:

L'ouvrage en question entre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003.

D'après les conditions de l'article 3-4-A (page29) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 17 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

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

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs Interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au Moins 25%

I.2.2 Le Plancher:

Nous avons opté pour des dalles en corps creux dans les étages courants pour les raisons suivantes :

Les portées des poutres ne sont pas importantes.

La facilité de réalisation ;

Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).

cependant, la dalle du RDC est en dalle pleine.

I.2.3 La cage d'escalier:

La cage d'escalier permet l'accès du RDC jusqu'au 1er étage. Elle est constituée à chaque Niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire.

La cage d'escalier permet l'accès du sous-sol jusqu'au 15ème étage. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées orthogonales et un palier intermédiaire.

I.2.4 Les façades:

Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

I.2.5 HYPOTHESE DE CALCUL:

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours **$f_{c28} = 25\text{Mpa}$** .
- La résistance à la traction **$f_{t28} = 2.1\text{ MP}$** .
- Le module d'élasticité différé est : **$E_{vq} = 10818,865\text{ MP}$** .
- Le module d'élasticité instantané est : **$E_{id} = 32164,195\text{Mpa}$** .
- La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est : **$F_e = 400\text{ MP}$**

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

II. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

II.1 Le béton :

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa ; mais sa résistance à la traction est faible et est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

II.1.1 Composition du béton :

On appelle béton les matériaux constitués par le mélange, dans de la proportion convenable de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et de l'eau.

a/ ciment :

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

b / granulats :

Les granulats comprennent les sables et les graviers.

- *Sables :*

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces 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.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

II.1.2 Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est

destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature

II.1.3 Résistance mécanique du béton :

a/Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

Pour des résistances $f_{c28} < 40$ MPa :

si $j < 60$ jours. si $j > 60$ jours.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

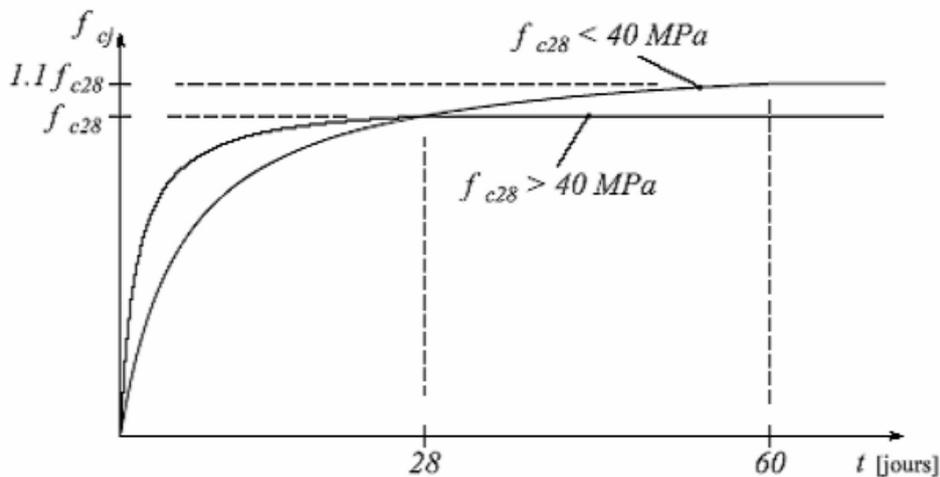


Figure.I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

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 :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} < 60\text{Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.}$$

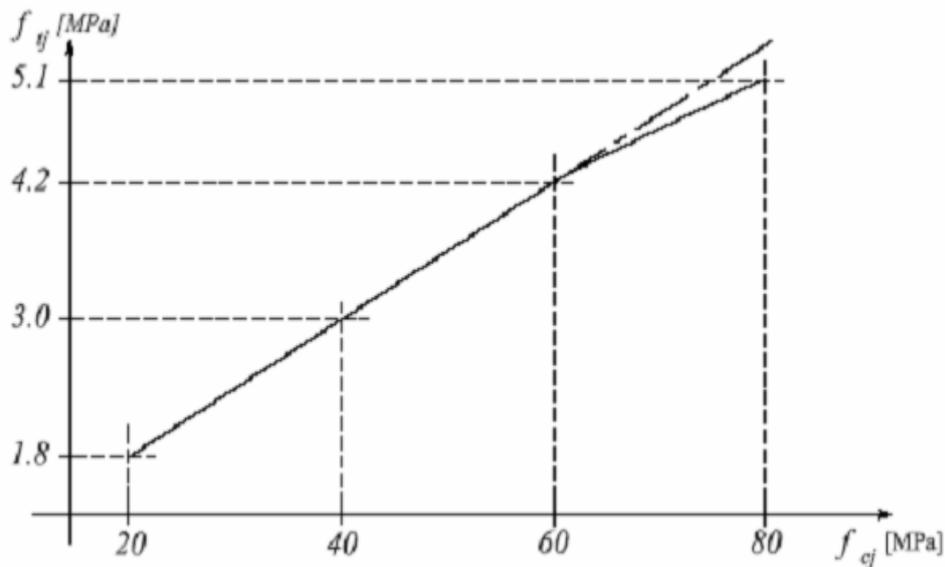


Figure 3-2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj}

En fonction de celle à la compression f_{cj}

II.1.4 Modules de déformation longitudinale :

Nous distinguons les deux valeurs du module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module de Young instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module de Young différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentent approximativement deux fois les déformations instantanées. Le module de Young différé est pris égal à trois fois le module instantané:

$$E_{ij} = 3E_{vj}$$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{cases}$$

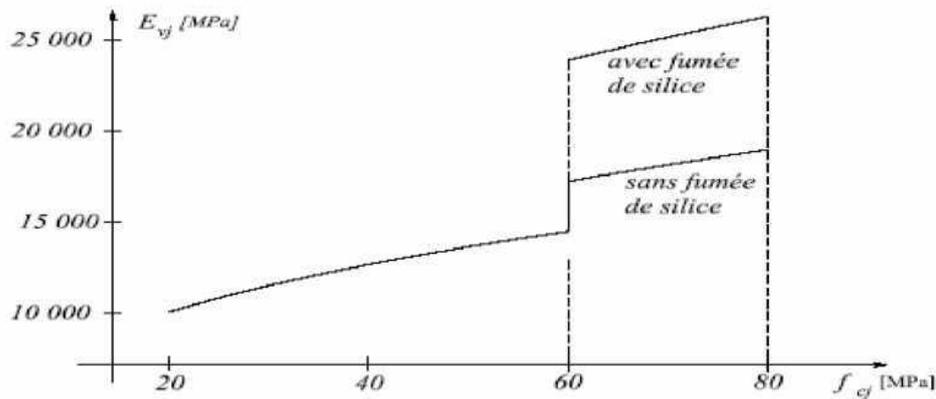


Figure 3 : évolution du module de Young différée $E(v_j)$ en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}

- **Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu=0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU) et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

II.1.5 Contrainte de calcul béton comprimé

1. Etat limite ultime de béton :

Pour les calculs a l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure I-4.

Les déformations du béton sont :

$\epsilon_{bc1} = 2\%$ compression simple

$\epsilon_{bc2} = 3,5 \%$ pour les autres sollicitations

Min (4,5 ; 0,025 f_{cj}) % si $f_{cj} > 40\text{Mpa}$.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta_{\gamma b}}$$

D'où :

- γ_b est le coefficient de sécurité partiel et vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles,

- μ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\mu = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\mu = 0,85$ dans les autres cas

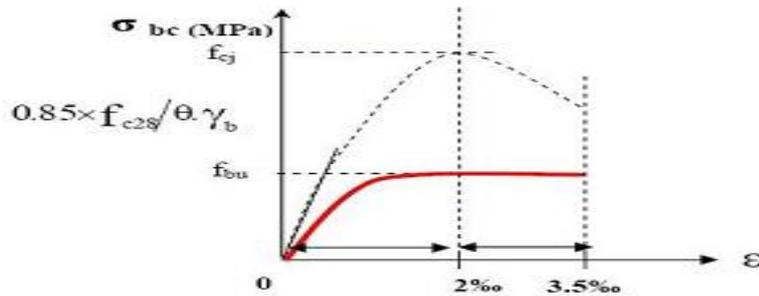


Figure.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est limitée par $\tau \leq \tau_{adm}$:

$$\tau_{adm} = \min (0.13 f_{cj} ; 4 \text{ MPA})$$

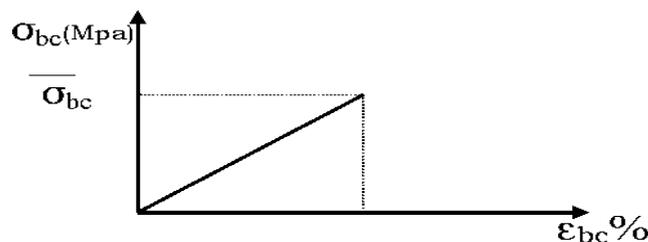
$$\tau_{adm} = \min (0.10 f_{cj} ; 3 \text{ MPA})$$

3. Etat limite de service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

Figure .I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul à l' ELS.



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

Avec $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

II.2 L'Acier :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

II.2.1 Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e . Les valeurs de la limite d'élasticité f_e sont garanties par le fournisseur.

Tableau 3.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant. Epingle de levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant.
	FeE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 O > 6mm	500	Treillis soudés uniquement emploi Courant
	TL50 O < 6mm	520	

II.2.2 Contrainte limite :

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre E_s et la déformation relative ε_s .

A. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur la figure I-6 contrainte déformation.

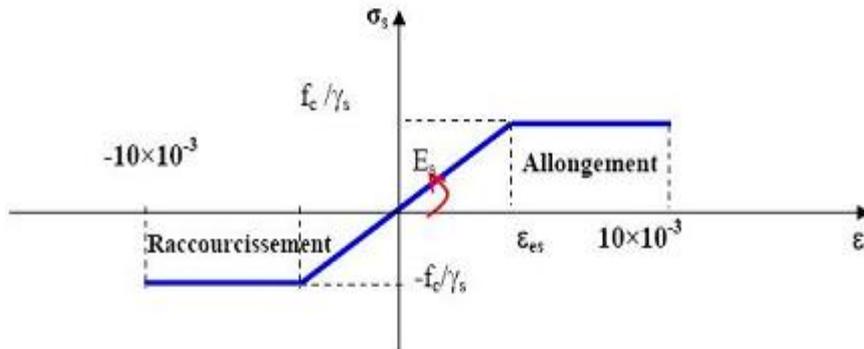


Figure.I.6: diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles ; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

b. Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right).$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right).$$

n : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds Lisses (RL) , =1.6 pour les Hautes Adhérences

II.3 Adhérence acier-béton :

Comme nous venons de le voir, le comportement de l'acier est très bien connu et celui du béton est bien connu. Le béton armé étant une structure composite béton et acier - il est

nécessaire de bien connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

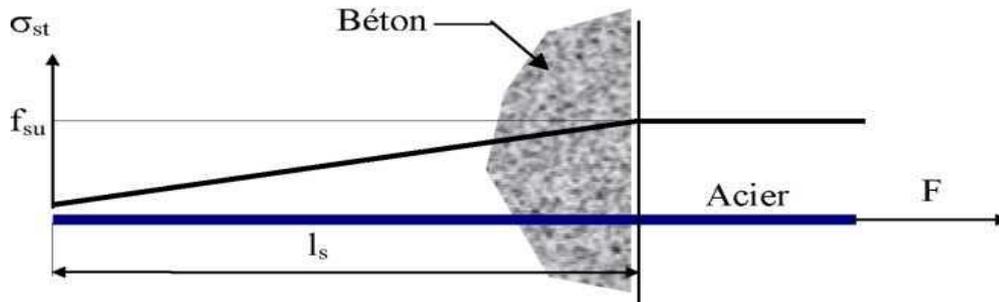
L'objectif de l'étude est :

de bien connaître les différents paramètres qui influencent le comportement de l'interface entre le béton et l'acier), de justifier une des hypothèses importantes des calculs en béton arme, à savoir qu'il n'y a pas de glissement des barres d'acier ($\epsilon_b = \epsilon_s$).

II.3.1 Généralités :

L'idée d'associer les deux matériaux (acier et béton) judicieusement pour créer un matériau nouveau appelé béton armé est venue du constat de la faible résistance du béton en traction. Les armatures ne seront efficaces que s'il y a une liaison mécanique significative entre ces deux matériaux.

On définit une longueur l_s (longueur de scellement) qui représente la longueur d'une barre droite encastrée dans le béton tel que l'encastrement soit aussi résistant réglementairement que la barre elle-même.



II.3.2 Calcul règlementaires :

$$l_s = \frac{f_e \phi}{4 \bar{\sigma}_s} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_s = 0.6 \Psi_s f_{t28} \quad (\Psi_s = 1 \text{ pour RL et } 1.5 \text{ pour HA})$$

II.3.3 Les ancrages normalisent :

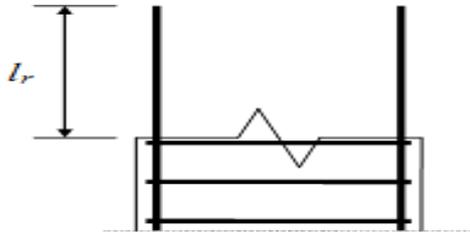
Equerre normalisée (EN)	Retour normalisé (RN)	Crochet normalisé (CN)

Figure 3-7 : Ancrages normalises D'où : (dn : diamètre nominal de l'acier et rm : le

Rayon de centrage).

II.3.4 Les reprises de bétonnage :

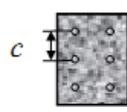
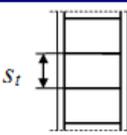
Laisser les armatures en attente d'une longueur l_r les barres d'attente.



II.4 Les Principes de ferrailage

II.4.1 Les dispositions constructives particulières à certains éléments :

A- Pour les Poteaux:

armatures	% minimum d'armatures	distance maxi entre armatures	croquis
longitudinal A_l	$A_l \geq 4 \text{ cm}^2/\text{m}$ de parement et $0,2\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\%$ avec B la section de béton.	$c \leq \min \begin{cases} a + 10 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$	
transversals A_t	$\phi_{A_t} \geq \frac{\phi_{A_l}}{3}$	$s_t \leq \min \begin{cases} 15 \cdot \phi_{A_t} \\ 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} \end{cases}$	

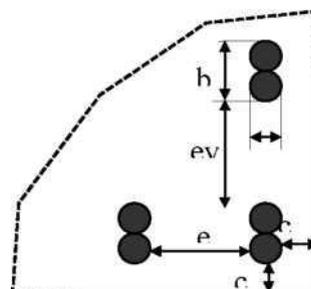
B- Pour les poutres

Nécessaire pour un bétonnage correct

$b < 2a \quad c < a$

$e_h > \max [a; 1.5C_g] \quad e_v > \max. [a; C_g]$

C_g : diamètre du plus gros granula utilisé



c- Armatures de non fragilité :

Correspond à une insuffisance de la résistance des aciers tendus dans une section fissurée (zone où la contrainte normale est de signe positive selon la convention RDM) :

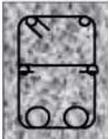
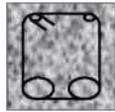
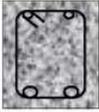
à la flexion :	à la traction :
$A_{st} \geq \frac{0.21.f_{t28}bh}{f_e}$	$A_{st} \geq \frac{0.9.f_{t28}bh}{f_e}$

II.5 Les dispositions constructives:

II.5.1 Notions générales :

Lors d'un ferrailage, les principes suivants devront être abordés :

Tableau 3.3 : Notions générales pour le ferrailage

Principes	Mauvais	Correct
La symétrie		
La répartition		
Armatures d'angle		

II.5.2 Enrobage :

Permet d'éviter l'oxydation des armatures :

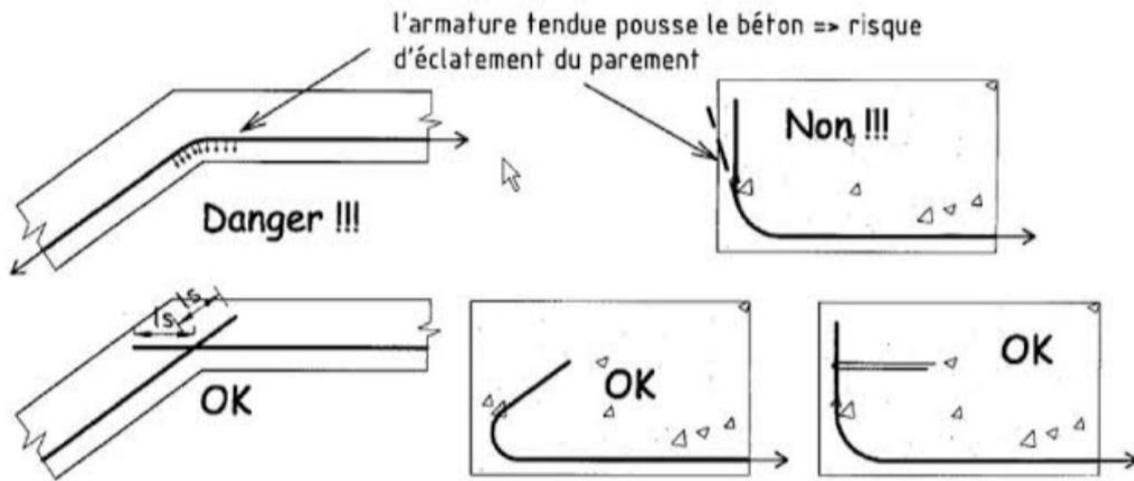
Tableau 3.4 Enrobage

Enrobage min(cm)	Destination
2	Locaux couverts et clos non soumis aux condensations
3	Parois au contact de l'eau, vapeur d'eau ou des actions agressives
5	Parois au contact de milieu salin ou des actions très agressives

Pour des raisons de facilité de mise en œuvre, on prend en général 3cm pour un ouvrage protégé et 5 cm pour un ouvrage exposé (à l'extérieur ou dans le sol).

II.5.3 La poussée au vide :

Résulte de la déformation des ouvrages, l'acier ayant tendance lorsqu'il est proche d'un parement à pousser le béton vers le « vide ».



pré dimensionnement des éléments

III. Prés dimensionnement des éléments :

III.1 Introduction

Le but des prés dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du R.P.A 99 V2003 et du B.A.E.L

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement

III.2 Les poutres :

III.2.1 Poutres principales :

Selon BAEL:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} : \text{la plus grande portée entre nus}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.4h \mathbf{L: 450 \text{ cm}}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad 30 \leq h \leq 45$$

On adopte **h: 450 cm**

$$0, 3. 45 \leq b \leq 0, 4. 45 \quad 13.5 \leq b \leq 28$$

On adopte **b: 30 cm**

Donc on adopte une poutre principale de section **(30*45) cm²**

Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad h = 45 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de **(30x45) cm**

III.2.2 Poutres secondaires:

Selon BAEL:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad L : \text{la plus grande portée entre nus}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.4h \qquad L: 400 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \qquad 26.66 \leq h \leq 40$$

On adopte $h = 40 \text{ cm}$

$$0, 3. 40 \leq b \leq 0, 4. 40 \qquad 12 \leq b \leq 24.5$$

On adopte $b = 30 \text{ cm}$

Donc on adopte une poutre principale de section **(30x40) cm²**

Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20 \text{ cm} \qquad b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \qquad h = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \qquad \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de **(30x40) cm**

III.3 Les poteaux :

Selon BAEL: $H = 3,4\text{m}$

$$b \geq \frac{l_f}{14,4} \qquad l_f: \text{Longueur de flambement} = 0,7l_0$$

l_0 : Hauteur d'étage - retombée de la poutre

$$l_0 = 340 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$l_f = 182,7 \text{ cm}$$

$$b \geq \frac{l_f}{14,4} \qquad b \geq 12.68 \text{ cm}$$

On prend $b = 55 \text{ cm}$

Vérification selon RPA :

On a $b = 55 \text{ cm}$ $h = 55 \text{ cm}$

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$; $0.25 \leq 1 \leq 4$ CV

Min (b ,h) \geq 25 cm ; Min (55, 55) \geq 25 cm..... CV

Min (b ,h) \geq $\frac{340}{20}$; Min (55,55) \geq 17cm.....CV

P (cm²)					
(50× 50)	(45 × 45)	(40 × 40)	(35× 35)	(35)	(30 ×30)

III.4 Les voiles :

Prés dimensionnement des murs en béton armé justifie par l'article 7.7 de R.P.A 99 des voiles servent, d'une part, à contreventement 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: efforts de séisme et ou du vent
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins

D'après le **R P A article 7.7.1** sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition **L \geq 4e**

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires

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 hauteur libre d'étage He et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure

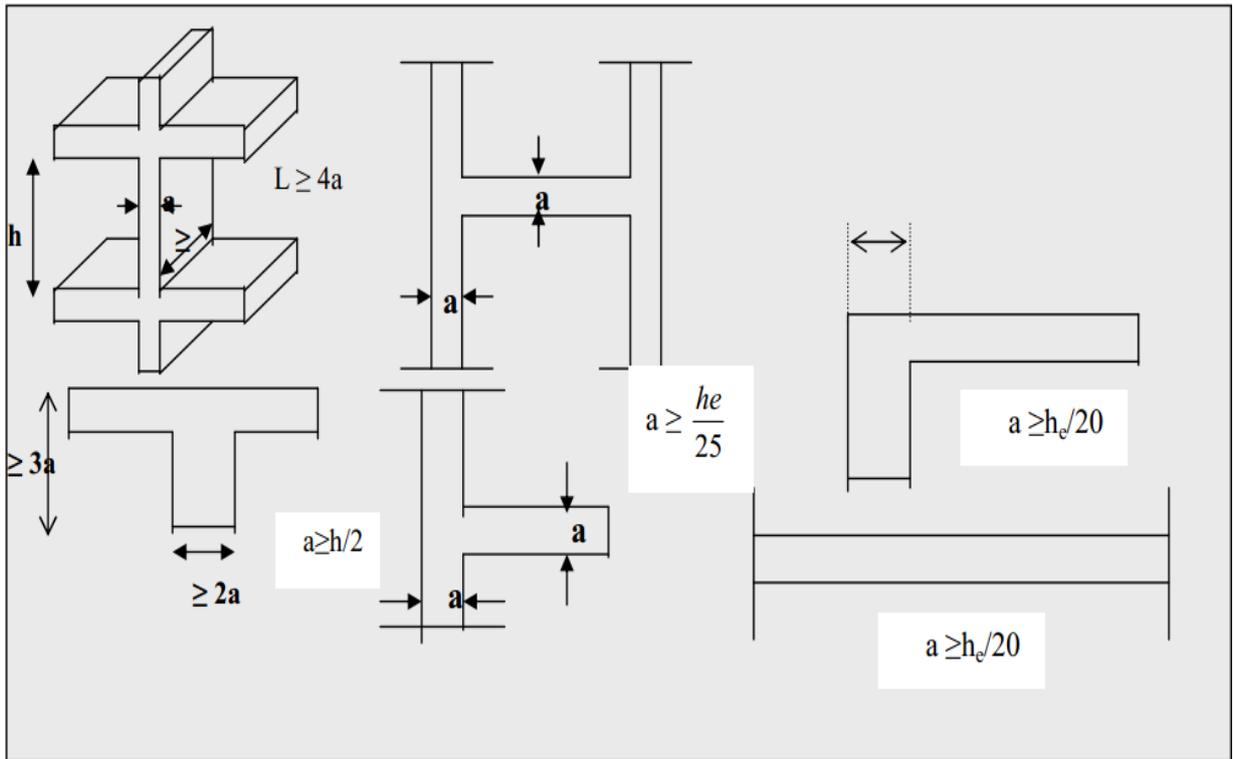


Figure III .1 coupe des voiles

RDC et étage courant :

$$e \geq \frac{h_e}{20} h_e = \text{hauteur d'étage}$$

$$h_e = 340 - 40 = 300 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad e \geq 15 \text{ On adopte } e = 20 \text{ cm}$$

D'ascenseur :

$$e \geq \frac{h_e}{25}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \quad e \geq 12 \text{ cm} \quad \text{On adopte } e = 20 \text{ cm}$$

III.5 Les planchers :

Plancher corps creux (RDC et étage courant)

Selon BAEL

h_t : la hauteur des poutrelles

$$\frac{L_{max}}{22.5} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{15} \quad L_{max} = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{22.5} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{15} \quad 13.33 \leq h_t \leq 20 \quad \text{On adopte } h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc la dalle de compression **4 cm / corps creux 16 cm**

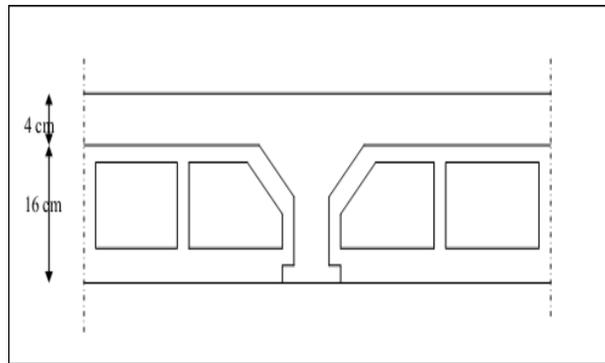


Figure III.2: coupe d'un plancher en corps creux

Largeur des poutrelles :

$$0,3.40 \leq b_0 \leq 0,4.40 \quad 12 \leq b_0 \leq 16$$

On prend $b_0 = 12 \text{ cm}$

Largeur des débords :

$$b_1 = \min \left(\frac{l}{2}, \frac{L_{max}}{2} \right)$$

$$l = b - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_{max} = 300 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{l}{2}, \frac{L_{max}}{2} \right) \quad b_1 = \min (26.5, 150)$$

Donc $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$B=2b_1+ b_0 = 2 (26 ,5) +12 = 65 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Vérfiée}$$

III.6 Les escaliers :

Les escaliers desservant les différents niveaux des bâtiments sont constitués d'une paillasse et un palier de repos, un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment à usage d'habitation comporte le même type d'escalier, il a une forme droite, composé de deux volées et un palier derepos.

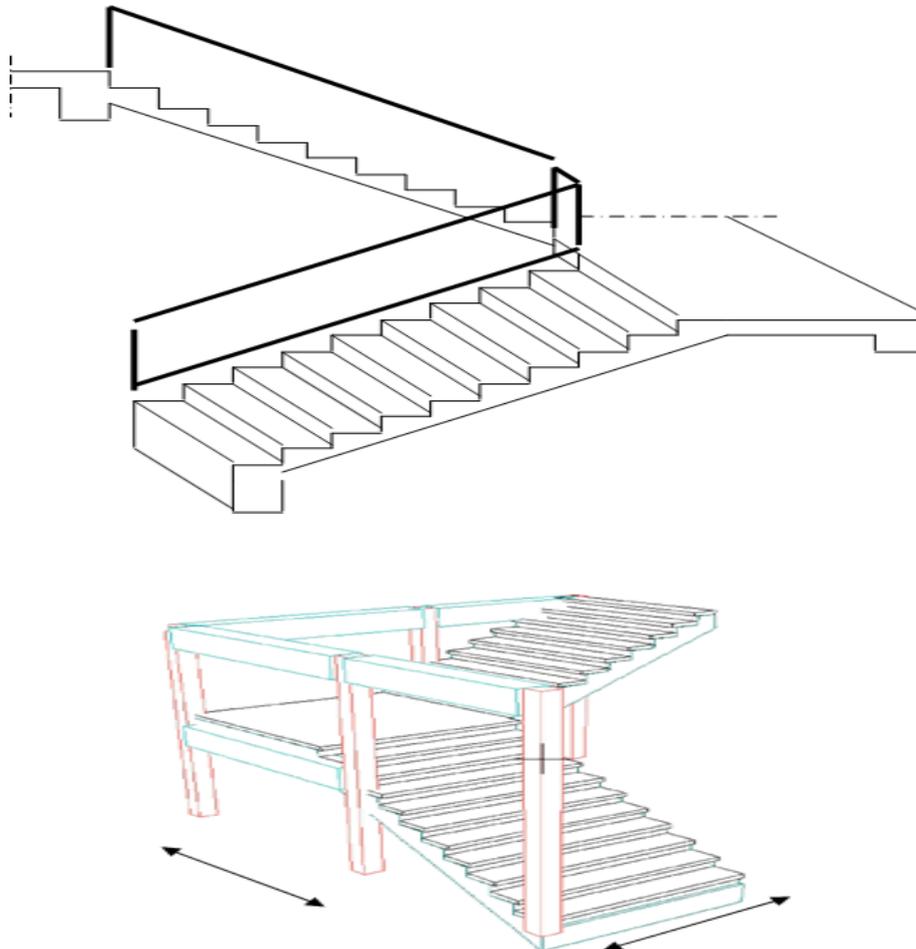


Figure III.4: Escalier

Un escalier se montera sans fatigue si l'on respect la relation de Blondel qui est :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$59 \leq 30 + 2. (17) \leq 66 \qquad 59 \leq 64 \leq 66$$

Nombre de marche :

$$N = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = \mathbf{20 \text{ marches}} \Rightarrow 2 \text{ volées } (10 + 10)$$

Nombre de contre marche :

$$n' = n - 1 = 20 - 1 = \mathbf{19 \text{ contres marches}}$$

Type d'escalier : parallèle

Longueur de paillasse :

$$L = (n - 1) g = (10 - 1) 30 \Rightarrow \mathbf{270 \text{ cm}}$$

L'inclinaison α :

$$\mathbf{\tan \alpha = \frac{h_e}{L} \text{ avec } h_e = \frac{H}{2} = \frac{340}{2} = 170 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{\tan \alpha = \frac{170}{270} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,21^\circ}$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \quad \text{avec} \quad l_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{170}{\sin 32,21} = \mathbf{321 \text{ cm}}$$

$$\frac{321}{30} \leq e \leq \frac{321}{20} \Rightarrow 10,7 \leq e \leq 16,05 \quad \text{on adopte } e = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

Poutre Palière :

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \end{array} \right.$$

$$19,66 \leq h \leq 29,5 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35 cm**

La largeur b de la poutre palière doit être

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 10,5 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} , \quad \text{On prend: } \mathbf{b=30} \\ \text{Selon le RPA99/version 2003} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30, h = 35 \quad \dots\dots\dots \mathbf{CV} \\ b \geq 20, \quad b = 30 \quad \dots\dots\dots \mathbf{CV} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.167 < 4 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

— Donc on choisit une section de la poutre palière (**b x h = 30 x 35**) cm²

Évaluation et descente des charges

IV. Evaluation et descentes des charges

IV.1 Evaluation des charges :

Introduction

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général composées de :

- les charges permanentes qui présentent le poids mort
- les charges d'exploitation ou surcharges

1. Les charges permanentes (G)

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R.

2. Les charges d'exploitation (Q) :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation « normale » pour faciliter la prise en compte des chargements sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R. des charges permanentes et charges d'exploitations.

Plancher Terrasse inaccessible : (corps creux)

1. protection en gravillon (e=5cm) $0.05 \times 17 = 0.85 \text{ t/m}^2$
2. Etanchéité multicouches (e=6 cm) $0.06 \times 0.2 = 0.012 \text{ t/m}^2$
3. Béton de pente (e=10cm) $0.1 \times 22 = 2.2 \text{ t/m}^2$
4. Isolation thermique au liège (e=4cm) $0.04 \times 4 = 0.16 \text{ t/m}^2$
5. Dalle pleine en corps creux (e=16+4) $0.20 \times 14 = 2.8 \text{ t/m}^2$
6. Enduit plâtre (e=2 cm) $0.02 \times 10 = 0.2 \text{ t/m}^2$

G = 0.633 t/m²

Q = 0.100 t/m²

4. Plancher 1er étage (service) :

1. Revêtement en carrelage (e=2cm) $0.02 \times 2.2 = 0.044 \text{ t/m}^2$
2. Mortier de pose (e=2cm) $0.02 \times 2 = 0.040 \text{ t/m}^2$

- 3.Lit desable(e=3cm) 0.03*1.8=0.054t/m²
- 4.Dalleencorps creux(e=16+4cm)0.20*1.4=0.280t/m²
- 5.Enduitplâtre(e=2cm) 0.02*1=0.02t/m²
- 6.cloisonslégers.0.100 t/m²

G=0.538 Q=0.250

Plancherétagecourant (habitation):

5. G=0.538t/m²kg/ Q=0.150 t/m²

6. Plancherdallepleine:

1-plancherétagecourantpleine:

- 1. Revêtementencarrelage(e=2cm)..... 0.02x2.2=0.044t/m²
- 2. Mortierdepose(e=2cm) 0.02x2=0.040t/m²
- 3.Lit desable(e=3cm) 0.03x1.8=0.054t/m²
- 4.Dallepleine (16cm).....0.16x2.5= 0.4t/m²
- 5.Enduitplâtre(e=2cm) 0.02x1=0.020t/m²
- 6.cloisonslégers.0.100t/m²

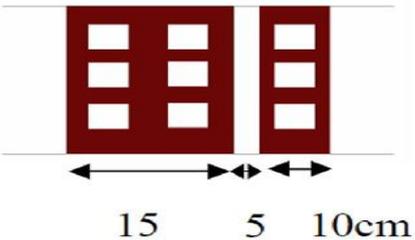
G= 0.658t/m²
Q=0.500 t /m²

• **plancher RDC (commercial):**

G=0.658t/m²kg/ Q=0.500 t/m²

Murs Extérieurs

Enduit de ciment 0, 02x1, 8 = 0,036 t/m²



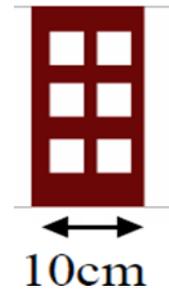
- Briques creuses (e=15cm) 0, 15x1.3 = 0,195 t/m²
- Briques creuses (e=10cm) 0, 10x0.9 = 0,09 t/m²
- Enduit de ciment intérieur 0, 015x1.2 = 0,018 t/m²

G = 0,339 t/m² Murs extérieurs

Cloisons

- Briques creuses (10 cm) 0.10 x0.9 =0.09 t/m²
- Enduit de ciment (2 faces) 0.015x1.2*2 = 0.036 t/m²

G = 0.126 t/m²



Cloison

Voile

- Enduit de ciment0, 02*1,8 = 0,036 t/m²
- Voile en béton armé 0, 20*2,5 = 0,500 t/m²
- Enduit de plâtre.....0, 02*1 = 0,02 t/m²

G= 0,556 t/m²

L'acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.02*0.1)/2 + (0.08*0.1) + (0.1*0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0.069*2.5) \rightarrow G = 0.1725 \text{ t/m}^2$$

Poutres principales

$b \times h \times 2.5$

$0,30 \times 0,45 \times 2.5 = 0.3375 \text{ t/m}^2 \mathbf{G=0.3375 \text{ t/m}^2}$

Poutres secondaires

$b \times h \times 2.5$

$0,30 \times 0,40 \times 2.5 = 0.3 \text{ t/m}^2 \mathbf{G=0.3 \text{ t/m}^2}$

Poteaux :

$b \times h \times 2.5$

$0,55 \times 0,55 \times 2.5 = 0.75625 \text{ t/m}^2 \mathbf{G=0.450 \text{ t/m}^2}$

$0,50 \times 0,50 \times 2,5 = 0,625 \text{ t/m}^2 \mathbf{G= 0,375 \text{ t/m}^2}$

$0,45 \times 0,45 \times 2.5 = 0.50625 \text{ t/m}^2 \mathbf{G=0.450 \text{ t/m}^2}$

$0,40 \times 0,40 \times 2.5 = 0.400 \text{ t/m}^2 \mathbf{G=0.450 \text{ t/m}^2}$

$0,35 \times 0,35 \times 2.5 = 0.30625 \text{ t/m}^2 \mathbf{G=0.450 \text{ t/m}^2}$

$0,30 \times 0,30 \times 2.5 = 0.225 \text{ t/m}^2 \mathbf{G=0.450 \text{ t/m}^2}$

Dalle pleine pour balcon (e = 16 cm)

Carrelage..... $0,02 \times 2 = 0,04 \text{ t/m}^2$

Mortier de pose..... $0,03 \times 2 = 0,06 \text{ t/m}^2$

Couche de sable..... $0,03 \times 1,8 = 0,054 \text{ t/m}^2$

Dalle pleine..... $0,16 \times 2,5 = 0,4 \text{ t/m}^2$

Enduit de ciment..... $0,02 \times 1,8 = 0,036 \text{ t/m}^2$

$G=0.596 \text{ t/m}^2$

$Q=0.350 \text{ t/m}^2$

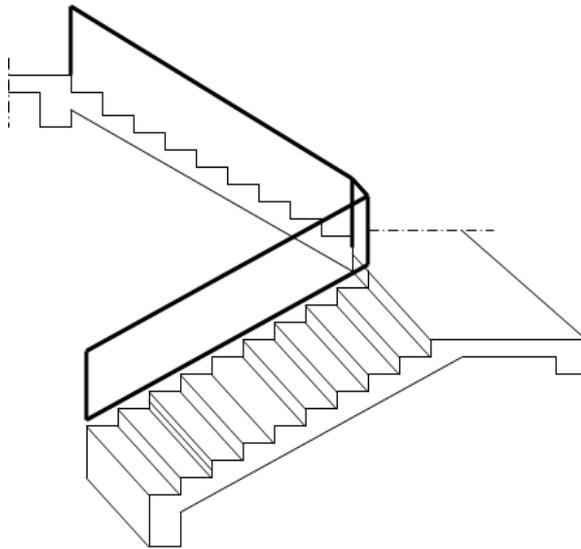
Garde-corps

Enduit de ciment..... $0,02 \times 1,8 = 0,036 \text{ t/m}^2$
 Briques creuses $0,1 \times 0,9 = 0,09 \text{ t/m}^2$
 Enduit de plâtre $0,02 \times 1 = 0,02 \text{ t/m}^2$

G=0.146t/ m²

Q=0.350 t/ m²

Dalle pleine pour les escaliers (e= 16 cm)



Palier :

- 1.Carrelage(e=2 cm) $0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
- 2.Mortier de pose(e=2 cm)..... $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
- 3. Lit de sable(e=2cm) $0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
- 4.Dalle pleine(e=16cm)..... $0.16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
- 5.Enduit plâtre(e=2 cm)..... $0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

G = 540
kg/m² Q=250kg/

Paillasse

Carrelage..... $0,02 \times 2 = 0,04 \text{ t/m}^2$

- Dalle inclinée..... $\frac{2.5}{\cos\alpha} \times 0.16 = 0.473 \text{ t/m}^2$
- Mortier de pose..... $0,02 \times 2 = 0,04 \text{ t/m}^2$
- Couche de sable..... $0,03 \times 1,8 = 0,054 \text{ t/m}^2$
- Poids des marche..... $\frac{0.17 \times 2.5}{2} = 0.212 \text{ t/m}^2$
- Enduit de ciment..... $0,02 \times 1 = 0,02 \text{ t/m}^2$

G=0.839 t/ m²

Q=0.250 t/ m²

7. Volée :

- 8. 1. Carrelage (e=2 cm)..... $0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
- 9. 2. Mortier (e=2 cm)..... $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
- 10. 3. Lit de sable (e=2 cm) $0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
- 11. 4. Poids propre de la marche (e=17cm) $0.5 \times 0.17 \times 2200 = 187 \text{ kg/m}^2$
- 12. 5. Poids propre de la paillasse(e=12cm)..... $2500 \times \frac{0.16}{\cos 32.19} = 443.65 \text{ kg/m}^2$
- 13. 6. enduit plâtre (e=2cm)..... $0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

G =800 kg/m²

IV.2 CALCULED'ESCALIERTYPEII:

Pour notre emmarchement on aura:

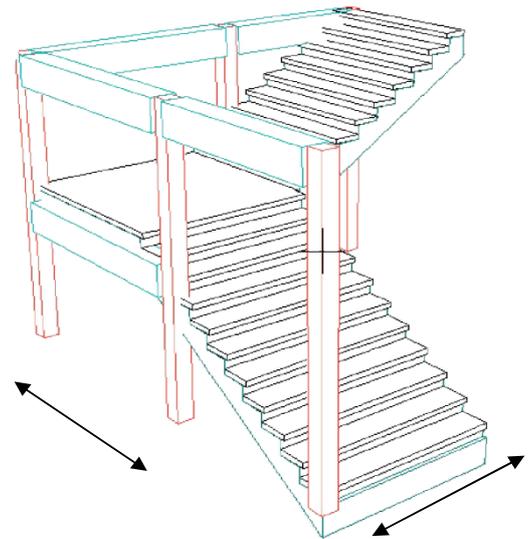
Palier RDC et 1er... G1=0.540t/ml

Paillasse RDC G2=0.681t/ml

Paillasse 1er... G2=0.681t/ml

Surcharge... Q=0.250t/ml

Q = 250 kg/m²



IV.2.1 Descentes des charges :

La descente de charge consiste à calculer les charges représentées par chaque élément vertical et horizontal, en partant de l'étage le plus haut et de les cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanente G, charge d'exploitation Q

- Loi de dégression des (DTR.B. Article 63)

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas du bâtiment à usage d'habitation.

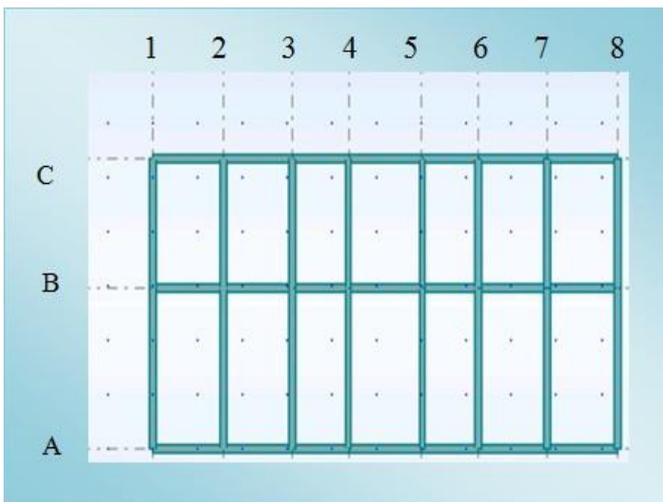


Figure IV.1 : vue en plan

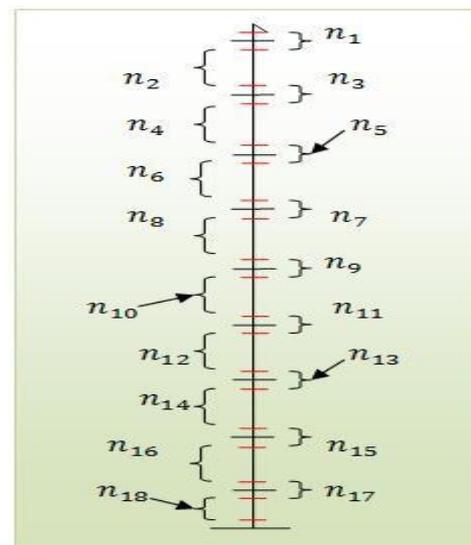


Figure IV.2 : les niveaux de la descente des charges

Remarque :

On remarque que les plus grand surfaces des poteaux d'angle, rive et de centre commesuivant :

Avec majoration

Poteauxd'angle: $A7=2.95 \text{ m}^2 \times 1 = 2.95 \text{ m}^2$

Poteauxderive: $C7,B7=6.3825\text{m}^2 \times 1.1=7.0207 \text{ m}^2$

Poteaux decentre: $B6, C6=11.9025\text{m}^2 \times 1.15 =13.687875 \text{ m}^2$

Poteau d'angle :

Le poteau d'angle le plus sollicité est (A-7) à une surface offerte : 2.95 m2

a. -Acrotère:

Long.....0.1725t

Trans.0.1725t

Ng= 0.681375 t

b. Niveauterrasse:

Plancher □□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□

Poutrelong.....□□□□×□□□□×□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□□

□

Poutretrans.□□□□×□□□×□□□□□□ ×□□□□□□□□□□□□

Surcharges.....□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□

14. Ng= 3.541395 t. Nq=0.35t.

a. Niveauétagecourant:

Plancher □□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□

Poutrelong.....□□□□×□□□□□×□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□□

□□

Poutretrans.□□□□×□□□×□□□□□□ ×□□□□□□□□□□□□

mursext long :

..... □□□□×□□□□□□×□□□□□□□□×□□□□□□□□
 □□□□□□□□□□

mursext trans :..... □□□□×□□□×□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□

Surcharges □□□□×□□□□□□□□□□□□

Ng=6.1345575t.

Nq=0.525t.

Niveau 1er niveau (services) :

Plancher □□□□×□□□□□□□□□□□□

Poutrelong

..... □□□□×□□□□□□×□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□
 □□□□

Poutretrans. □□□□×□□□×□□□□□□ ×□□□□□□□□□□

mursext long

..... □□□□×□□□□□□×□□□□□□□□×□□□□□□□□
 □□□

mursexttrans

..... □□□□×□□□□×□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□
 □

Surcharges □□□□×□□□□□□□□□□□□

15. Ng=5.597325t.

Nq=0.875t.

a. NiveauRDC:

Plancher □□□□×□□□□□□□□□□□□

Poutrelong

..... □□□□×□□□□□□×□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□
 □□□□

Poutretrans □□□□×□□□×□□□□□□ ×□□□□□□□□□□

mursext long

..... □□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□
 □□□

mur sexttrans □□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□

Surcharges □□□□□×□□□□□□□□□□□□□□

16. Ng=5.597325t.

17. Nq=1.75t.

a. Niveau S.sol:

Plancher □□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□

Poutre long □□□□□×□□□□□×□□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□□

Poutre trans □□□□□×□□□□□×□□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□

murs ext long □□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□

mur sexttrans □□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□

Surcharge □□□□□×□□□□□□□□□□□□□□

18. Ng=5.597325t.

Nq=0.875t.

	G (t)	NG(t)	Q (t)	NQ (t)	NU(t)	Br(cm2)	A(cm)	a×1,2	B(cm2)
15	4,22277	4,22277	0,35	0,35	6,225739	40,591821	4,3711711	5,2454053	30*30
					5	54	28	53	
14	6,134557	10,35732	0,52	0,875	15,29489	99,722696	7,9861252	9,5833502	30*30
	5	75	5		21	66	07	49	
13	6,134557	16,49188	0,52	1,4	24,36404	158,85357	10,603712	12,724455	30*30
	5	5	5		48	18	62	14	
12	6,134557	22,62644	0,52	1,925	33,43319	217,98444	12,764296	15,317155	30*30
	5	25	5		74	69	36	63	
11	6,134557	28,761	0,52	2,45	42,50235	277,11532	14,646781	17,576137	30*30
	5		5			2	13	36	

10	6,134557 5	34,89555 75	0,52 5	2,975	51,57150 26	336,24619 71	16,337017 13	19,604420 55	30*30
9	6,134557 5	41,03011 5	0,52 5	3,5	60,64065 53	395,37707 22	17,884090 93	21,460909 12	30*30
8	6,134557 5	47,16467 25	0,52 5	4,025	69,70980 79	454,50794 73	19,319192	23,183030 39	30*30
7	6,134557 5	53,29923	0,52 5	4,55	78,77896 05	513,63882 25	20,663601 27	24,796321 52	30*30
6	6,134557 5	59,43378 75	0,52 5	5,075	87,84811 31	572,76969 76	21,932607 41	26,319128 9	30*30
5	6,134557 5	65,56834 5	0,52 5	5,6	96,91726 58	631,90057 27	23,137632 6	27,765159 12	30*30
4	6,134557 5	71,70290 25	0,52 5	6,125	105,9864 18	691,03144 78	24,287477 01	29,144972 42	30*30
3	6,134557 5	77,83746	0,52 5	6,65	115,0555 71	750,16232 29	25,389091 31	30,466909 57	35*35
2	6,134557 5	83,97201 75	0,52 5	7,175	124,1247 24	809,29319 8	26,448078 99	31,737694 78	35*35
1	6,134557 5	90,10657 5	0,87 5	8,05	133,7188 76	871,84707 32	27,527056 63	33,032467 95	35*35
rd c	6,134557 5	96,24113 25	1,75	9,8	144,6255 29	942,95844 83	28,707628 5	34,449154 2	35*35
s.s ol	6,134557 5	102,3756 9	0,87 5	10,67 5	154,2196 82	1005,5123 23	29,709814 31	35,651777 17	40*40

IV.2.2 Poteaux derive :

Le poteau de rive le plus sollicité est (C-7) à une surface offerte : 6.3825 m² avec majoration de 1.1 on obtient 7.0275 m²

a. Acrotere:

trans. □□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□

Ng= 0.646875 t

b.

c. Niveauterrasse:

Plancher

..... □□□□□□×□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□
□□□□□□

Poutrelong

..... □□□□×□□□□□□×□□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□□
□□□□

Poutretrans. □□□□×□□□×□□□□□□□□ ×□□□□□□□□□□□□□□

Surcharges..... □□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□

19. , Ng= 6.6043125 t. Nq=0.35t.

a. Niveauétagecourant:

Plancher.....□□□□□□×□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

Poutrelong

..... □□□□×□□□□□□×□□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□□
□□□□

Poutretrans□□□□×□□□×□□□□□□□□ ×□□□□□□□□□□□□□□

mursept

long

..... □□□□□□×□□□□□□×□□□□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□
□□□□

cloisonint trans□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

Surcharges.....□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□

20. Ng=7.242438t. Nq=1.1253t.

a. Niveau 1er niveau (services):

Plancher..... □□□□×□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□

Poutrelong

..... □□□×□□□□□×□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□□□□
□□□

Poutretrans..... □□□□×□□□×□□□□□□□□×□□□□□□□□□□

mur sext long

..... □□□□□×□□□×□□□□□□□□□□□□×□□□□□□□□□□□
□□□

mur sext trans..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

Surcharges..... □□□□□×□□□□□□□□□□□□□□□□

21. Ng=7.242438t.

22. Nq=0.875t.

a. Niveau RDC:

Plancher

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□
□□□□□

Poutrelong

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□
□□□□□

Poutretrans. □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□
□□

mur sext long

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□
□□□

mur sext trans..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

Surcharges..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

12	7,24243 8	25,95008 4	0,5 25	1,92 5	37,92011 34	247,23913 94	13,723839 84	16,468607 81	30*30
11	7,24243 8	33,19252 2	0,5 25	2,45	48,48490 47	316,12157 86	15,779808 17	18,935769 81	30*30
10	7,24243 8	40,43496	0,5 25	2,97 5	59,04969 6	385,00401 79	17,621519 26	21,145823 11	30*30
9	7,24243 8	47,67739 8	0,5 25	3,5	69,61448 73	453,88645 72	19,304611 17	23,165533 41	30*30
8	7,24243 8	54,91983 6	0,5 25	4,02 5	80,17927 86	522,76889 65	20,864139 97	25,036967 96	30*30
7	7,24243 8	62,16227 4	0,5 25	4,55	90,74406 99	591,65133 57	22,323884 06	26,788660 87	30*30
6	7,24243 8	69,40471 2	0,5 25	5,07 5	101,3088 61	660,53377 5	23,700851 64	28,441021 97	30*30
5	7,24243 8	76,64715	0,5 25	5,6	111,8736 53	729,41621 43	25,007706 57	30,009247 89	35*35
4	7,24243 8	83,88958 8	0,5 25	6,12 5	122,4384 44	798,29865 36	26,254179 4	31,505015 28	35*35
3	7,24243 8	91,13202 6	0,5 25	6,65	133,0032 35	867,18109 29	27,447938 69	32,937526 42	35*35
2	7,24243 8	98,37446 4	0,5 25	7,17 5	143,5680 26	936,06353 21	28,595155 37	34,314186 44	35*35
1	7,24243 8	105,6169 02	0,8 75	8,05	154,6578 18	1008,3689 71	29,754825 95	35,705791 15	40*40
rd c	7,24243 8	112,8593 4	1,7 5	9,8	167,0601 09	1089,2319 11	31,003513 61	37,204216 33	40*40
s.s ol	7,24243 8	120,1017 78	0,8 75	10,6 75	178,1499	1161,5373 5	32,081334 33	38,497601 2	40*40

IV.2.3 Poteauxcentraux :

Le poteau central le plus sollicité est (B-6) à une surface offerte : 11.9025 m² avec

majoration de 1.15 on obtient 13.687875 m²

a. Niveau terrasse:

Plancher

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□
□□□□□□

Poutrelong

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□
□□□□□□

Poutretrans

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□
□□□

Surcharges

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□
□

25. Ng= 10.965049 t. Nq=1.40625t.

a. Niveau étage courant:

Plancher

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□
□□□□□□□□□□

Poutrelong

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□
□□□□□□

Poutretrans.

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□
□□□

cloison int

long

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

□□□□□□□□□□□□□□

cloisoninttrans □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

Surcharges

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

□□

26. Ng=11.804466t. Nq= 1.785375t.

Niveau1er niveau(services):

Plancher

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

□□□□□□

Poutrelong

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

□□

Poutretrans.....

□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

cloisonint

long

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

□□□□□□□□□□

cloisoninttrans.....

□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

Surcharges

□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

Ng=11.804466t.

Nq=2.975625t.

NiveauRDC:

Plancher

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

□□□□□□

Poutrelong

..... □□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□□

□□

14	11,8044 66	22,76951 5	1,7853 75	3,19162 5	35,52628 28	231,63136 35	13,2194	15,863328 38	30*30
13	11,8044 66	34,57398 1	1,7853 75	4,977	54,14037 44	352,99524 08	16,7881	20,145801 09	30*30
12	11,8044 66	46,37844 7	1,7853 75	6,76237 5	72,75446 6	474,35911 8	19,7797	23,735744 3	30*30
11	11,8044 66	58,18291 3	1,7853 75	8,54775	91,36855 76	595,72299 52	22,4074	26,888924 75	30*30
10	11,8044 66	69,98737 9	1,7853 75	10,3331 25	109,9826 49	717,08687 25	24,7784	29,734173 34	30*30
9	11,8044 66	81,79184 5	1,7853 75	12,1185	128,5967 41	838,45074 97	26,9560	32,347216 86	35*35
8	11,8044 66	93,59631 1	1,7853 75	13,9038 75	147,2108 32	959,81462 69	28,9808	34,777050 22	35*35
7	11,8044 66	105,4007 77	1,7853 75	15,6892 5	165,8249 24	1081,1785 04	30,8812	37,057534 72	40*40
6	11,8044 66	117,2052 43	1,7853 75	17,4746 25	184,4390 16	1202,5423 81	32,6776	39,213231 42	40*40
5	11,8044 66	129,0097 09	1,7853 75	19,26	203,0531 07	1323,9062 59	34,3855	41,262627 18	45*45
4	11,8044 66	140,8141 75	1,7853 75	21,0453 75	221,6671 99	1445,2701 36	36,016	43,220050 37	45*45
3	11,8044 66	152,6186 41	1,7853 75	22,8307 5	240,2812 9	1566,6340 13	37,580	45,096873 36	50*50
2	11,8044 66	164,4231 07	1,7853 75	24,6161 25	258,8953 82	1687,9978 9	39,085	46,902301 79	50*50
1	11,8044 66	176,2275 73	2,9756 25	27,5917 5	279,2948 49	1821,0024 13	40,6732	48,807845 83	50*50
rd c	11,8044 66	188,0320 39	5,9512 5	33,543	304,1577 53	1983,1085 47	42,532	51,038528 31	55*55

	G (t)	N G(t)	Q (t)	N Q (t)	N U(t)	Br(cm 2)	m)	a× 1,2	B(c m2)	S (c m ²)	R (cm)	(c m)
5	8.9 125	4.2 22 8	0. 86 6	0.3 5	6. 22 6	40. 592	4. 37 1	5.2 45 4	30* 30	900	16.9 3	35
4	8.0 104	12. 23 3	1. 29 9	1.6 48 7	18 .9 9	123 .8	9. 12 7	10. 95 2	30* 30	900	16.9 3	35
3	8.0 104	20. 24 4	1. 29 9	2.9 47 4	31 .7 5	207 .01	12 .3 9	14. 86 5	30* 30	900	16.9 3	35
2	8.0 104	28. 25 4	1. 29 9	4.2 46 1	44 .5 1	290 .22	15 .0 4	18. 04 3	30* 30	900	16.9 3	35
1	8.0 104	36. 26 4	2. 16 5	6.4 10 6	58 .5 7	381 .89	17 .5 4	21. 05 1	30* 30	900	16.9 3	35
rd c	8.0 104	44. 27 5	4. 32 9	10. 74	75 .8 8	494 .74	20 .2 4	24. 29 1	30* 30	900	16.9 3	35
s.s ol	9.1 52	53. 42 7	2. 16 5	12. 90 4	91 .4 8	596 .46	22 .4 2	26. 90 7	30* 30	900	16.9 3	35

Les planches

V. Plancher à dalle pleine :

V.1 Dimensionnement :

Nous avons prévu une dalle pleine pour le plancher du res de chaussée pour obtenir un caisson rigide dû à la hauteur du bâtiment.

La dalle travaille dans deux sens ; son épaisseur est obtenue par (B.A.E.L. P218).

$$H = \left(\frac{1}{40} ; \frac{1}{45}\right) * Lx \rightarrow H = \left(\frac{1}{40} ; \frac{1}{45}\right) * 3,55 = \left(\frac{8,87}{7,88}\right)$$

On prend

H= 16 cm

Principe de calcul : (B.A.E.L. 91).

On considère dans le calcul des dalles une tranche de (1m) de largeur.

→ La dalle travaille dans un seul sens si :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \rightarrow$ Le ferrailage sera pour le sens (x-x) et on prévoit des armatures de répartition dans le sens (y-y).

\rightarrow La dalle travaille dans deux sens si :

$\alpha = 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \rightarrow$ Le ferrailage sera pour les deux sens avec :

$$M_x = \mu_x * q * l_x^2 \rightarrow = L_x : \text{petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y * M_x .$$

On constate que les rapports $\frac{L_x}{L_y}$ sont compris entre 0,4 et 1 donc dalle travail dans deux sens.

Calcul du rapport (Lx/Ly) des panneaux :

1	lx	ly	ρ_u	qu	qs		
	2,7	4,2	0,6428571	1,6383	1,158		
	27. M_{ux} ELU	28. M_{uy} ELU	29. M_{ox}	30. M_{tx}	31. M_{ax}	32. M_{oy}	33. M_{ty}
	0,081	0,5117	0,9136553	0,685242	0,456828	0,35378	0,265
	M_{ux} ELS	M_{uy} ELS	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{ty}
	0,0765	0,3472	0,6913851	0,48397	0,345693	0,31722	0,237

2	l_x	l_y	ρ_u	q_u	q_s		
	2,7	2,9	0,9310345	1,6383	1,158		
	35. M_{ux} ELU	36. M_{uy} ELU	37. M_{ox}	38. M_{tx}	39. M_{ax}	40. M_{oy}	41. M_{oy}
	0,05	0,893	0,5111693	0,383377	0,255585	0,43194	0,323
	M_{ux} ELS	M_{uy} ELS	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oy}
	0,0428	0,845	0,422091	0,295464	0,211046	0,37731	0,282

3	l_x	l_y	ρ_u	q_u	q_s		
	2,9	3,2	0,90625	1,6383	1,158		
	M_{ux} ELU	M_{uy} ELU	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oy}
	0,0528	0,8502	0,6282815	0,471211	0,314141	0,4922	0,369
	M_{ux} ELS	M_{uy} ELS	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oy}
	0,0456	0,7834	0,5142076	0,359945	0,257104	0,43718	0,327

4	l_x	l_y	ρ_u	q_u	q_s		
	2,9	3,7	0,7837838	1,6383	1,158		
	M_{ux} ELU	M_{uy} ELU	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oy}
	0,065	0,6841	0,8046412	0,603481	0,402321	0,45124	0,338
	M_{ux} ELS	M_{uy} ELS	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oy}
	0,0584	0,5608	0,6330207	0,443114	0,31651	0,43305	0,324

5	l_x	l_y	ρ_u	q_u	q_s		
	2,7	3,2	0,84375	1,6383	1,158		
	M_{ux} ELU	M_{uy} ELU	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oy}

	0,0586	0,7655	0,6174638	0,463098	0,308732	0,41234	0,309
	M_{ux} ELS	M_{uy} ELS	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oz}
	0,0517	0,6678	0,4946907	0,346283	0,247345	0,37869	0,284

6	l_x	l_y	ρ_u	q_u	q_s		
	3,2	3,2	1	1,6383	1,158		
	M_{ux} ELU	M_{uy} ELU	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oz}
	0,0441	1	0,6173639	0,463023	0,308682	0,61736	0,463
	M_{ux} ELS	M_{uy} ELS	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oz}
	0,0368	1	0,5229343	0,366054	0,261467	0,52293	0,392

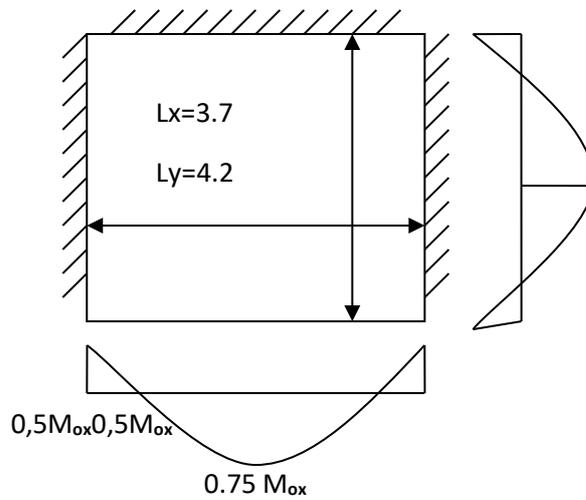
7	l_x	l_y	ρ_u	q_u	q_s		
	3,2	3,7	0,8648649	1,6383	1,158		
	M_{ux} ELU	M_{uy} ELU	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oz}
	0,0566	0,7933	0,8320991	0,624074	0,41605	0,5868	0,440
	M_{ux} ELS	M_{uy} ELS	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oz}
	0,0496	0,052	0,6711583	0,469811	0,335579	0,53243	0,399

8	l_x	l_y	ρ_u	q_u	q_s		
	3,7	4,2	0,8809524	1,6383	1,158		
	M_{ux} ELU	M_{uy} ELU	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oz}
	0,0546	0,8216	1,0675884	0,800691	0,533794	0,79407	0,595
	M_{ux} ELS	M_{uy} ELS	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oz}
	0,0476	0,7438	0,8655749	0,605902	0,432787	0,71116	0,533

9	l_x	l_y	ρ_u	q_u	q_s		
	3,7	3,7	1	1,6383	1,158		
	M_{ux} ELU	M_{uy} ELU	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oy}
	0,0441	1	0,8253624	0,619022	0,412681	0,82536	0,619
	M_{ux} ELS	M_{uy} ELS	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oy}
0,0368	1	0,6991182	0,489383	0,349559	0,69912	0,524	

10	l_x	l_y	ρ_u	q_u	q_s		
	2,7	3,7	0,7297297	1,6383	1,158		
	M_{ux} ELU	M_{uy} ELU	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oy}
	0,0719	0,6063	0,785863	0,589397	0,392932	0,368	0,276
	M_{ux} ELS	M_{uy} ELS	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	M_{oy}	M_{oy}
0,0658	0,4624	0,6069669	0,424877	0,303483	0,36338	0,272	

On prend le panneau le plus sollicite : le panneau 8



Sens x-x :

$$M_t \text{ max} = 0,800691 \text{ t/ml}$$

$$M_a \text{ max} = 0,533794 \text{ t/ml}$$

$$H = 16 \text{ cm}; D = 15 \text{ cm}; B = 100 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 F_{c28}}{\gamma_B} = \frac{0,85 \times 25}{4,5} = 4,72 \text{ MPa/-.}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.} \rightarrow A = \frac{M}{\sigma_{bc} \times d \times B}$$

En travée:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 0,800691 \text{ T.m}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$\mu v = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,800691}{1 \times (0,9 \times 0,15)^2 \times 141,7} * 10^{-2} = 0,027 < 0,186 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\Rightarrow \text{domaine 1 } \sigma_s = 348 \text{ MPa, } \varepsilon_s = 10 \%$$

$$\alpha = 1,25 \times (1) \rightarrow \alpha = 0,034^\circ$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,14 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} * 10^2 = 1,62 \text{ cm}^2$$

En Appuis:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$M_a = 0,533794 \text{ T.m}$$

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu v = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,533794}{1 * (0,9 * 0,15)^2 * 141,7} * 10^{-2} = 0,018 < 0,186 \text{ (pas d'armature}$$

comprimée)

$$\Rightarrow \text{domaine 1 } \sigma_s = 348 \text{ MPa, } \varepsilon_s = 10 \%$$

$$\alpha = 1,25 \times (1) \rightarrow \alpha = 0,034^\circ$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,14 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_0}{Z\sigma_s} * 10^3 = 1.075 \text{ cm}^2$$

Condition de non_ fragilité:

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour satisfaire la condition prescrite par le règlement en béton; il faut que le choix des armatures doit être supérieur ou égal à Amin.

$$\text{Max}(A_{min}; A_t) = 1,62 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{t \text{ app}} = 5 T_{10} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Max}(A_{min}; A_a) = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{a \text{ app}} = 5 T_{10} = 3.93 \text{ cm}^2$$

c) l'écartement : $S_{t \text{ max}} \leq \min(3H, 33 \text{ cm}) = (3, 12 ; 33) = 33 \text{ cm.}$

Sens y-y :

$$M_t \text{ max} = 0,605902 \text{ t/ml}$$

$$M_a \text{ max} = 0,432787 \text{ t/ml}$$

$H = 16 \text{ cm}; D = 14.4 \text{ cm}; B = 100 \text{ cm.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{4.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.} \rightarrow A = \frac{M}{\sigma_{bc} \times d \times B}$$

En travée:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 0,605902 \text{ T.ml}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$\mu v = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,533794}{1 * (0.9 * 0.15)^2 * 141,7} * 10^{-2} = 0.018 < 0.186 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\Rightarrow \text{domaine 1 : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \epsilon_s = 10 \%$$

$$\alpha = 1.25 \times (1) \rightarrow \alpha = 0.02^\circ$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.14 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} * 10^2 = 1.22 \text{ cm}^2$$

En Appuis:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$M_a = 0.432787 \text{ T.m}$$

$$d = 14.4 \text{ cm}$$

$$\mu v = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.432787}{1 * (0.9 * 0.16)^2 * 14.17} * 10^{-2} = 0.014 < 0.186 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

⇒ **domaine 1** : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\epsilon_s = 10 \%$

$$\alpha = 1.25 \times (1) \rightarrow \alpha = 0.018^\circ$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.14 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_0}{Z \sigma_s} * 10^2 = 0.88 \text{ cm}^2$$

Condition de non_ fragilité:

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour satisfaire la condition prescrite par le règlement en béton; il faut que le choix des armatures doit être supérieur ou égal à A_{min} .

$$\text{Max} (A_{min}; A_t) = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{t \text{ app}} = 5 T_{10} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Max} (A_{min}; A_a) = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{a \text{ app}} = 5 T_{10} = 3.93 \text{ cm}^2$$

c) l'écartement : $S_{t \text{ max}} \leq \min (3H, 33 \text{ cm}) = (3, 12 ; 33) = 33 \text{ cm}$.



Ferraillage de la dalle plein

Vérification de la flèche :

Il est inutile de calculer la flèche si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{tx}}{M_x} \text{ (BAEL 91 P 269).}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \text{ (} f_e \text{ en MPA).}$$

Avec : M_{tx} ; M_x : moment en travée ; moment maximal.

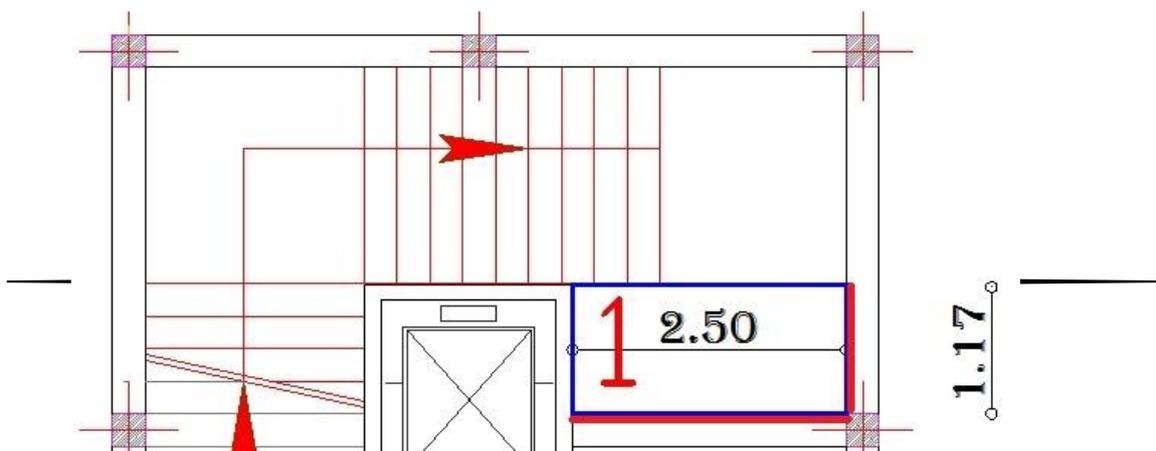
A : section des armatures tendues.

$$1) \frac{16}{376} = 0.043 \geq \frac{0.8}{(20 \times 1.67)} = 0.037 \dots \dots \dots CV$$

$$2) \frac{3.93}{(100 \times 14.4)} = 0.0027 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots CV$$

Dalle pleine d'ascenseur :

L'étude de la dalle pleine de l'ascenseur on peut le faire par le partage des aires comme suit



(Dalle 2) appuie sur 3 coté

	Lx	Ly	ρ	G	Q	qs	qu	
	2.1	3.2	0.65625	0.658	0.15	0.808	1.1133	
ELU					ELS			
M_{tx}	M_{ax}	M_{ty}	M_{ay}	T_{max}	M_{tx}	M_{ax}	M_{ty}	M_{ay}
0.228299	0.55675	0.882375	0.978136	1.262856	0.199187	0.394099	0.70163	0.692527

Ferrailage :

Sens x-x :

$H = 16 \text{ cm}; D = 14.4 \text{ cm}; B = 100 \text{ cm}.$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_c 28}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{4.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}. \rightarrow A = \frac{M}{\sigma_{bc} \times d \times B}$$

En travée:

$$f_{bu} = \frac{0.85f_c 28}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 0.2283 \text{ T.ml}$$

$$d = 14.4 \text{ cm}$$

$$\mu v = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,2283}{1*(0.9*0.16)^2*14.17} * 10^{-2} = \mathbf{0.01} < \mathbf{0.186} \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

====> **Domaine 1**

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}, \varepsilon_s = 10 \%$$

$$\alpha = 1.25 \times (1) \rightarrow \alpha = 0.01$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.14 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} * 10^2 = \mathbf{0.14 \text{ cm}^2}$$

En Appuis:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{14.17 \text{ MPA}}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$M_a = 0.5568 \text{ T.m}$$

$$d = 14.4 \text{ cm}$$

$$\mu v = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,5568}{1*(0.9*0.16)^2*141,7} * 10^{-2} = \mathbf{0.02} < \mathbf{0.186} \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

====> **Domaine 1** : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}, \varepsilon_s = 10 \%$

$$\alpha = 1.25 \times (1) \rightarrow \alpha = 0.01$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.14 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_0}{Z \sigma_s} * 10^3 = \mathbf{1.122 \text{ cm}^2}$$

Condition de non_fragilité:

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour satisfaire la condition prescrite par le règlement en béton; il faut que le choix des armatures doit être supérieur ou égal à Amin.

$$\text{Max} (A_{\min}; A_t) = 1,62 \text{ cm}^2 \rightarrow \boxed{A_{t \text{ app}} = 5 T_{10} = 3.93 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Max} (A_{\min}; A_a) = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \boxed{A_{a \text{ app}} = 5 T_{10} = 3.93 \text{ cm}^2}$$

c) l'écartement : $S_{t \text{ max}} \leq \min (3H, 33 \text{ cm}) = (3, 12 ; 33) = 33 \text{ cm}$.

Sens y-y :

$H = 16 \text{ cm}; D = 14.4 \text{ cm}; B = 100 \text{ cm}$.

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{C28} / \gamma_b = 0,85 * 25 / 4,5 = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \mu = M / \sigma_{bc} * b * d^2$$

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa} \rightarrow A = M / \sigma_s * d * B$$

En travée:

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 0,8824 \text{ T.ml}$$

$$d = 14.4 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 F_{C28}}{\gamma_B} = \frac{0.85 \times 25}{4.5} = 14,20 \text{ MPa} \quad \rightarrow \mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow A = \frac{M}{\sigma_{bc} \times d \times B}$$

En travée:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 0.800691 \text{ T.ml}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$\mu v = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,8824}{1 * (0,9 * 0,15)^2 * 141,7} * 10^{-2} = 0.003 < 0.186 \text{ (pas d'armature comprimé)}$$

$$\Rightarrow \text{domaine 1 } \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \epsilon_s = 10 \%$$

$$\alpha = 1.25 \times (1) \rightarrow \alpha = 0.038^\circ$$

$$Z = d (1-0.4\alpha) = \mathbf{0.14 \text{ m}}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} * 10^2 = \mathbf{1.788 \text{ cm}^2}$$

En Appuis:

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{14.17 \text{ MPa}}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$M_a = 0.9781 \text{ t.m}$$

$$d = 14.4 \text{ cm}$$

$$\mu v = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.9781}{1 * (0.9 * 0.16)^2 * 14.17} * 10^{-2} = \mathbf{0.03 < 0.186}$$
 (pas d'armature comprime)

$$\Rightarrow \text{domaine 1: } \sigma_s = 348 \text{ MPA, } \epsilon_s = 10 \%$$

$$\alpha = 1.25 \times (1) \rightarrow \alpha = 0.038$$

$$Z = d (1-0.4\alpha) = 0.14 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_0}{Z \sigma_s} * 10^2 = \mathbf{1.98 \text{ cm}^2}$$

Condition de nonfragilité:

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour satisfaire la condition prescrite par le règlement en béton; il faut que le choix des armatures doit être supérieur ou égal à Amin.

$$\text{Max} (A_{min}; A_t) = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{t \text{ app}} = 5 T_{10} = \mathbf{3.93 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Max} (A_{min}; A_a) = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{a \text{ app}} = 5 T_{10} = \mathbf{3.93 \text{ cm}^2}$$

c) l'écartement : $S_{t \text{ max}} \leq \min (3H, 33 \text{ cm}) = (3, 12 ; 33) = \mathbf{33 \text{ cm}}$.

Vérification de la flèche :

Il est inutile de calculer la flèche si l'inégalité suivante est vérifiée :

3) $\frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{(20 \times M_x)}$ (BAEL 91 P 269).

4) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$ (f_e en MPA).

Avec : M_{tx} ; M_x : moment en travée ; moment maximal.

A : section des armatures tendues.

$$1) \frac{16}{320} = 0.05 \geq \frac{0.2059}{(20 \times 2.4757)} = 0.04 \dots \dots \dots CV$$

$$2) \frac{3.93}{(100 \times 14.4)} = 0.0027 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots CV$$

(Dalle 1) appuyée sur 2 cotés

- on prend la 1ere partie c'est la plus grande
- on adopte le ferrailage de 3.93 cm² et on adopte **4T12**

Vérification à l'ELS :

On considère la fissuration peu-nuisible

Lx (m)	Ly (m)	P	G (t/m)	Q (t/m)	qs (t/ml)
1.17	2.5	0.468	0.539	0.35	0.889
Mtx	Max	Mty	May		
(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)		
0.006781	0.4046	0.06235	0.45193		

$$\frac{bx^2}{2} + nA_s(x-c) - nA_s(d-x) = 0$$

$$50x^2 + 62.88x - 905.472 = 0$$

$$\implies x = 3.67 \text{ m}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(x-c)^2 + nA_s(d-x)^2$$

$$I = 8915.47 \text{ cm}^4$$

Contrainte max dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} \times x = \frac{(0.4046) \times 10^3}{8915.47 \times (3.67)} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.23 < 0.6 f_{cj} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$T_x = \frac{q \times Lx \times Ly}{3Ly} = \frac{0.688 \times 1.17 \times 2.5}{7.5} = 0.268tf$$

$$T_y = \frac{q \times Lx \times Ly}{2Ly + Lx} = \frac{0.688 \times 1.17 \times 2.5}{2 * 2.5 + 1.17} = 0.326tf$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification de la flèche:

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 14.4} = 0.0027 \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0.005...C.V$$

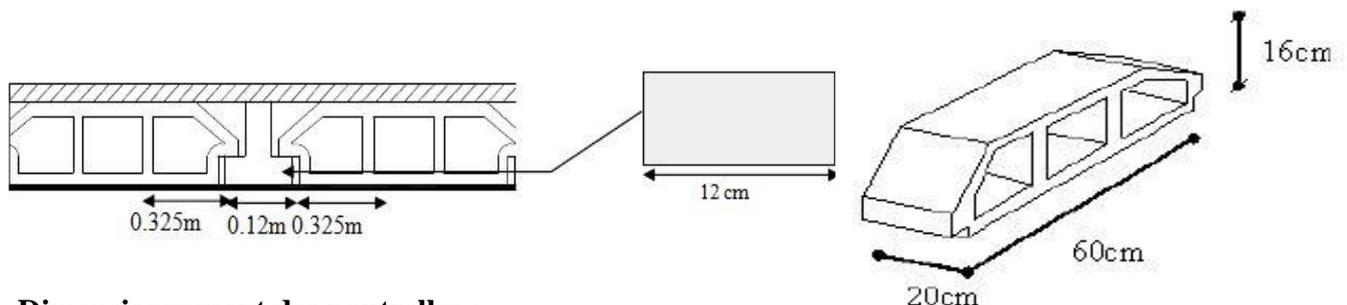
$$\frac{h}{L} = \frac{16}{250} = 0.064 \geq \frac{Mt}{20Mo} = 0.04...C.V$$

V.2 Etudes des plancher :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (16x20x55) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Dalle à corps creux



Dimensionnement des poutrelles :

A. Méthode de calcul :

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

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire.

-Méthode de Caquot.

✓ **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91**, on peut appliquer « *la méthode forfaitaire* » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

1^{ère} Condition : $Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$

Plancher terrasse :

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.42, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ CV

- Plancher étage courant:

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.68, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ CV

2^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

- $0.8 \leq \frac{3.40}{3.05} = 1.11 \leq 1.25$ CV

- $0.8 \leq \frac{3.05}{2.95} = 1.03 \leq 1.25$ CV

- $0.8 \leq \frac{2.95}{3.15} = 0.94 \leq 1.25$ CV

- $0.8 \leq \frac{3.15}{3.40} = 0.92 \leq 1.25$ CV

3^{ème}. **Condition** : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « $I = constante$ »CV

4^{ème}. **Condition** : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

—————> D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « *la méthode forfaitaire* ».

Application de la méthode :

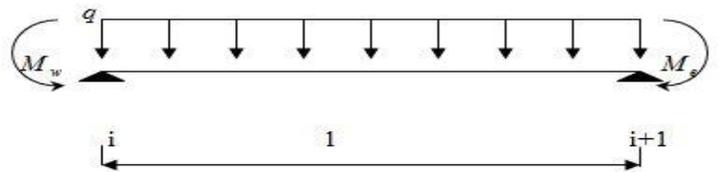
Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moment sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée

D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifié les contions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

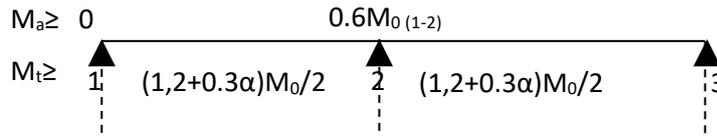


1 • $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

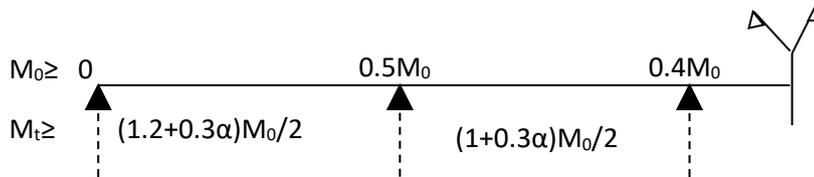
2 • $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$

Les valeurs minimales des moments :

- cas d'une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max(M_{01}; M_{02})$



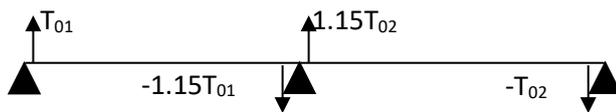
Cas d'une poutre à plusieurs travées :



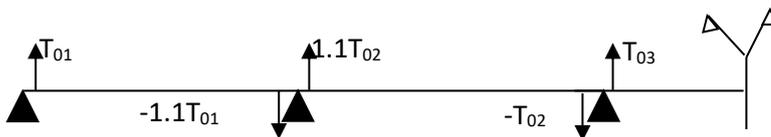
Remarque : dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égal à : $M_a = -0.15M_0$

Les efforts tranchants :

- cas d'une poutre à deux travées :



- cas d'une poutre à plusieurs travées :



Evaluation des charges et calcul de ferrailage (poutrelles) :

Plancher 1 étage :

Charge permanente : $G = 0.538 \text{ t/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 0.25 \text{ t/m}^2$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.25}{0.250 + 0.538} = 0.317$$

Calcul à l'état limite ultime :

Combinaison de charge : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65 \Rightarrow Q_u = 1.35 (0.538) + 1.5 (0.25)] \times 0.65 = 0,715845 \text{ t/ml}$$

Calcul des moments ELU :

File C (5-7)

	1	2	3	4
lo	3.2		4	
Mo	0.9162816		1.43169	
Ma	0.18325632	0.54976896	0.859014	0.286338
Mt	Mt 1	0.59558304	Mt 1	0.9305985
	Mt 2	0.6369785	Mt 2	0.99527891
	Mt 3	0.50174557	Mt 3	0.78397746
		0.59337373		0.92714646

file C (1-3)

	1	2	3	4
lo	3.7		4.2	
Mo	1.224989756		1.578438225	
Ma	0.24499795	0.73499385	0.94706294	0.31568765
Mt	Mt 1	0.79624334	Mt 1	1.02598485
	Mt 2	0.85158552	Mt 2	1.097295
	Mt 3	0.67079071	Mt 3	0.86433514
		0.79328969		1.02217897

fileA (3-7)

1	2	3	4	5	6	7	8
---	---	---	---	---	---	---	---

Lo	2.9		3.2		3.2		3.7	
Mo	0.752532056		0.9162816		0.9162816		1.224989756	
Ma	0.15050641	0.37626603	0.4581408	0.36651264	0.36651264	0.4581408	0.61249488	0.24499795
Mt	Mt 1	0.52677244	Mt 1	0.54976896	Mt 1	0.54976896	Mt 1	0.85749283
	Mt 2	0.56077008	Mt 2	0.59116442	Mt 2	0.59116442	Mt 2	0.91283501
	Mt 3	0.41207815	Mt 3	0.50174557	Mt 3	0.50174557	Mt 3	0.67079071
		0.48733136		0.59337373		0.59337373		0.79328969

File (1-7)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
lo	3.7		4.2		2.9		3.2		3.2		3.7	
Mo	1.224989756		1.578438225		0.752532056		0.9162816		0.9162816		1.224989756	
Ma	0.245	0.612	0.789	0.631	0.30	0.301	0.367	0.36	0.367	0.458	0.612	0.245
Mt	Mt 1	0.857	Mt 1	0.947	Mt 1	0.4891	Mt 1	0.59	Mt 1	0.549	Mt 1	0.857
	Mt 2	0.913	Mt 2	1.018	Mt 2	0.5231	Mt 2	0.63	Mt 2	0.591	Mt 2	0.912
	Mt 3	0.671	Mt 3	0.864	Mt 3	0.4121	Mt 3	0.50	Mt 3	0.501	Mt 3	0.670
		0.793		1.022		0.4873		0.59		0.593		0.793

on prends les valeurs de la file E(1-7).

Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L / 2 = 0,715845 * 3.7 / 2 = 1.3243 \text{ t}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 * 1.3243 = 1.4567 \text{ t}$$

$$T_{w(2-3)} = q_u L / 2 = 0,715845 * 4.2 / 2 = 1.5032 \text{ t}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L / 2 = 0,715845 / 2 = 1.5032 \text{ t}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L / 2 = 0,715845 * 2.9 / 2 = 1.037 \text{ t}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L / 2 = 0,715845 * 2.9 / 2 = 1.037 \text{ t}$$

$$T_{w(4-5)} = q_u L / 2 = 0,715845 * 3.2 / 2 = 1.1453 \text{ t}$$

$T_{e(4-5)} = 0,715845 * 3.2 / 2 = 1.1453 \text{ t}$

$T_{w(5-6)} = 0,715845 * 3.2 / 2 = 1.1453 \text{ t}$

$T_{w(5-6)} = 0,715845 * 3.2 / 2 = 1.1453 \text{ t}$

$T_{w(6-7)} = 1.1 * 0,715845 * 3.7 / 2 = 1.4567 \text{ t}$

$T_{e(6-7)} = 0,715845 * 3.2 / 2 = 1.3243 \text{ t}$

Calcul à l'état limite de service :

Combinaison de charge : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$q_s = (G+Q) \times 0.65 \Rightarrow q_s = (0.538 + 0.250) \times 0.65 = 0,5122 \text{ t/ m}$

fil C(5-7)

	1	2	3	4
lo	3.2		4	
Mo	0.65536		1.024	
Ma	0.131	0.3932	0.6144	0.2048
Mt	Mt 1	0.426	Mt 1	0.6656
	Mt 2	0.4556	Mt 2	0.71186
	Mt 3	0.3589	Mt 3	0.56073
		0.4244		0.66313

fil C (1-3)

	1	2	3	4
lo	3.7		2.4	
Mo	0.87616		0.36864	
Ma	0.175	0.5257	0.2212	0.07373
Mt	Mt 1	0.5695	Mt 1	0.23962
	Mt 2	0.6091	Mt 2	0.25627
	Mt 3	0.4798	Mt 3	0.20186
		0.5674		0.23873

file a (3-7)

	1	2	3	4	5	6	7	8
lo	2.9		3.2		3.2		3.7	
Mo	0.53824		0.65536		0.65536		0.87616	
Ma	0.1076	0.26912	0.3277	0.262	0.262	0.3277	0.438	0.175
Mt	Mt 1	0.37677	Mt 1	0.393	Mt 1	0.3932	Mt 1	0.613
	Mt 2	0.40108	Mt 2	0.423	Mt 2	0.4228	Mt 2	0.653
	Mt 3	0.29473	Mt 3	0.359	Mt 3	0.3589	Mt 3	0.48
		0.34856		0.424		0.4244		0.567

fil E (1-7)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
lo	3.7		4.2		2.9		3.2		3.2		3.7	
Mo	0.87616		1.12896		0.53824		0.65536		0.65536		0.87616	
Ma	0.1752	0.43808	0.5645	0.452	0.215	0.2153	0.262	0.262	0.262	0.3277	0.438	0.1752
Mt	Mt 1	0.61331	Mt 1	0.677	Mt 1	0.3499	Mt 1	0.426	Mt 1	0.3932	Mt 1	0.6133
	Mt 2	0.65289	Mt 2	0.728	Mt 2	0.3742	Mt 2	0.456	Mt 2	0.4228	Mt 2	0.6529
	Mt 3	0.47978	Mt 3	0.618	Mt 3	0.2947	Mt 3	0.359	Mt 3	0.3589	Mt 3	0.4798
		0.56739		0.731		0.3486		0.424		0.4244		0.5674

on prend les valeurs de la fil E(1-7)

Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L / 2 = 0,5122 * 3.7 / 2 = 0.9475 \text{ t}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 * 0.9475 = 1.0423 \text{ t}$$

$$T_{w(2-3)} = q_u L / 2 = 0,5122 * 4.2 / 2 = 1.0756 \text{ t}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L / 2 = 0,5122 * 4.2 / 2 = 1.0756 \text{ t}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L / 2 = 0,5122 * 2.9 / 2 = 0.7426 \text{ t}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L / 2 = 0,5122 * 2.9 / 2 = 0.7426 \text{ t}$$

$$T_{w(4-5)} = q_u L / 2 = 0,5122 * 3.2 / 2 = 0.81952 \text{ t}$$

$$T_{e(4-5)} = 0,5122 * 3.2 / 2 = 0.81952 \text{ t}$$

$$T_{w(5-6)} = 0,5122 * 3.2 / 2 = 0.81952 \text{ t}$$

$$T_{e(5-6)} = 0,5122 * 3.2 / 2 = 0.81952 \text{ t}$$

$$T_{w(6-7)} = 1.1 * 0,5122 * 3.7 / 2 = 1.0423 \text{ t}$$

$$T_{e(6-7)} = 0,5122 * 3.7 / 2 = 0.9475 \text{ t}$$

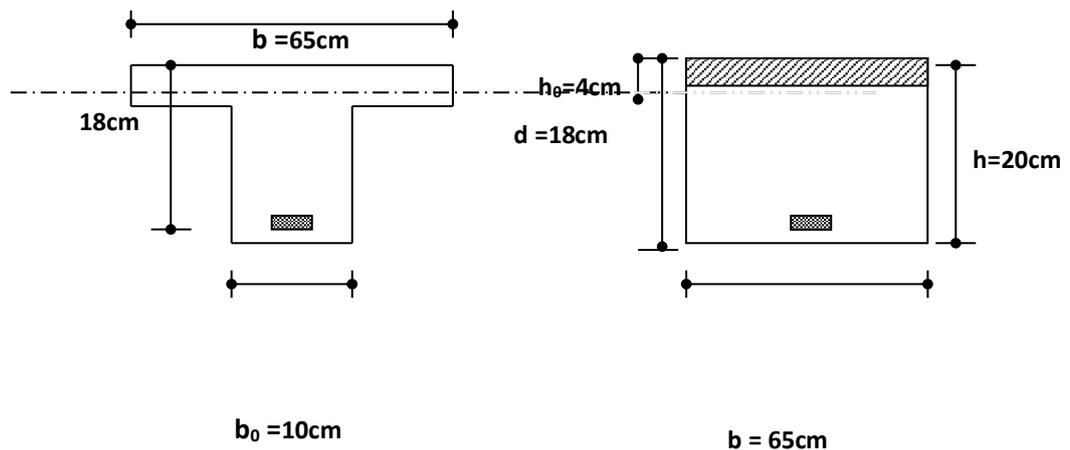
Détermination des armatures :

Le moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \frac{d-h_0}{2} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 65 \cdot 4 \cdot 141,7 \cdot (18-2) \cdot 10^{-5} = 5,8947 \text{ t.m}$$

$M_t \geq M_{max} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$



pour le calcul on utilise les formules suivantes :

En Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.947}{65 \times 18^2 \times 141,7} = 0.04$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.04$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 17 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

En Appuis :

$$\mu = \frac{M_A}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{0.789 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 141,7} = 0.02$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0.03$$

$$Z = d(1 - 0,4.\alpha) = 17 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'E.L.U :

Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.26 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.26 \text{ cm}^2$$

Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u \max} = 1.5032 \text{ T}$$

- fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{1503.2}{10 \times 18} = 0.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.835 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Calculs des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200/35; 100/10; 10)mm = 5,71mm$$

On adopte un cadre $\phi 6$ **1 cadre T6** →

$$\Rightarrow A_t = 2 T 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(0,9 \times 18; 40cm) = 16,2cm$$

On adopte : **S_t=15cm**

Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant :

Sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2x \frac{1324.3}{10x0,9x18 \cdot 10} = 1,63MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13,33MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,63MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33MPa \dots\dots\dots CV$$

Appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \cdot 1503.2}{10 \times 0.9 \times 18 \times 10} = 1,85MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,85MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,3MPa \dots\dots\dots CV$$

Vérification à l'E.L.S :

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée : $\alpha = 0.03^\circ$

$$\gamma = \frac{0.947}{0.677} = 1.39$$

$$\frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,04 \leq 0,44 \dots\dots\dots CV$$

En appuis :

$\alpha = 0,03$

$\gamma = \frac{0.789}{0.451} = 1,74$

$\frac{(\gamma-1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.377-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.62$

$\alpha = 0,03 < 0,62 \dots\dots\dots CV$

✓ **Condition de la flèche :**

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \geq \frac{0.2}{4.2} = 0.047 = \frac{420}{225} = 0.18 \dots\dots\dots CV$

$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \geq \frac{0.2}{3.5} = 0.047 \geq \frac{0.947}{15 \times 1.129} = 0.044 \dots\dots\dots CV \end{array} \right\}$

$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.0087 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots CV$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile

Etude de la Dalle Machine:

1/Définition de l'ascenseur:

L'ascenseur est un appareil élévatoire installé à demeure comportant une cabine dont les dimensions permettent l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long des guides verticaux dont l'inclinaison sur le vertical est inférieur à 15°.

La classe de l'ascenseur est définie selon DTU-75 1 type1.

Classe1: Ascenseur destiné au transport des personnes.

a/Caractéristiques:

- Charges Nominale.
- Nombre de personnes.
- Vitesse Nominale.

b/Définitions Techniques:

***/Cabine:**

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter.

***/Référence:**

Type entièrement métallique à un angle droit, ventilation naturelle par plancher et plafond, dimension intérieur: -Longueur: 1.10m

-Largeur : 1.30m

- Hauteur: 2.23m

***/Etrier:**

Ossature métallique portant la cabine, il est dimensionné pour supporter sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au châssis de l'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antivibratoire en caoutchouc, on évite aussi toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.

***/Moteur:**

Ensemble d'organe assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

***/Régulateur de Vitesse:**

Cet appareil a pour fonction de contrôler les éventuels excès de vitesse dans les deux sens de marche.

***/Contre poids:**

Il a pour but d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile on a réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionné de façon à équilibrer le poids de la cabine plus de 40-50% de la charge utile.

***/Amortisseurs:**

Ils sont placés dans la cuvette servant à arrêter la cabine et le contre poids, la limite des niveaux extrêmes sont dépassés.

2/Caractéristique de l'ascenseur:

-Capacité: 8personnes.

-Vitesse: 0.65 ou 1m/s.

-Charge nominale: 630Kg.

***/Dimensionnement de la dalle machine:**

Selon les conditions de l'entreprise nationale des ascenseurs: $e = 25\text{cm}$.

3/Calcul des charges sollicitant la dalle:

*Poids de la machine: $C = 844 \text{ Kg}$

*Charge Nominale: $P = 630 \text{ Kg}$

*Le poids du centre poids: $Q = C + 0,45.P = 844 + 0,45(630) = 1127,5 \text{ Kg}$.

***/Dimensionnement de la force d'inertie:**

On admet qu'il y a 3 phases de mouvement dans l'ascenseur.

- 1-Mouvement uniforme accéléré lors du démarrage.
- 2-Mouvement uniforme et silencieux, commandé par le treuille.
- 3-Mouvement uniforme retardé lors de freinage.

On fait le calcul dans le cas défavorable.

***/Force d'inertie:**

- On néglige:
- Le poids de la poulie.
 - Les frottements dans les câbles.

D'après le principe de la dynamique on a:

$$\sum F = m.\gamma$$

$$(C + P) - T_1 = (M_c + M_p) \gamma \dots\dots\dots(1)$$

$$Q - T_2 = -m_Q .\gamma \dots\dots\dots(2)$$

Le poids de la poulie est négligeable:

$$\sum M/0 = 0 \longrightarrow T_1 * R = T_2 * R \longrightarrow T_1 = T_2 = T$$

$$(1) = (2): (C+P) - Q = (m_c + m_p + m_Q)$$

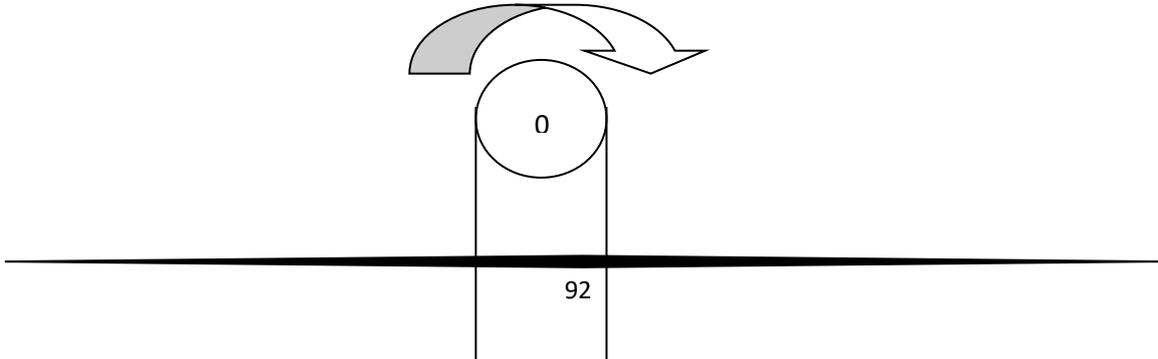
Donc:
$$\gamma = \frac{(C+P-F)}{m_c + m_p + m_q} = \frac{844+630-1127,5}{84.4+63-112.75} = 1.33 \text{ m/s}^2$$

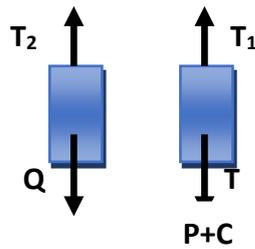
La force d'inertie est donnée par:

$$F_i = T_1 + T_2 = 2T$$

$$T_1 = Q + m_Q .\gamma = 1127,5 + 1127,5 * 1,33 = 12774,46 \text{ Kg}$$

$$F_i = 2T_1 = 2(1277,46) = 2554,92 \text{ Kg}$$





***/Calcul de la force additionnelle perturbatrice provenant de l'excitation de l'effet dynamique:**

On néglige l'amortissement dû au treuil et on suppose que le moteur est en équilibre. La force dynamique maximale est atteinte lorsque le travail est maximum c'est-à-dire pour un déplacement maximum.

$$W = (C+P) \cdot d_{max} \quad \text{avec } d_{max} = 31,62m$$

$$W = (844 + 630) \cdot 31,62 = 46607,88 \text{ kg.m}$$

On prend le cas d'une impulsion rectangulaire, le facteur d'amplification dynamique $D = 2$.

$$F_p = D (p + C) = 2(630 + 844) = 2948 \text{ Kg.}$$

***/Détermination des charges sollicitant la dalle de la locale machinerie :**

- Poids de la machine..... C = 844 Kg
- Charge nominale utile P = 630 Kg
- La force d'inertie $F_i = 2554,92 \text{ Kg}$
- La force additionnelle perturbatrice..... $F_p = 2948 \text{ Kg}$
- Le poids de contrepoids..... $F = C+0,45P = 1127,5 \text{ Kg}$
- Poids de la machine..... $C' = 4590 \text{ Kg}$

***/Evaluation de la charge permanente:**

- * Dalle en béton $0,25 \cdot 2500 = 625$
- * Forme de pente médachape "A" $0,03 \cdot 2000 = 60$
- *Isolation phonique $0,04 \cdot 400 = 10$
- *Mortier de pose $0,03 \cdot 2000 = 60$
- *Revêtement dallage $0,02 \cdot 2200 = 44$

$$G = 799 \text{ Kg/m}^2$$

NB:

Le médachape est un mortier spécial composé de résine, recommandé par le document technique, son rôle est d'absorber les impacts causés par la machine.

***/Charge d'exploitation:**

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

3/Calcul de la Dalle:

***/ELU:**

$$L_x = 2.1 \text{ m}$$

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

$$\text{-Charge répartie: } C = \frac{4590}{2.4 \times 2.7} = \mathbf{708,333 \text{ Kg/m}^2}$$

$$\text{-Charge permanente: } G + C = 799 + 708,333 = \mathbf{1507,333 \text{ Kg/m}^2}$$

-Charge totale répartie sollicitant la dalle:

$$q_u = 1,35G + 1,5Q + \left(\frac{F_i + F_p}{S} + C + G\right)$$

$$q_u = 1,35(799) + 1,5(100) + \left(\frac{2554,92 + 2948}{2,4 \times 2,7} + 708,333 + 799\right)$$

$$q_u = \mathbf{3.58 \text{ t/m}^2}$$

ELS:

$$q_s = \left(\frac{F_i + F_p}{S} + C + G\right) = \left(\frac{2554,92 + 2948}{2,4 \times 2,7} + 708,333 + 100 + 799\right)$$

$$q_s = \mathbf{2.45 \text{ t/m}^2}$$

a/Calcul des moments: D'après B.A.E.L 91:

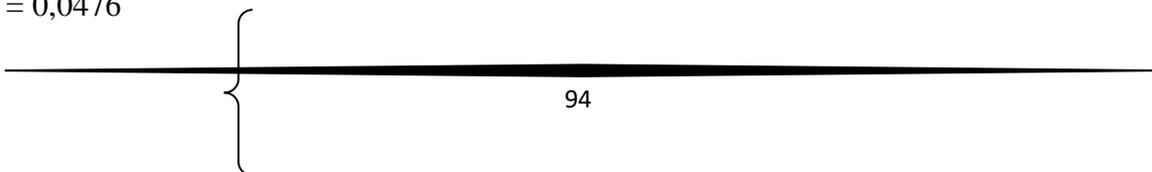
$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.4}{2.7} = 0,88 > 0,4 \longrightarrow \text{La dalle porte suivant les deux sens.}$$

ELU:

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression:

- $M_x = \mu_x * q_u * L_x^2$
- $M_y = \mu_y * M_x$

$$\mu_x = 0,0476$$



$\rho = 0,88 \longrightarrow$

$\mu_y = 0,7438$

Moments Isostatiques :

$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0,0476 * 3,58 * (2,4)^2 = 0,98 \text{ t.m}$

$M_y = \mu_y * M_x = 0,7438 * 0,98 = 0,72 \text{ t.m}$

Moments de Ferrailage :

Sens X :

Moment en travée: $M_{t_x} = 0,75 * M_x = 0,75 * 0,98 = \mathbf{0,735 \text{ t.m}}$

Moment en appuis: $M_{a_x} = 0,5 * M_x = 0,5 * 0,98 = \mathbf{0,49 \text{ t.m}}$

Sens Y:

Moment en travée: $M_{t_y} = 0,75 * M_y = 0,75 * 0,72 = \mathbf{0,54 \text{ t.m}}$

Moment en appuis: $M_{a_y} = 0,5 * M_y = 0,5 * 0,72 = \mathbf{0,36 \text{ t.m}}$

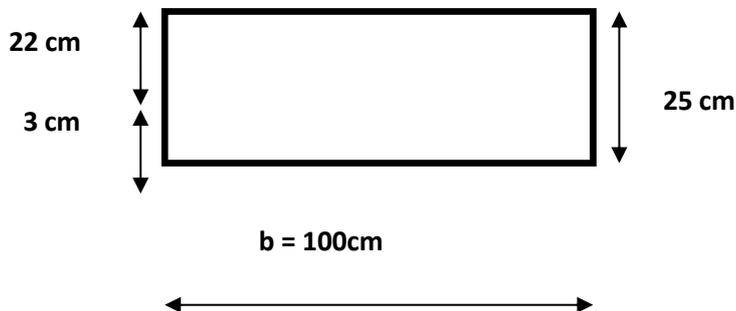
b/Ferrailage de la dalle:

Le calcul se fait a l'ELU en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

On a: $\emptyset \leq h/10 = 25/10 \leq 2,5 \text{ cm} \implies$ on prend: $\emptyset \leq \mathbf{25 \text{ mm}}$

Sens X:

En travée: $M_{t_x} = 0,735 \text{ t.m} \quad ; \quad d = 22\text{cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm.}$



$\mu = \frac{M_{t_x}}{b * d^2 * f_c} = \frac{0,735 * 10^5}{100 * (22)^2 * 142} = 0,010 < 0,1 \implies A_s = \frac{M_{t_x}}{d * b * f_e} = \frac{0,735 * 10^5}{100 * 22 * 400} = 0,08 \text{ cm}^2$

***Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 22 \cdot (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2}$$

En appui: $M_{ax} = 0,49 \text{ t.m}$; $d = 22 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_c} = \frac{0,49 \cdot 10^5}{100 \cdot (22)^2 \cdot 142} = 0,007 < 0,1 \implies A_s = \frac{M_{ax}}{d \cdot b \cdot f_e} = \frac{0,49 \cdot 10^5}{100 \cdot 22 \cdot 400} = 0,05 \text{ cm}^2$$

***Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 23 \cdot (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2}$$

Sens Y:

En travée: $M_{ty} = 0,54 \text{ t.m}$; $d = 22 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_c} = \frac{0,54 \cdot 10^5}{100 \cdot (22)^2 \cdot 142} = 0,007 < 0,1 \implies A_s = \frac{M_{ty}}{d \cdot b \cdot f_e} = \frac{0,54 \cdot 10^5}{100 \cdot 22 \cdot 400} = 0,06 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 23 \cdot (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2}$$

En appui:

$M_{ay} = 0,36 \text{ t.m}$; $d = 22 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \cdot d^2 \cdot f_c} = \frac{0,36 \cdot 10^5}{100 \cdot (22)^2 \cdot 142} = 0,005 < 0,1 \implies A_s = \frac{M_{ay}}{d \cdot b \cdot f_e} = \frac{0,36 \cdot 10^5}{100 \cdot 22 \cdot 400} = 0,04 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 23 \cdot (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2}$$

c/Vérification à l'ELS:

$$V = 0,2 \quad ; \quad \rho = 0,88 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{array} \right.$$

- Moments Isostatiques:**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0546 \cdot 2,45 \cdot (2,4)^2 = 0,77 \text{ t.m.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,8216 \cdot 0,77 = 0,63 \text{ t.m.}$$

• **Moments de Ferrailage :**

Sens X:

Moment en travée : $M_{t_x} = 0,75 \cdot M_x = 0,75 \cdot 0,77 = \mathbf{0,577 \text{ t.m.}}$

Moment en appuis: $M_{a_x} = 0,5 \cdot M_x = 0,5 \cdot 0,77 = \mathbf{0,385 \text{ t.m.}}$

Sens-Y :

Moment en travée: $M_{t_y} = 0,75 \cdot M_y = 0,75 \cdot 0,63 = \mathbf{0,47 \text{ t.m.}}$

Moment en appuis: $M_{a_y} = 0,5 \cdot M_y = 0,5 \cdot 0,63 = \mathbf{0,31 \text{ t.m.}}$

Vérification des Contraintes :fissuration peu-nuisible.

En travée:

$M_s = \mathbf{0,577 \text{ t.m}}$; $A_s = \mathbf{3,14 \text{ cm}^2}$

-Position de l'axe neutre:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot x - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50x^2 + 15(3,14)x - 15(3,14) \cdot 22 = 0$$

$$50x^2 + 47,1x - 1036,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = B^2 - 4 \cdot (A) \cdot (C) \implies \sqrt{\Delta} = 457,666$$

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= \frac{-B - \sqrt{\Delta}}{2A} = \frac{-47,1 - 457,666}{2 \cdot 50} = -5,04 \text{ cm.} \\ x_1 &= \frac{-B + \sqrt{\Delta}}{2A} = \frac{-47,1 + 457,666}{2 \cdot 50} = 4,1 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \text{ On prend : } \mathbf{x = 4,1 \text{ cm}}$$

-Moments d'Inertie:

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100 \cdot (4,1)^3}{3} + 15 \cdot 3,14 (22 - 4,1)^2 = \mathbf{17388,67 \text{ cm}^4}$$

• **Béton:**

La contrainte de compression dans le béton doit être au plus égale à $\overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{150 \text{ Kg/cm}^2}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,577 \cdot 10^5 \cdot 4,1}{17388,67} = \mathbf{13,43 \text{ Kg/cm}^2}$$

$\implies \mathbf{13,43 \text{ Kg/cm}^2} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{150 \text{ Kg/cm}^2}$ Vérifier.

En Appuis:

Ms = 0,385 t.m ; As = 3,14 cm²

-Position de l'axe neutre:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot x - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50x^2 + 15(3,14)x - 15(3,14) \cdot 22 = 0$$

$$50x^2 + 47,1x - 1036,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = B^2 - 4 \cdot (A) \cdot (C) \implies \sqrt{\Delta} = 457,666$$

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= \frac{-B - \sqrt{\Delta}}{2A} = \frac{-47,1 - 457,666}{2 \cdot 50} = -5,04 \text{ cm.} \\ x_1 &= \frac{-B + \sqrt{\Delta}}{2A} = \frac{-47,1 + 457,666}{2 \cdot 50} = 4,1 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \text{ On prend : } x = 4,1 \text{ cm}$$

Moments d'Inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100 \cdot (4,1)^3}{3} + 15 \cdot 3,14 (22 - 4,1)^2 = 17388,67 \text{ cm}^4$$

• **Béton:**

La contrainte de compression dans le béton doit être au plus égale à $\bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,385 \cdot 10^5 \cdot 4,1}{17388,67} = 9,07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\implies 9,07 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

5/Justification de l'Effort Tranchant:

$$V_U = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = \frac{3,58 \cdot 2,4 \cdot 2,7}{2 \cdot 2,7 + 2,4} = 2,97 \text{ t. m}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{2,97 \cdot 10^3}{100 \cdot 22} = 1,35 \text{ Kg/cm}^2 = 0,135 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \frac{0,07 \cdot f_c}{1,5} \implies \bar{\tau}_U = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\implies \tau_U = 0,135 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_U = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

6/Justification de la Flèche: On doit vérifier les conditions suivantes:

$$1) - \frac{h}{L} > \frac{M_t}{20 \cdot M_x} \implies \frac{0,25}{2,4} = 0,10 > 0,375 \dots\dots\dots C.V$$

$$2) - M_t > 0,75 M_x \implies 0,735 > \dots\dots\dots C.V$$

$$3) - \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \implies 0,001 \leq 0,005 \dots\dots\dots C.V$$

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI.1 Introduction :

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux reprennent les charges et surcharges verticales et les charges horizontales dues au vent et au séisme.

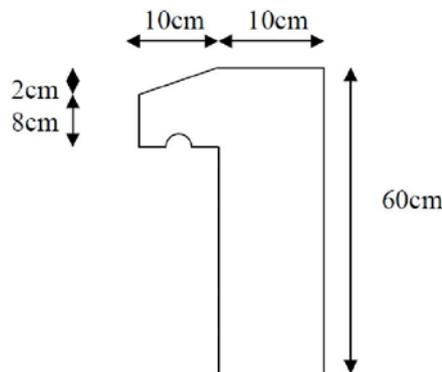
· Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts).

VI.2 CALCUL DE L'ACROTERE

VI.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armé. Soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (figure. III.1)



(Figure. III.1)

Evaluation des

Charges :

Poids propre de l'acrotère : $G = 0.1725 \text{ t/ml}$

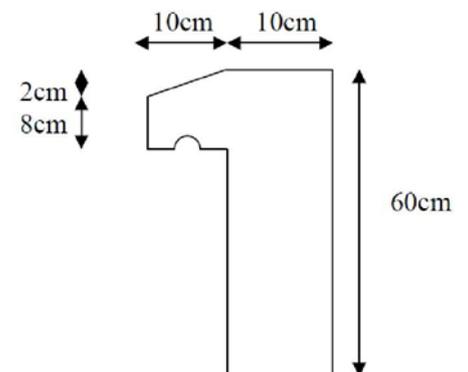
Surcharge (la main courante) : $Q = 0.100 \text{ t/ml}$

Sollicitations

Etat limite ultime :

- L'effort normal :

$$N_u = 1,35 \times G$$



$$N_u = 1,35 \times 0,1725 = 0,233 \text{ t/ml}$$

- Moment fléchissant :

$$M_Q = Q \times h$$

$$M_Q = 0,1 \times 0,6 = 0,06 \text{ t/ml}$$

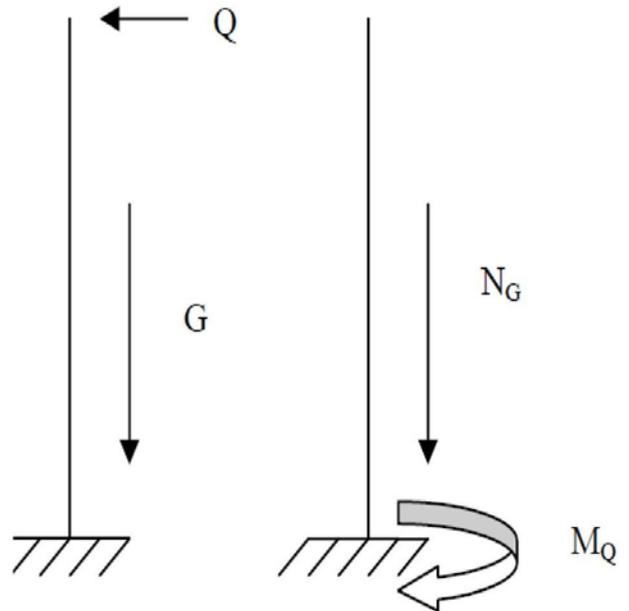
$$M_u = 1,5 \times M_Q$$

$$M_u = 1,5 \times 0,06 = 0,09 \text{ t/ml}$$

- L'effort tranchant :

$$T_u = 1,5 \times Q$$

$$T_u = 1,5 \times 0,1 = 0,15 \text{ t/ml}$$



Etat limite service :

- L'effort normal :

$$N_{ser} = G = 0,1725 \text{ t/ml}$$

Avec : $G = 0,1725 \text{ t/ml}$

$$N_q = 0,1 \text{ t/ml}$$

Moment fléchissant :

$$M_{ser} = M_q = 0,06 \text{ t/ml}$$

Effort tranchant :

$$T_{ser} = Q = 0,1 \text{ t/ml}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc.) donc le calcul effectuera à l'ELS.

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit : $A_s' = A_s$)

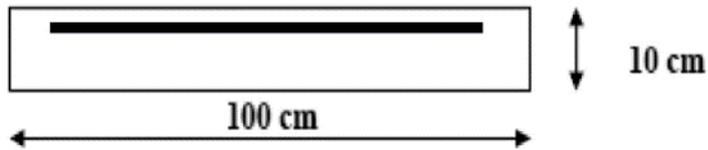


Figure : Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère

Les dimensions de la section :

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

Ferrailage à l'E.L.S :

Armatures vertical

$$M_{ser} = 0.06 \text{ t/ml}$$

$$N_{ser} = 0.1725 \text{ t/ml}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.06/0.1725 = 0.3478 \text{ m} \Rightarrow e_0 = \mathbf{34.8 \text{ cm}}$$

$$e_0 > h/2 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues :

$$M_{ser}/A = M_{ser} + N_{ser} \times (d-h/2)$$

$$M_{ser}/A = 0.06 + 0.1725 \times (0.9 - 0.1 / 2)$$

$$\Rightarrow M_{ser}/A = 0.0643 \text{ t/ ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

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

La contrainte de l'acier

Selon la rectification 99 du BAEL91 Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}})$$

$$\eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 \times 400 ; 201, 6)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201, 6 \text{ MPA}$$

Calcul du moment limité de service M :

$$x = 15 \bar{\sigma}_{bc} \cdot d / (15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st})^{0.5}$$

$$x = 0,037 \text{ m}$$

$$z = d - x/3$$

$$z = 0,058 \text{ m}$$

$$M' = 0,5 \cdot b \cdot x \cdot z \cdot \sigma_{bc} \quad (b=1)$$

$$M' = 0,026 \text{ MN}$$

$$0,06 \times 10^{-2} \text{ MN} < 0,026 \text{ MN}$$

$$M_{ser} < M' \text{ donc } A' = 0 \text{ (S.S.A.C)}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_s}$$

$$A_s = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} = A_s - N_{ser}/\sigma_{st}$$

$$A_{ser} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$\text{On a: } A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{c28}/f_e) = 1,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{D'où } A_s < 1,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s > \max(A_{ser}, A_{min}) \Rightarrow A_s = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Qui nous donne } \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures de répartition (horizontale) :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : } 3HA8 \text{ soit } A_s = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u' = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{0,15}{1 \times 0,09} = 0,017 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \tau_u' \text{ la condition est vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

Vérification au séisme :

D'après le RPA 99/version 2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

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

A : coefficient d'accélération de zone.

A = 0,25 (groupe 2, zone III).

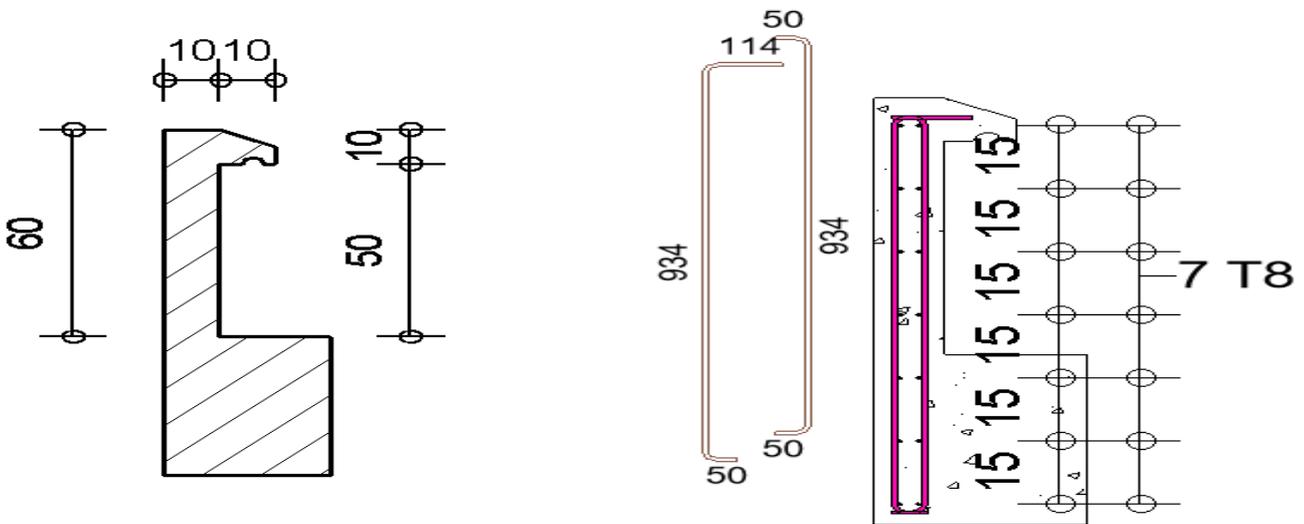
C_p = 0,80 (élément en console)

W_p = 0,17t/ml

D'où ;

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 0,17 = 0,136 \text{ t/ml} < 0,1 \text{ t/ml}$$

Ferrailage de l'acrotère :



CALCUL DES ESCALIERS :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment

Détermination des efforts :

VI.2.2 CALCULE D'ESCALIER TYPE I

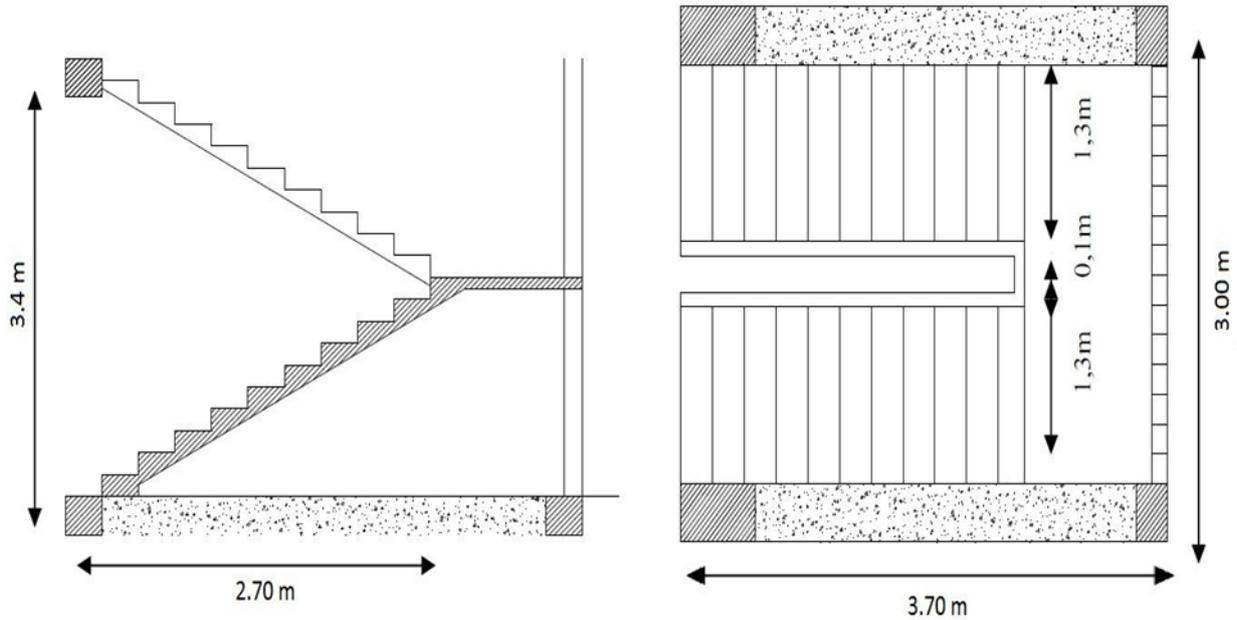
Pour notre emmarchement on aura :

Palier RDC et 1er.....G1 = 0.540 t/ml

Paillasse RDC.....G2 = 0.681 t/ml

Paillasse 1er.....G2 = 0.681 t/ml

Surcharge.....Q = 0.250 t/m



Combinaisons :

A/ palier

Chargement linéaire q1/ml de palier

A L'E.L.U :

$$Q_u = 1.35 \times G_1 + 1.5 \times Q_1$$

$$= 1.35 \times 0.54 + 1.5 \times 0.250 = 1.104 \text{ t/m}^2$$

$$q_u = Q_{up} \times 1 \text{ ml} = 1.104 \text{ t/ml}$$

A L'E.L.S :

$$Q_u = G + Q = 0.54 + 0.250 = 0.79 \text{ t/m}^2$$

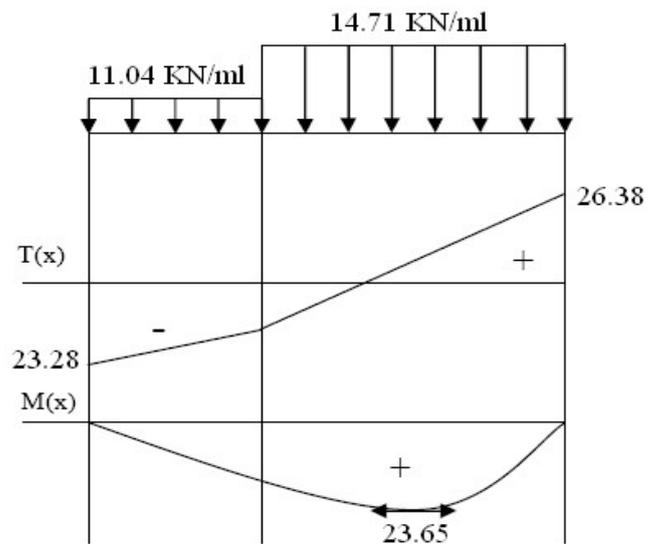
B/ paillasse

Chargement linéaire q2 /ml de la paillasse

$$Q_{uv} = 1.35 G_2 + 1.5 Q_2$$

$$= 1.35 \times 0.681 + 1.5 \times 0.250 = 1.471 \text{ t/m}^2$$

$$q_u = Q_u \times 1 \text{ ml} = 1.471 \text{ t/ml}$$



A L'E.L.S :

$$Q_s = G + Q = 0.681 + 0.250 = 0.931 \text{ t/m}^2$$

Ferraillage :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire d'une largeur de 1 m, et d'une hauteur de 0,12m :

$$M_{u\max} = 23.28 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 26.38 \text{ KN}$$

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

Acier Type 1 FeE40

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Fissurations peu nuisibles ; donc le calcul se fera à l'ELU.

Ferraillage de la paillasse :**Armature longitudinale :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{24}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu = 0.07$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$\Rightarrow \text{Domaine 1, } \sigma_s = 348 \text{ MPa, } \varepsilon_s = 10\%$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.10$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 5 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$= 0.23 \times 1.3 \times (0.9 \times 0.15) \times \frac{2.1}{400} = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min}$$

Choix des barres : 6HA 12 = 6.79 cm²

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \text{Min} (0,9 d, 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

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

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

3HA 8 = 1.54 cm² espacées de 25 cm.

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $t < t$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \times d}$$

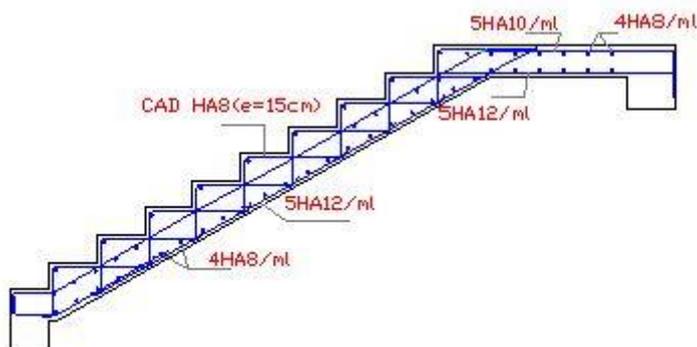
$$V_u = 26.4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{26.4}{1.3 \times 0.108} = 18 \text{ MPa}$$

$$t = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



Ferrailage de l'escalier Type I

Calcul de la poutre palière :

Les poutres palières sont encastées aux extrémités. Elles reprennent les charges suivantes :

- Charges dues à leur poids propre.
- Charges dues aux réactions du palier.
- Charges dues au poids propre de la maçonnerie.

Les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003

Selon le CBA 93

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

$$\frac{300}{15} < h < \frac{300}{10}$$

20 ≤ h ≤ 30cm, on prend : h = 35cm

La largeur b de la poutre palière doit être :

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

10.5 ≤ b ≤ 24.5 cm, on prend : b = 30

Selon le RPA99/ version 2003

h ≥ 30 : vérifier, h = 35.....CV

b ≥ 20 : vérifier, b=30.....CV

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.167 < 4 \dots\dots\dots CV$$

Donc on choisit une section de la poutre palière (b × h = 30×35) cm²

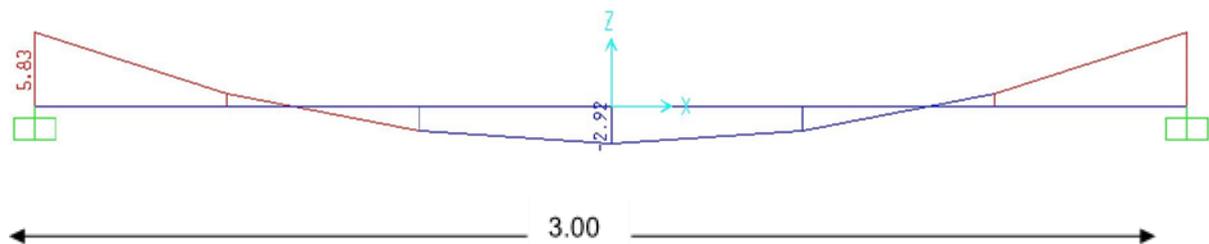
Dans notre cas, la poutre palière la plus défavorable est celle qui supporte la console.

-Poids propre de la poutre (charge permanente) G = 0,3×0,35×2, 5= 0,2625 t/ml

-Réaction du palier (charge d'exploitation) : Q = 2.35×0.25= 0.5875 t/ml

$$P_{ser} = 1.89 + 0,225 = 2.115 \text{ t/ml.}$$

$$P_u = 1.35 (0.2625) + 1.5 (0.56) = 3.138 \text{ t/ml.}$$



La poutre n'étant pas exposée aux intempéries. La fissuration est peu nuisible, donc le calcul se fera à l'ELU.

Calcul du moment maximum :**Moment maximum en travée :**

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{24} = 1.099 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{24} = 0.741 \text{ t.m}$$

Moment maximum aux appuis :

$$M_u = \frac{p_s \times l^2}{12} = 2.198 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{12} = 1.482 \text{ t.m}$$

L'effort tranchant :

$$T = V_{u\max} = P_u \times l / 2 = 4.5501 \text{ t}$$

Calcul du Ferrailage :**Ferrailage en travée :**

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 0,01099 / (0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 14.17) = 0,041$$

On a :

$$f_{t28} = 25 \text{ MPa}$$

FeE40

HA type 1 Selon le BAEL 91 :

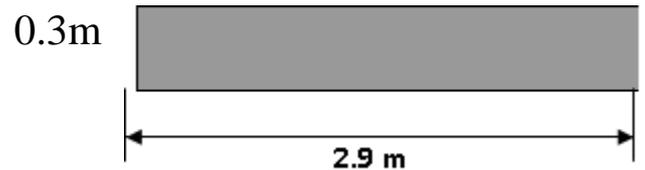
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.483 \Rightarrow \mu_c = 0.327, \quad \alpha_c = 0.515$$

$\mu < \mu_c$ section sans armatures comprimées

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,052$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,3 \text{ m}$$



$$A_S = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 5.42 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Ferraillage en appuis :

$$M_u = 0.02198 \text{ MPA}$$

$$M_u = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$M_u = 0,02198 / (0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 14.17) = 0,071$$

On a :

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

FeE40

HA type 1 Selon le BAEL 91 :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.483 \rightarrow \mu_c = 0.327, \alpha_c = 0.515$$

$\mu < \mu_c \rightarrow$ sections sans armatures comprimées.

$$\mu < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1085$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.26 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 2.43 \text{ cm}^2$$

Calcul à l'E.L.S :

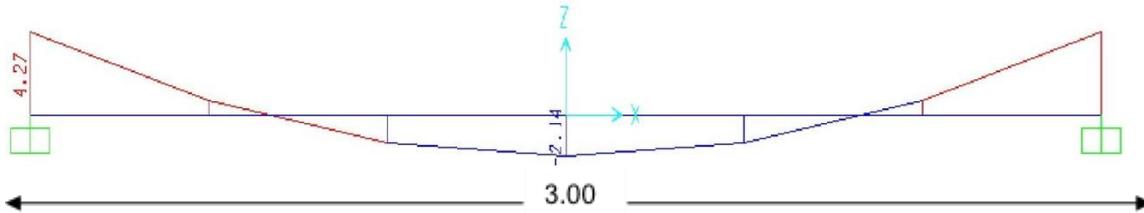
Les charges sollicitées :

Charge permanente

$Q_s = 5.69 \text{ t/ml}$

Le moment appui : $M_a = \frac{q_s \cdot l^2}{12} = 4.27 \text{ t.m}$

Le moment en travée : $M_t = \frac{q_s \cdot l^2}{24} = 2.14 \text{ t.}$



Vérification à l'E.L.S :

Condition de non fragilité :

$A_{s \min} = 0,23 \cdot d \cdot b \cdot (f_t / 28 / f_e) \Rightarrow A_{s \min} = 3.8 \text{ cm}^2$

Adopté $\leq A_{s \min}$ CV

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

$\tau_u = \text{Min} (0,2 \cdot u \tau \cdot f_c / 28 / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$

$V_u = \frac{q \cdot x \cdot l}{2} = \frac{3 \times 7.77}{2} = 11.65 \text{ t}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.36 \text{ MPA}$

$\tau_u = 0,36 \text{MPa} \leq \tau_u = 3,33 \text{MPa}$ CV

Contrainte maximale du béton :

En travée :

$\alpha = 0,02$

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 2.92 / 2.13 = 1,37$

$(\gamma - 1) / 2 + (f_c / 28 / 100) = 0.62$

$\alpha = 0.02 \leq 0.62$ CV

Sur appui :

$\alpha=0,05$

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 5.83/4.27 = 1.36$

$\frac{(\gamma-1)}{2} + (f_c 28/100) = 0.62$

$\alpha=0.05 \leq 0.62 \dots \dots \dots CV$

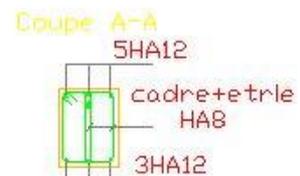
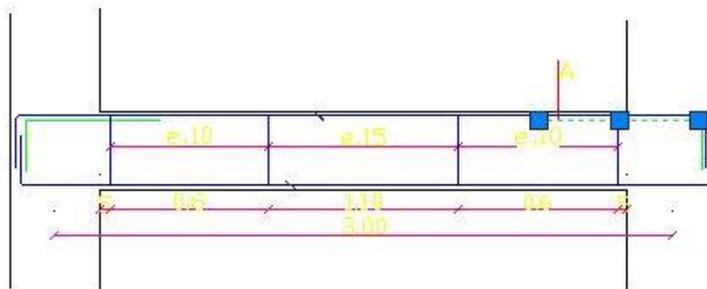
Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{300} = 0,116 \geq 0,062 \dots \dots \dots CV$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{30M_0} \Rightarrow 0,116 \geq 0,020 \dots \dots \dots CV$

$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{6.16}{30 \times 32} = 0,005 \leq 0,01 \dots \dots \dots CV$

Donc le calcul de la flèche est inutile.



Ferrailage de la Poutre Palière (30x35)

VI.2.3 CALCULE D'ESCALIER

TYPE II :

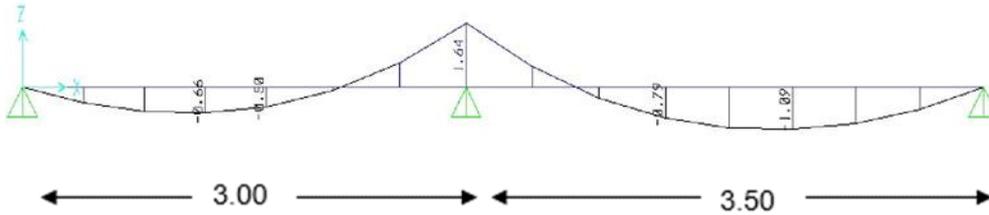
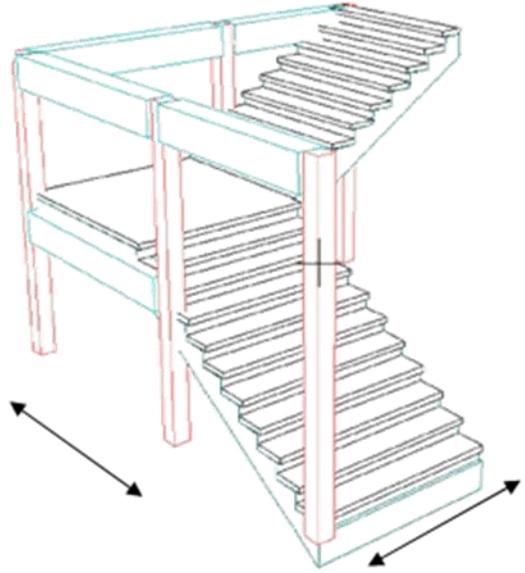
Pour notre emmarchement on aura :

Palier RDC et 1er.....G1 = 0.540 t/ml

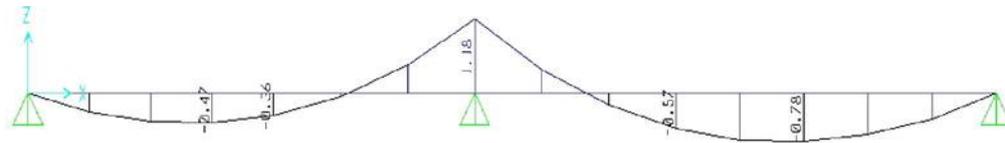
Paillasse RDC.....G2 = 0.681 t/ml

Paillasse 1er.....G2 = 0.681 t/ml

Surcharge.....Q = 0.250 t/ml



Mt = - 1.09 t.m ; Ma = 1.64 t.m ; T = 2.57 t



Mt = -0.47 t.m ; Ma = 1.18 t.m ; T = 1.85 t

Ferrailage :

Calcul des armatures travée :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_c \cdot 28) / \gamma_b \dots \dots \dots \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = Mu / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.037$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.04$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.141$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 2.217 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 5 \text{ T}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures appuis :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_c) / \gamma_b \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.055$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.04$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.141$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 2.217 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 5 \text{ T}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times (0.9 \times 0.16) \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$ condition vérifié

$$\text{On adopte } 5 \text{ T}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{ON ADOPTE } 2 \text{ T}8 = 1.01 \text{ CM}^2$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min (0, 9 d, 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm.}$$

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

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier $\tau_u > \tau_u$

Vérifications diverses :

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier ; $\tau_u < \tau$

$$V_u^{max} = \frac{q \times l}{2} = 4.550 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = 0.0455 / (0.3 \times (0.9 \times 0.3)) = 0.56 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \min \{0.18 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 4.50 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau \quad \text{Armatres transversales droites } \alpha = 90^\circ$$

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_s > 0.23 \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s > \frac{A_s}{4} \leq \dots \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA 6 de valeur $A_t = 1.13 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement :

$$S_t < \text{Min}(0.9d, 40\text{cm}) = 0.243 \text{ m}$$

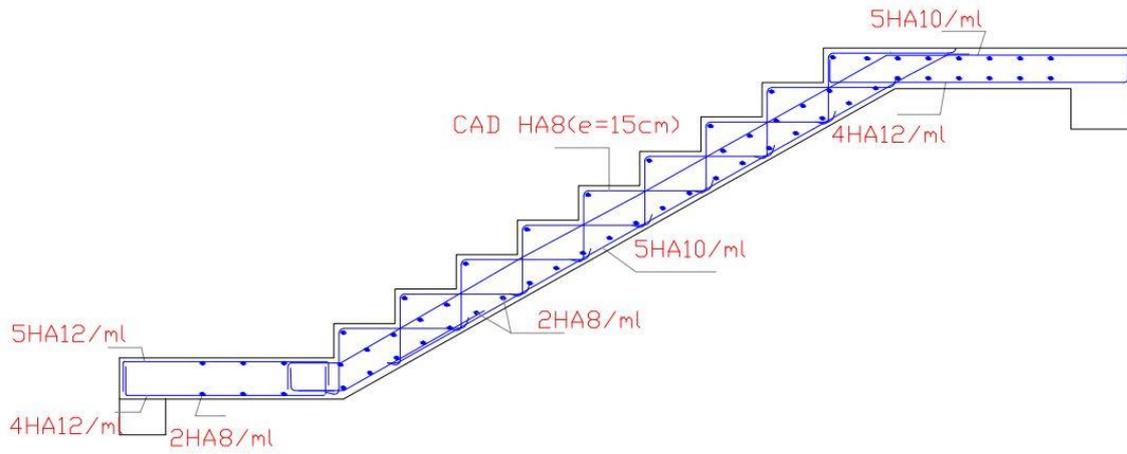
On prend : $S_t = 20\text{cm}$

Vérification de la section A_t :

$$A_t > \frac{V_u^{max} \times S_t}{0.8 \times d \times f_e}$$

$$V_u^{max} = 0.0105 \text{ MPA}$$

$A_t > 1.19 \rightarrow$ La condition est vérifiée.



Ferrailage de l'escalier Type II

Etude de vent

Le vent

VII. Introduction:

Le vent est assimilé à des forces statique appliquées à la construction supposées horizontales.

Ces force peuvent engendrer des effets dynamique qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure.ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres.

*La région

*L'altitude

*Le site

*Les dimensions de l'ouvrage

La vérification des constructions sous l'action des charges climatiques (neiges et vent) doit se faire sous l'action normale (probabilité d'être atteint une ou plusieurs fois dans une année). Et sous les actions extrêmes (probabilité d'être atteint une seule fois durant la vie de la construction).

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction, il correspond en fait à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure caractérisée par sa période fondamentale qui est de l'ordre de quelques secondes.

VII.1 Action due au vent:

Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions libres variables représentant soit comme des pressions ou des forces.

L'action du vent dépend de sa vitesse, de la catégorie de la construction, des proportions d'ensemble. De l'emplacement de l'élément étudié dans la construction et de son orientation par rapport au vent. Des dimensions de l'élément considéré et de la forme de la paroi à laquelle appartient cet élément.

L'action du vent est supposée perpendiculaire aux exposées (paroi verticale et toiture).

Sous l'action du vent, la structure se comporte comme une console verticale, soumise à une pression verticale.

Pour le calcul des constructions on suppose que la direction d'ensemble du vent est horizontale.

L'action du vent soufflant dans une direction sur une construction est la résultante de trois composantes.

1. Force de traînée (T) :

Elle produit un effort d'entraînement et renversement.

2. Force de dérive (L) :

Elle est perpendiculaire à l'action du vent, elle tient compte de l'apparition des tourbillons : dit de VAN KARMAN.

3. Force portance (U) :

C'est une composante verticale ascendante provoquant le soulèvement du bâtiment dans le cas extrême rare.

Le calcul sera établi pour trois composantes ; l'effet du vent résultant sera comparé à la fin avec celui du séisme.

Données géométriques de notre structure :

-Notre bâtiment est implanté en région II A (site normale).

VII.2 Etude de la force de trainée:

Elle est donnée par la relation suivante :

$$T = C_t \cdot B \cdot \delta \cdot q \cdot d$$

C_t = coefficient globale de trainée (dans la direction du vent).

B = coefficient de majoration dynamique.

δ = coefficient de réduction (de dimension).

q = pression dynamique.

d = dimension en plan de l'ouvrage suivant la direction du vent.

Coefficient de trainée C_t :

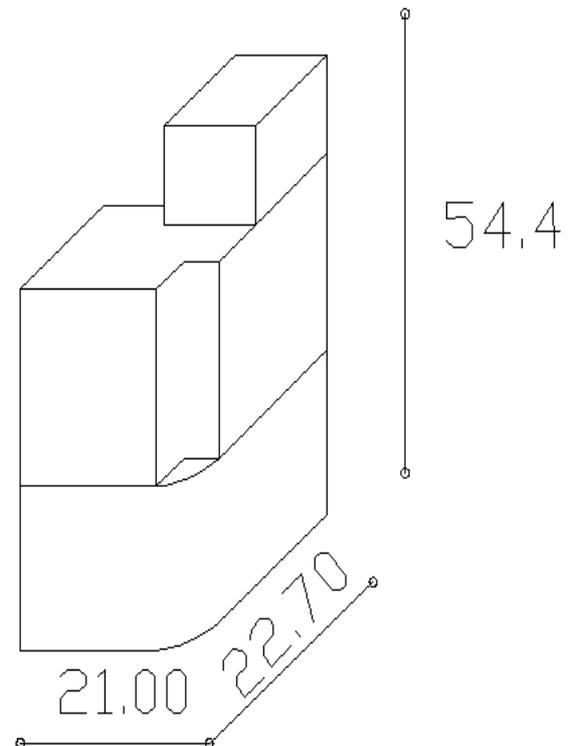
Le coefficient global de trainée a pour valeur :

$$C_t = \gamma_0 \cdot C_{t0}$$

Avec :

γ_0 : pour les constructions dont la base étant en contact avec le sol, donné à partir du diagramme

C_{t0} = coefficient global de trainée.



VII.2.1 Phase De Calcul :

Vent a la plus grande face :

$$\lambda_a = h/a$$

Avec "a" : la plus grande dimension horizontale d'une construction a base rectangulaire.

$$\lambda_a = h/a = 54.4/22.7 = 2.39$$

$$\lambda_b = z/b = 22.7/21 = 1.08$$

$$0.5 \leq \lambda_a = 2.39 \leq 2.5 \Rightarrow \lambda_a = 2.39, \gamma_0 = 1$$

$$1 \leq \lambda_b = 1.08 \leq 2.5 \Rightarrow \lambda_b = 1.08, \gamma_0 = 1$$

Avec : C_{t0}

$$C_{t0} = 1.30$$

$$C_t = 1.30 \times 1 = 1.30$$

Coefficient de la période de majoration B :

Il est donné par la formule suivant sachant qu'il est supérieur ou égale 1 :

$$B = \theta (1 + \xi \tau)$$

Avec :

ξ = coefficient de réponse de la construction est donne en fonction du période T du mode fondamentale d'oscillation.

τ = coefficient de la pulsation.

θ = coefficient global ; il dépend du type de la construction donne en fonction de la hauteur H du bâtiment

$$H = 54.4 \text{ m}$$

$$30 \leq H = 54.4 \leq 60$$

$$\theta = 0.7 + 0.01 (H - 30)$$

$$\theta = 0.7 + 0.01 (34.65 - 30)$$

$$\theta = 0.94 \text{ m}$$

La période et déterminer d'après l'annexe 4 pour une construction contreventée par ossature en béton armée.

$$T = 0.09 \sqrt{h/Lx}$$

· **Sens transversale :**

$$Lx = 21.00 \text{ m} \implies T = \sqrt{54.4/21.0} = 1.60 \text{ sec}$$

· **Sens longitudinale :**

$$Ly = 22.70 \text{ m} \implies T = \sqrt{54.4/22.7} = 1.54 \text{ sec}$$

$\xi = F(H)$: coefficient de pulsation, dans notre cas $H = 54.40 \text{ m}$, $\xi = 0.9$

· **Sens transversale :**

$$\beta = 0.94 (1 + 0.90 \times 1.60) = 2.29$$

Donc en prend : $B = 1$

· **Sens longitudinale :**

$$\beta = 0.94 (1 + 0.90 \times 1.54) = 2.24$$

Donc en prend : $B = 1$

Coefficient de réduction de pression dynamique δ :

$$\left. \begin{array}{l} H = 48.4 \text{ m} \\ a = 14.51 \text{ m} \end{array} \right\} \implies \delta = 0.88$$

Pression dynamique à la base

VII.2.2 Cas du vent normal:

$$q_n = K_s \cdot k_m \cdot q_H$$

Avec :

K_S : coefficient de l'effet du site région II et pour site normal $K_S = 1$

K_m : coefficient de l'effet de masque $K_m = 1$

q_H : Pression dynamique au niveau H.

q_{10} : Pression dynamique Aa une hauteur égale 10 m ou dessus du sol.

$q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$: pression dynamique à base normalisée.

Pour H compris entre 0 et 500 m. le rapport entre q_H et q_{10} définie par la formule q_H / q_{10}

$$q_H = q_{10} * 2.5 * (H+18) / (H+16) = 175 (H+18) / (H+16)$$

Longueur de maitre-couple d :

Par un vent agissant longitudinalement $d_L = a = 22.70 \text{ m}$

Par un vent agissant transversalement $d_T = a = 21.00 \text{ m}$

On obtient :

Sens transversale :

$C_{t0} = 1.30$; $B = 1$; $\delta = 0.94$; $q_H = 175 (H+18) / (H+16)$; $d_T = a = 21.00 \text{ m}$.

$$T_t = 1.30 \times 1 \times 0.74 \times q \times 14.51 = 13.96q$$

Sens longitudinale :

$C_{t0} = 1.30$; $B = 1$; $\delta = 0.74$; $q_H = 175 (H+18) / (H+16)$; $d_T = a = 22.70 \text{ m}$.

$$T_t = 1.30 \times 1 \times 0.94 \times q \times 21.00 = 25.66q$$

VII.2.3 Cas de vent extrême

Le passage du vent normale au le vent extrême introduit deux modifications sont :

Coefficient de majoration dynamique :

$$B_{ext} = (0.5 + \theta/2) * B < 1$$

Avec : $\theta = 0.94$

Sens longitudinale :

$$B_{ext} = (0.5 + 0.94/2) * 1 < 1$$

$$0.97 < 1$$

$$\Rightarrow B_{ext} = 1$$

Pression du vent : $q_{ext} = 1.75 * q_{10}$

Force du vent :

· Sens transversale :

$$T_{ext} = C_{t0} \times B_{ext} \times \delta \times 1.75q \times d_T$$

$$T_{ext} = 1.30 \times 1 \times 0.94 \times 1.75q \times 21.00 \Rightarrow T_{ext} = 44.90q$$

· Sens longitudinale :

$$T_{ext} = C_{t0} \times B_{ext} \times \delta \times 1.75q \times d_L$$

$$T_{ext} = 1.30 \times 1 \times 0.94 \times 1.75q \times 22.70 \Rightarrow T_{ext} = 48.54q$$

VII.2.4 Etude de la force de dérive (L)

La force de dérive (L) par unité de longueur est composante de la force du vent dans la Direction perpendiculaire à celle du vent est donnés par la formule suivant :

$$L = CL \times B \times \delta \times q \times De$$

Avec :

CL = coefficient de dérive.

δ = coefficient de réduction.

B = coefficient de majoration dynamique.

q = pression dynamique.

H = la hauteur.

- La force de dérive prend compte l'action de tourbillons de VAN KARMAN qui provoquent les vibrations dans la direction hs.

- La théorie de VAN KARMAN montre que la période de tourbillon est donnée par :

$$T_k = d / S * V$$

- Le calcul de la force de dérive par mètre linéaire Lcr est :

$$L_{cr} = CL \times B \times \delta \times q \times CR \times DC \times (Z/Z)$$

$$T_k = d / S * T_{pr}$$

· Sens transversale :

vitesse critique du vent :

$$T = T_k = 1.60$$

$$V_{cr} = d_e / S * T_{pr}$$

$$\text{Avec : } d = 21.00 \text{ m } \quad T = T_k$$

$$0.25 \leq S \leq 0.3 \Rightarrow S = 0.275 \Rightarrow V_{cr} = 21.00 / 0.275 * 1.60 = 47.42 \text{ m/s}$$

Sens longitudinal:

$$T = T_k = 1.54; \quad d = 22.70 \text{ m}; \quad S = 0.275; \quad V_{cr} = 22.70 / 0.275 * 1.54 = 53.60 \text{ m/s}$$

- D'après les résultats obtenus de la vitesse critique, il est inutile de calculer la force de dérive puisque il n'ya pas de risque de résonance, car les vitesses critiques calculées sont 25 m/s.

VII.2.5 Etude de force portance μ :

- La force portance qui provoque un effet de soulèvement est donnée par :

$$\mu = C_u \times \delta \times q \times S_u$$

C_u = coefficient de portance.

$$C_U = C_i - C_e$$

C_i = coefficient de pression intérieur sur la terrasse.

$$C_i = 0.65 (1.80 - 1.3\gamma_0) = 0.65 (1.80 - 1.3 \times 1) = 0.3 \text{ (parois fermées)}$$

C_e = coefficient de pression extérieur sur la terrasse.

$$C_e = - (1.3\gamma_0 - 0.8) = -1 (1.3 \times 1 - 0.8) = -0.5$$

$$C_U = C_i - C_e = 0.3 - (-0.5) = 0.8$$

$$\Rightarrow C_u = 0.8$$

Pression dynamique du vent :

$$q = 175 * (54.4 + 18) / (54.4 + 60) = 110.75 \text{ dan/ml}$$

Donc :

$$\mu = 0.8 \times 0.94 \times 110.75 \times 107.96 = 6220.5$$

Sens transversale :

H	Ct	θ	Ξ	δ	B	B'	d	qn	Tn	qe	Te
54.4	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	110.751	1546.094	193.815	2841.889
51	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	108.783	1518.621	190.371	2791.391
47.6	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	106.691	1489.412	186.710	2737.702
44.2	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	104.462	1458.297	182.809	2680.509
40.8	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	102.083	1425.083	178.645	2619.458
37.4	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	99.537	1389.550	174.191	2554.144
34	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	96.808	1351.446	169.414	2484.106
30.6	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	93.874	1310.483	164.279	2408.811
27.2	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	90.711	1266.325	158.744	2327.644
23.8	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	87.291	1218.584	152.759	2239.891

20.4	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	83.582	1166.805	146.268	2144.716
17	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	79.545	1110.454	139.204	2041.136
13.6	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	75.135	1048.896	131.487	1927.986
10.2	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	70.299	981.376	123.023	1803.876
6.8	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	64.970	906.982	113.697	1667.131
3.4	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	59.069	824.608	103.371	1515.720
0	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	21	52.5	732.9	91.875	1347.15

Sens longitudinale :

H	Ct	θ	ξ	δ	B	B	d	Qn	Tn	qe	Te
54.4	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	22.7	110.751	4982.721	193.815	5375.889
51	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	22.7	108.783	4894.182	190.371	5280.364
47.6	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	22.7	106.691	4800.048	186.710	5178.802
44.2	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	22.7	104.462	4699.771	182.809	5070.613
40.8	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	22.7	102.083	4592.729	178.645	4955.125
37.4	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	22.7	99.537	4478.214	174.191	4831.573
34	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	22.7	96.808	4355.414	169.414	4699.085
30.6	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	22.7	93.874	4223.399	164.279	4556.652
27.2	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	22.7	90.711	4081.088	158.744	4403.112
23.8	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	22.7	87.291	3927.229	152.759	4237.113
20.4	1.3	0.94	0.9	0.88	1	1	22.7	83.582	3760.358	146.268	4057.074

17	1. 3	0.9 4	0. 9	0.8 8	1	1	22. 7	79.545 4	3578.75	139.20454 5	3861.13 6
13. 6	1. 3	0.9 4	0. 9	0.8 8	1	1	22. 7	75.135	3380.3627 7	131.48777 2	3647.09 5
10. 2	1. 3	0.9 4	0. 9	0.8 8	1	1	22. 7	70.299	3162.7585 5	123.02350 4	3412.32 0
6.8	1. 3	0.9 4	0. 9	0.8 8	1	1	22. 7	64.970	2923.0029 9	113.69760 5	3153.64 6
3.4	1. 3	0.9 4	0. 9	0.8 8	1	1	22. 7	59.069	2657.5323 3	103.37145 1	2867.22 8
0	1. 3	0.9 4	0. 9	0.8 8	1	1	22. 7	52.5	2361.975	91.875	2548.35

VII.3 Calcul des efforts tranchants et les moments (sens X) :

Due au vent normal :

$$V_n = 0.732 * 54.4 + 0.5 * (1.54 - 0.732) * 54.4 = 61.79 \text{ t}$$

$$M_n = 0.5 * (0.732+1.54) * 54.4 * (54.4 / 2) = 1680.9 \text{ tm}$$

Due au vent extrême :

$$V_e = 2.84 * 54.4 + 0.5 * (2.84-1.34) * 54.4 = 195.29 \text{ t}$$

$$M_e = 0.5 (2.84+1.34) * 54.4 * (54.4 / 2) = 3092.53 \text{ tm}$$

Action perpendiculaire à l'action du vent

- La force de dérive L par unité de longueur :

$$L = C1 \times B \times S \times q_u \times L_x$$

- Le coefficient C1 : les règles NV65 proposent C1 = 0.2

- Le coefficient B : B= π/ Δ

Avec :

Δ= c'est le coefficient le décrétement logarithmique de l'amortissement visqueux.

Δ= 0.3 pour les ouvrages en béton armé

$$B' = 3.14/0.3 = 10.47$$

- Le coefficient δ : δ = 0.88 pour toute la hauteur de construction.

Pression de rive et la force de rive à la vitesse critique

- La pression du vent a la vitesse critique qu est seul intéressante pour le calcul portique dans la direction perpendiculaire du vent (il n'ya pas de vibration latérales en vitesse).

On utilise la relation : $q_u = V_u^2 / 16$

Avec : $V_u \leq 25 \text{ m/s}$

- La théorie de KARMAN montre que la période des tourbillons est donnée par :

$$T_k = L_x / S * V$$

L_x = largeur du maitre couple.

S = nombre de STROUHAL= 0.25.

V = vitesse.

- La valeur de la vitesse critique du vent est donnée lorsque il ya résonance en posant :

$$T = T_k = 1.54$$

$$V_u = L_x / S * T = 21 / 0.25 * 0.72 = 116.66 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

VII.4 Calcul des efforts tranchants et les moments (sens Y) :

Due au vent normal :

$$V_n = 2.36 * 54.4 + 0.5 * (4.98 - 2.36) * 54.4 = 36.06 \text{ t}$$

$$M_n = 0.5 * (2.36 + 4.98) * 54.4 * (54.4 / 2) = 624.92 \text{ tm}$$

Due au vent extrême :

$$V_e = 5.37 * 54.4 + 0.5 * (5.37 - 2.54) * 54.4 = 63.23 \text{ t}$$

$$M_e = 0.5 * (5.37 + 2.54) * 54.4 * (54.4 / 2) = 1095.56 \text{ tm}$$

Action perpendiculaire à l'action du vent:

$$L = C1 \times B \times S \times q_u \times L_x$$

- La théorie de KARMAN montre que la période des tourbillons et donnée par :

$$T_k = L_x / S * V$$

- La valeur de la vitesse critique et donnée lorsque il ya résonance en posant :

$$T = T_k = 0.72$$

$$V_u = L_x / S * T = 22.7 / 0.25 * 0.72 = 126.11 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

Etude sismique

VIII. Étude sismique

VIII.1 Introduction générale :

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^e siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes. 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 pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage. Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements brusques de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

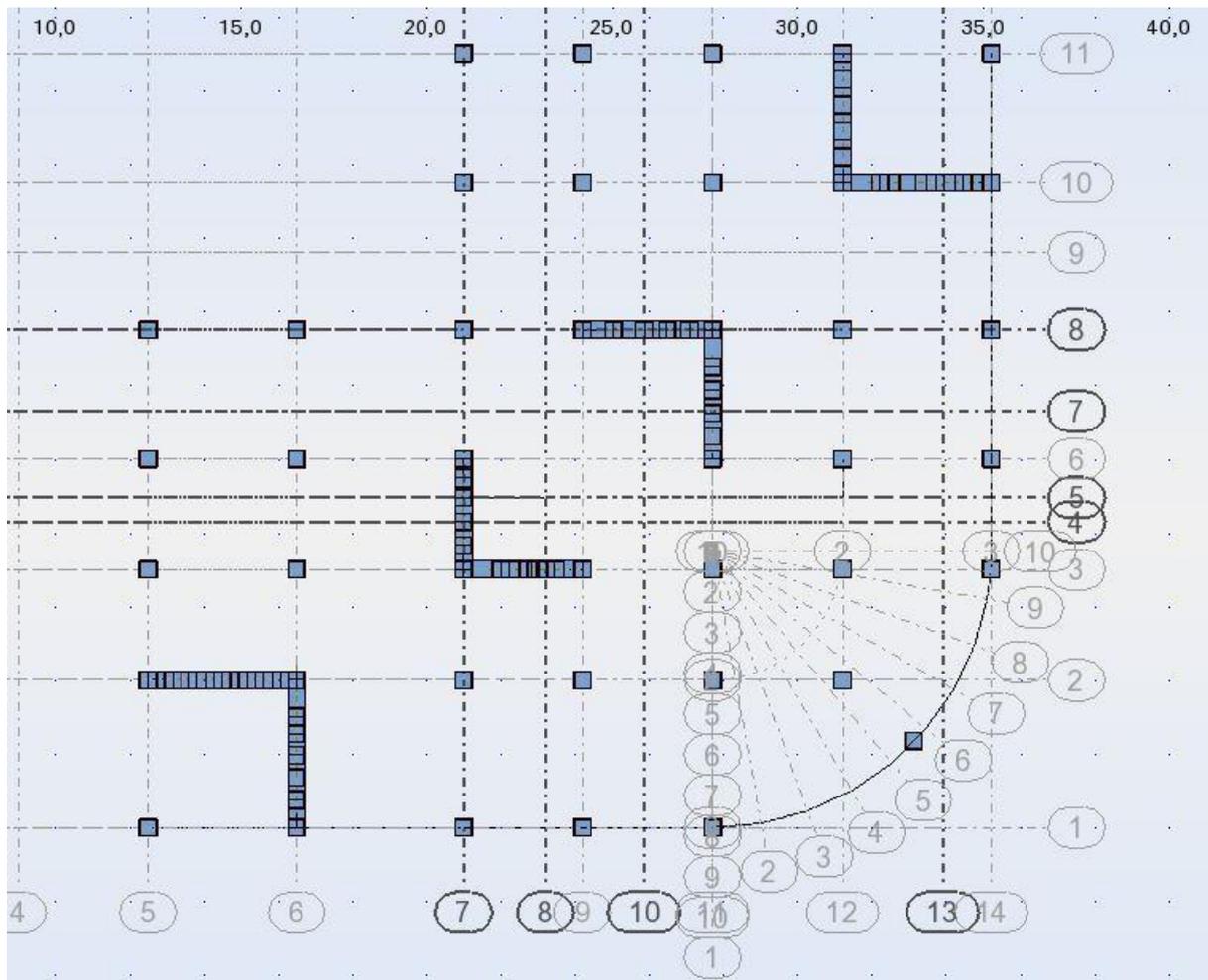
VIII.2 Caractéristiques géométriques de la structure :

Il est clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure existante que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et régulière en élévation, elle ne contenait pas des contreventements dans la conception initial de l'architecte.

Nous avons choisis un système mixte (portique voiles).

En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution Schématisée ci-après :



VIII.3 Quelques notions :

VIII.3.1 Mesure des séismes - échelle Richter :

Les séismes sont classés, à la place de l'échelle subjective de Mercalli, par magnitude sur l'échelle de Richter (Américain-1900/1985) proposée en 1935. La magnitude est l'énergie libérée au foyer d'un tremblement de terre.

VIII.4 Sismographe :

Le sismographe est un appareil qui mesure le mouvement du sol lors d'un tremblement de terre. Le sismogramme est le graphique de l'enregistrement.

VIII.4.1 Les ondes (P) et (S) :

Il est distingué deux types d'onde :

Les ondes (P) :

Les ondes primaires (P). Ce sont des ondes de compression ou ondes longitudinales. Elles sont les plus rapides que les ondes secondaires (S). Elles sont alors les premières à être enregistrées par les sismographes.

Les ondes(S):

Les ondes transversales secondaires (S) sont des ondes de cisaillement les mouvements du sol s'effectuent donc perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Elles apparaissent après les ondes (P) sur les sismogrammes. Ce sont les ondes (S) qui éprouvent les constructions lors d'un séisme.

VIII.4.2 Objectifs de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces. Le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- méthode statique équivalente.
- méthode dynamique (modale spectrale).

VIII.4.3 Présentation de méthode de calcul :

Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées

appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

Remarque :

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ; Alors le calcul sismique se fera par La méthode dynamique spectrale

La méthode dynamique spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. 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

La méthode dynamique spectrale

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage

Relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

VIII.5 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON LES RPA99/V2003 :

VIII.5.1 Classification de la zone sismique :

1. 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 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa :

Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

VIII.5.2 Classification du site :

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

Categori es	Descripti on	$q_c(MPa)$)	N	PI (MPa))	$E_p(MPa)$)	$q_u(MPa)$)	$V_s(m/s)$
S ₁	Rocheux	-	-	>5	>100	>10	≥800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0,4	≥400– <800
S ₃	Meuble	1,5~ 15	10~ 50	1~ 2	5~ 20	0,1~0,4	≥200– <400
S ₄	Trèsmeuble uprésence de 3moumoinsd 'argilemolle	<1,5	<10	<1	<5	<0,1	≥100– <200

Tableau VIII.1 : Classification des sites

données de l'ouvrage :

- Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, situé à Annaba (Zone IIa), il sera classé au groupe d'usage 1B
- La catégorie du site est S3 (siteMeuble).

Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure soit :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : Poids total de la structure.

A : coefficient d'accélération de zone : donné par le tableau ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Coefficient d'accélération de zone A :

Dépendant de la zone et du groupe d'usage.

{ Zone IIa
Groupe d'usage 1B

A = 0,2

D : facteur d'amplification dynamique : en fonction de la catégorie de site, de l'acteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T₁ et T₂ :

Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

« S₃ » → T₂ = 0.50s ; T₁ = 0.15s

A : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1 RPA99/version2003)

η : Coefficient de correction d'amortissement.

$$\eta : \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages retiré du tableau suivant

Remplissage	Portiques		Voilesoumurs
	Bétonarmé	Acier	Bétonarmé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\xi = 10\%$

$\eta : 0.764$

Période fondamentale (T) :

$$T_{\text{empirique}} = C_T H_N^{3/4}$$

c_t = coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 $c_t = 0.05s$ le cas 4

$$T = 0.09 H_t / \sqrt{D}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 (54.4)^{3/4} = 1.02s \quad H_t = 54.4 \text{ m}$$

Le sens X :

$$T_x = \frac{0.09 \times 54.4}{\sqrt{22.7}} = 1.03s$$

Le sens Y :

$$T_y = \frac{0.09 \times 54.4}{\sqrt{21}} = 1.07s$$

On prend $T_{x \text{ min}} = T_{y \text{ min}} = 1.02s$

$$T_2 < T < 3S \Rightarrow D = 2\eta \left(\frac{0.4}{1.02}\right)^{2/3} = 0.82$$

R : Coefficient de comportement global de la structure (voiles porteurs - tableau 4.3 RPA99/version2003)

(Voiles porteurs - tableau 4.3 RPA99/version2003). on à $R = 3.5$

Q : Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$

P_q = Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non (Tableau 4.4 RPA)

	P _q	
Critère q »	Observé	N/observé

1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q = 1.35$$

Poids totale de la structure :

W : poids de la structure

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 PAGE 44 RPA

$$\beta = 0.20$$

$$W_{Gi} : 6750,8066$$

$$W_{Qi} : 1584,7698$$

$$W_i = 6750,8066 + 0.20 (1584,7698) = 7067.76 \text{ tf}$$

Donc la force sismique est :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.2 \times 0.82 \times 1.35}{3.5} \times 7067.76 = 447.08 \text{ t}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.2 \times 0.82 \times 1.35}{3.5} \times 7067.76 = 447.08 \text{ t}$$

Méthode dynamique modale spectrale :

Principe :

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.

Chargement sismique :

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre du RPA99/ version 2003, qui dépend des coefficients (A, R, Q, D, T1, T2)

BAEL91 :

Comb1 = 1.35G + 1.5Q Etat limite ultime.

Comb2 = G+Q Etat limite service.

RPA99/version2003 :

Comb3 = G + Q ± E cas accidentel.

Comb4 = 0,8G ± E cas accidentel

L'introduction des combinaisons dans la modélisation se fait en sélectionnant les charges à combiner avec les coefficients leur revenant

Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\xi = 10\%$$

$$\eta : \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \Rightarrow 1.82$$

A = 0,2 (tableau 4.1 RPA99/version2003).

R = 3,5 (voiles porteurs - tableau 4.3 RPA99/version2003).

T₁ = 0,15 sec (tableau 4.7 RPA99/version 2003).

T₂ = 0,50 sec

$$Q = 1,35$$

$$\frac{S_a}{G} = 0.16$$

Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) : 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 l'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, - où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

$$X = 23.850 (m)$$

$$Y = 10.500 (m)$$

$$Z = 28.900 (m)$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 25.128 (m)$$

$$Y = 10.226 (m)$$

$$Z = 24.675 (m)$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 1726932.739 (t*m^2)$$

$$I_y = 1758883.189 (t*m^2)$$

$$I_z = 444624.559 (t*m^2)$$

$$\text{Masse} = 5799.236 (t)$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 25.125 (m)$$

$$Y = 10.251 (m)$$

$$Z = 24.675 (m)$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 1994023.082 (t*m^2)$$

$$I_y = 2067128.487 (t*m^2)$$

$$I_z = 1019960.200 (t*m^2)$$

$$\text{Masse} = 7067.761 (t)$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	29989
Nombre de barres:	3453
Eléments finis linéiques:	8930
Eléments finis surfaciques:	30237
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	0
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	1702

Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	22
Combinaisons:	14

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - Multiprocesseur		
Nbre de degrés de liberté stat.:	169722	
Largeur de la bande		
avant/après optimisation:	0	0
Durée des calculs [s]		
Durée max agrégation + décomp.:	9	
Durée max itér. sur sous-espace:	86	
Durée max solution prb. nonlin.:	0	
Durée total:	359	
Espace disque et mémoire utilisés [o]		
Espace totale du disque utilisé:	1384917520	
Espace pour fichier TMP solveur:	0	
Espace pour itérat. S/sous-esp.:	76035904	
Mémoire:	179055700	
Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	1.062651e+07	5.837614e+12
Précision:	8	

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type l'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle: 8.71655e+00 (T*m)

Précision: 5.96190e-06

Cas 2 : Q

Type l'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle: 2.88044e-01 (T*m)

Précision: 6.46465e-06

Cas 5 : Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal

Méthode : Itération sur le sous-espace

Type de matrices de masses : Cohérente

Nombre de modes : 25

Nombre d'itérations : 40

Tolérance : 1.00000e-04

Amortissement : 0.100

Limites : 0.000

Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 6 : Ex

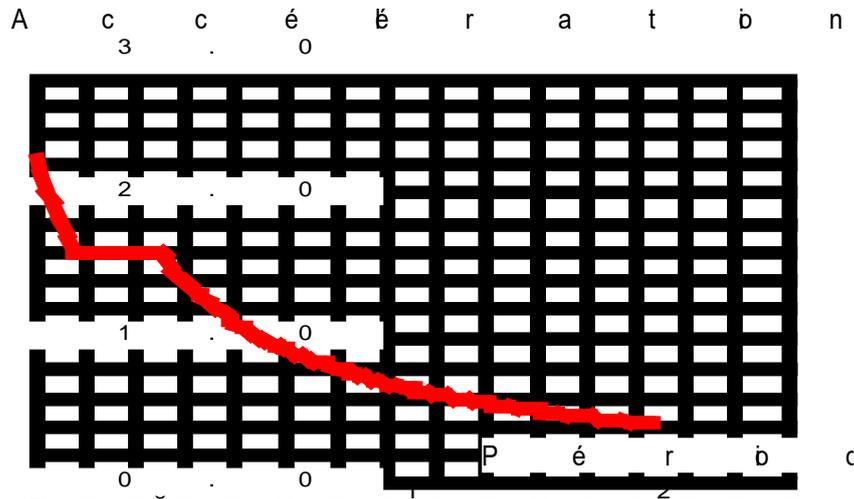
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa

Usage : 1B

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.350

Coefficient de comportement : 3.500

Amortissement : $\alpha = 10.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7 / (2 + \xi)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.200

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 8 : Ey

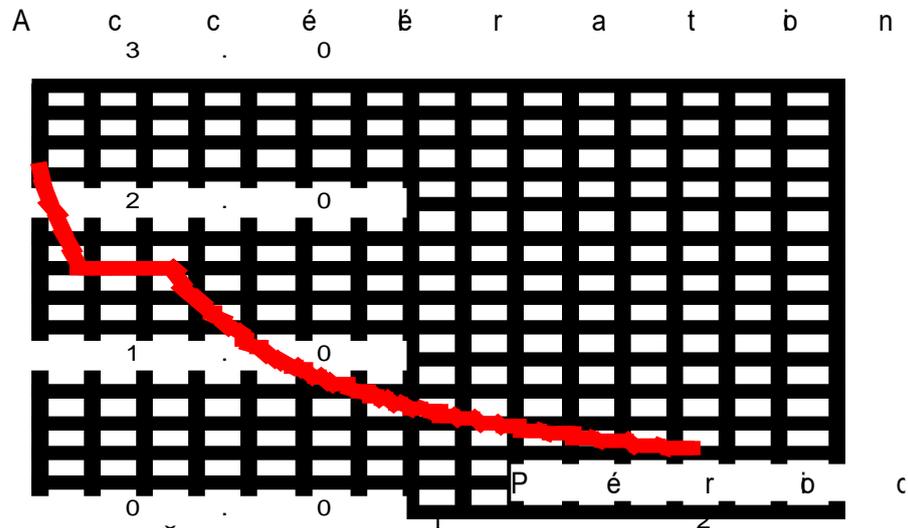
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa

Usage : 1B

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.350

Coefficient de comportement : 3.500

Amortissement : x = 10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7 / (2 + \xi)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.200

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 9 : G+Q

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : $1.35G+1.5Q$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : $G+Q+Ex$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : $G+Q-Ex$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : $G+Q+Ey$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : $G+Q-Ey$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : $G+Q+1.2Ex$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : $G+Q-1.2Ex$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : $G+Q+1.2Ey$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : $G+Q-1.2Ey$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : 0.8G+Ex

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : 0.8G-Ex

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 21 : 0.8G+Ey

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 22 : 0.8G-Ey

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 23 : Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse	:	Modal
Méthode	:	Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	:	Concentrée sans rotations
Nombre de modes	:	20
Nombre d'itérations	:	40
Tolérance	:	1.00000e-04
Amortissement	:	0.050
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

Cas 24 : Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse	:	Modal
Méthode	:	Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	:	Concentrée sans rotations
Nombre de modes	:	30
Nombre d'itérations	:	40
Tolérance	:	1.00000e-04
Amortissement	:	0.050
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

Cas 25 : Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse	:	Modal
Méthode	:	Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	:	Concentrée sans rotations
Nombre de modes	:	40
Nombre d'itérations	:	40
Tolérance	:	1.00000e-04
Amortissement	:	0.050
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

Périodes et facteurs de participation massique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]
5/ 1	0,7529	1,3282	2,9683	33,9443	2,9683	33,9443	7067,76	7067,76
5/ 2	0,9046	1,1055	58,5562	37,6584	55,5880	3,7140	7067,76	7067,76
5/ 3	1,0344	0,9667	58,8766	60,0610	0,3203	22,4026	7067,76	7067,76
5/ 4	2,3983	0,4170	60,1908	70,2016	1,3142	10,1406	7067,76	7067,76
5/ 5	2,7329	0,3659	75,5766	70,5682	15,3858	0,3666	7067,76	7067,76
5/ 6	3,0781	0,3249	76,3903	77,7758	0,8137	7,2076	7067,76	7067,76
5/ 7	4,5453	0,2200	79,0262	78,8613	2,6359	1,0854	7067,76	7067,76
5/ 8	5,2059	0,1921	79,0687	81,6186	0,0425	2,7573	7067,76	7067,76
5/ 9	5,6635	0,1766	82,9845	83,4702	3,9158	1,8516	7067,76	7067,76
5/ 10	7,5886	0,1318	84,7849	84,9050	1,8004	1,4348	7067,76	7067,76
5/ 11	8,2873	0,1207	84,7999	85,7059	0,0151	0,8009	7067,76	7067,76
5/ 12	9,3818	0,1066	86,9631	87,1922	2,1632	1,4863	7067,76	7067,76
5/ 13	10,8252	0,0924	87,9349	88,1190	0,9718	0,9268	7067,76	7067,76
5/ 14	11,7878	0,0848	87,9800	88,1973	0,0451	0,0783	7067,76	7067,76
5/ 15	12,0754	0,0828	87,9987	88,2238	0,0187	0,0265	7067,76	7067,76
5/ 16	13,3819	0,0747	88,9584	89,4830	0,9597	1,2592	7067,76	7067,76
5/ 17	13,8634	0,0721	89,4751	89,6993	0,5167	0,2164	7067,76	7067,76
5/ 18	14,0869	0,0710	89,5004	89,8911	0,0253	0,1917	7067,76	7067,76
5/ 19	15,2233	0,0657	89,6221	90,0408	0,1217	0,1498	7067,76	7067,76
5/ 20	15,4111	0,0649	89,9781	90,1008	0,3560	0,0599	7067,76	7067,76
5/ 21	16,7747	0,0596	89,9820	90,5430	0,0039	0,4423	7067,76	7067,76
5/ 22	17,4881	0,0572	90,2902	90,9530	0,3082	0,4100	7067,76	7067,76
5/ 23	18,2340	0,0548	91,1406	90,9629	0,8504	0,0099	7067,76	7067,76
5/ 24	18,5032	0,0540	91,2082	91,1142	0,0677	0,1513	7067,76	7067,76
5/ 25	19,9128	0,0502	91,2474	91,2861	0,0392	0,1719	7067,76	7067,76

Remarque :

1/Ce modèle présente une période fondamentale T=1.32 sec.

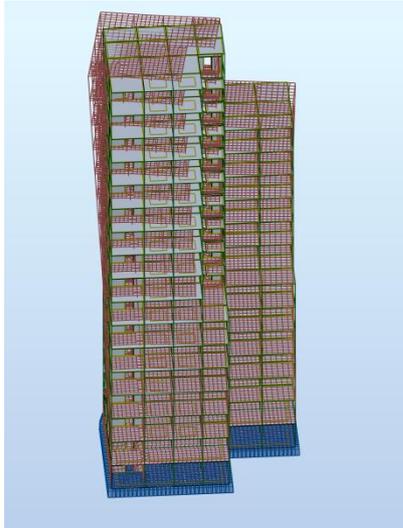
2/Le 1er j'jusque' a 6ème mode est un mode de translation.

3/Le 7ème mode sont des modes de torsion.

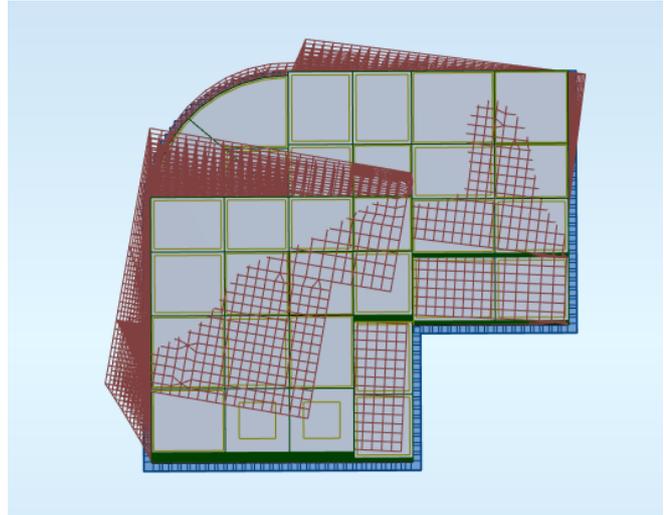
4/Les 13 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA 99/version 2003).

5/RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

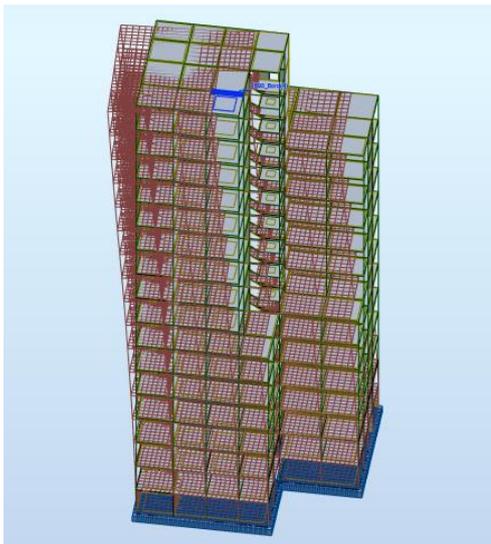
Nous avons : $C_{calcul} = 1.32 \leq (1.3 \times 1.02) = 1.33s \dots\dots\dots CV$



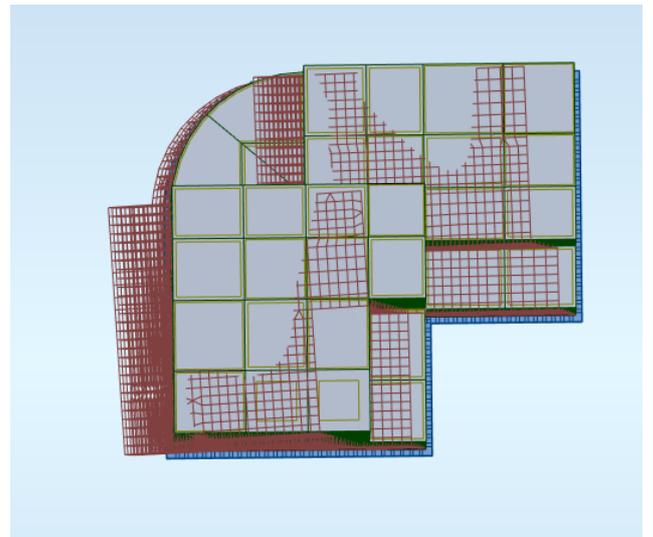
Mode 1 (torsion)



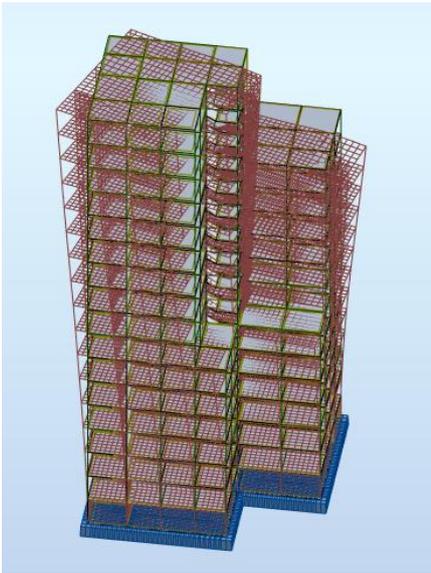
Mode 1 (torsion)



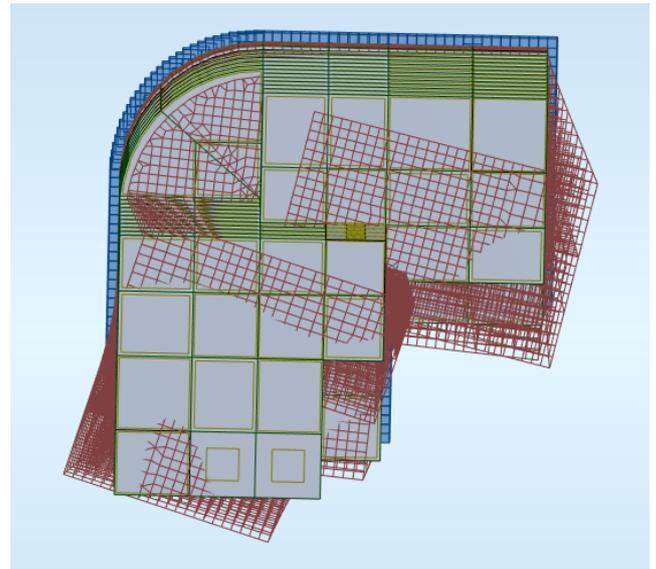
Mode 2 (translation)



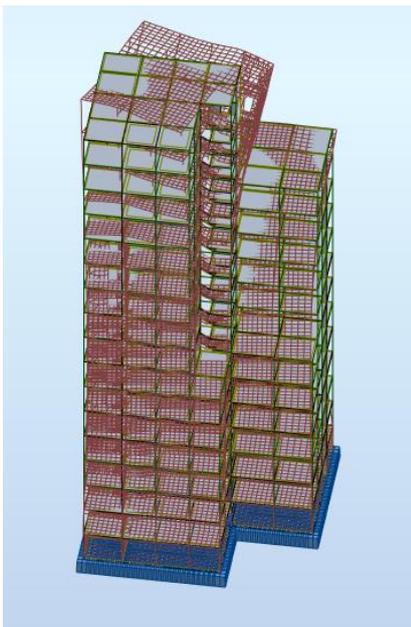
Mode 2 (translation)



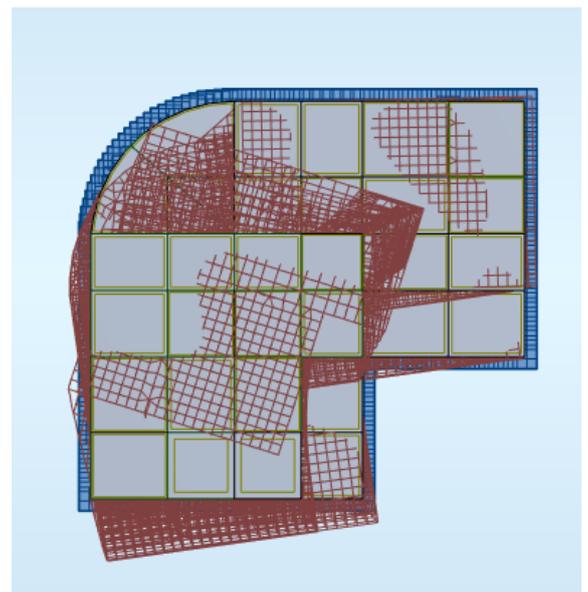
Mode 3(torsion)



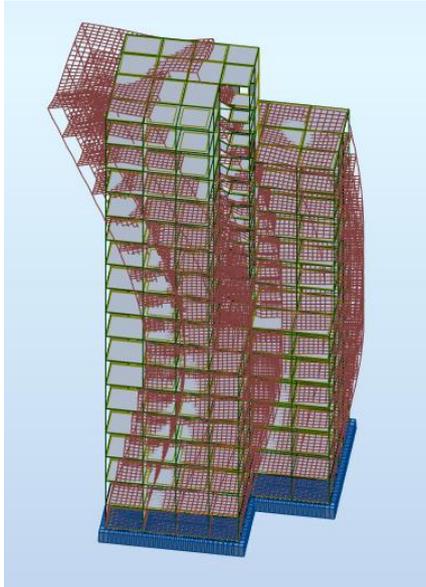
Mode 3 (torsion)



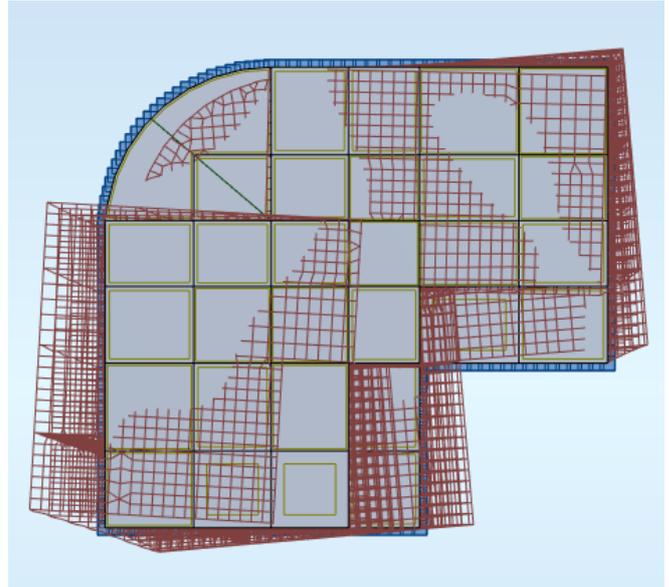
Mode 4 (torsion)



Mode 4 (torsion)



Mode 5 (translation)



mode 5 (translation)

La période fondamentale :

T=1.32 sec et vérifiée la condition suivante :

$$T_{empirique} \times 1.3 = 1.02 \times 1.3 = 1.02 < T = 1.33 \text{ s}$$

L'effort tranchant à la base :

La résultante des forces à la base F obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalents V

Alors : Il faut vérifier que $F \geq 0.8V_{emp}$

F_x	F_y	$V_{calculé}$	$0.8V_{cal}$	vérification
525,0098	443,5613	447.08	357.664	C. V

La distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités chaque niveau et pour chaque direction de calcul :

La distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Etage	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	Lx	Ly	ex %	ey %	
1	807,41	25,04,36,74	31,56,82,89	0,52114	0,54115	22,7	21	2.29	2.58	< 15 %
2	476,82	24,61,90,18	23,68,70,09	0,92388	0,80087	22,7	21	4.07	3.81	
3	518,80	24,31,81,42	23,56,71,62	0,74615	0,89401	22,7	21	3.29	4.26	
4	510,81	24,46,90,86	23,56,71,02	0,89977	0,80295	22,7	21	3.96	3.82	
5	510,81	24,46,90,13	23,56,71,42	0,89977	0,80295	22,7	21	3.96	3.82	
6	494,24	24,47,89,51	23,56,71,86	0,91071	0,81823	22,7	21	4.01	3.90	
7	510,76	24,51,85,98	23,56,71,28	0,95179	0,86185	22,7	21	4.19	4.10	
8	403,90	24,62,77,33	23,55,71,63	1,07072	0,94139	22,7	21	4.72	4.48	
9	403,90	24,62,77,85	23,55,71,03	1,07072	0,94139	22,7	21	4.72	4.48	
10	392,42	24,62,77,17	23,55,72,48	1,06947	0,94480	22,7	21	4.71	4.50	
11	392,42	24,62,77,64	23,55,72,88	1,06947	0,94480	22,7	21	4.71	4.50	
12	382,46	24,61,77,07	23,55,72,32	1,06665	0,94675	22,7	21	4.70	4.51	
13	371,23	24,86,99,36	23,55,72,73	1,31225	0,72957	22,7	21	5.78	3.47	
14	226,58	28,62,66,72	27,25,80,00	1,37004	0,13528	14,2	14	9.65	0.96	
15	226,58	28,62,66,29	27,25,80,40	1,37004	0,13528	14,2	14	9.65	0.96	
16	226,58	28,62,66,65	27,25,80,80	1,37004	0,13528	14,2	14	9.65	0.96	
17	212,05	28,54,46,10	27,43,80,39	1,11027	0,33888	14,2	14	7.82		

VIII.5.3 Les déplacements latéraux inter- étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le

Sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Avec :

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

Sens x :

Etage	Ux (cm)	$\Delta k x(\text{cm})$	He(m)	$\bar{\Delta}$ (cm)	verification
1	0,2	0,2	3.4	3.4	C.V
2	0,8	0,6	3.4	3.4	C.V
3	1,6	0,8	3.4	3.4	C.V
4	2,5	0,9	3.4	3.4	C.V
5	3,5	1,0	3.4	3.4	C.V
6	4,6	1,1	3.4	3.4	C.V
7	5,8	1,2	3.4	3.4	C.V
8	7,1	1,3	3.4	3.4	C.V
9	8,4	1,3	3.4	3.4	C.V
10	9,8	1,4	3.4	3.4	C.V
11	11,2	1,4	3.4	3.4	C.V
12	12,6	1,4	3.4	3.4	C.V
13	14,0	1,4	3.4	3.4	C.V
14	14,8	0,8	3.4	3.4	C.V
15	16,1	1,3	3.4	3.4	C.V
16	17,3	1,3	3.4	3.4	C.V
17	18,6	1,3	3.4	3.4	C.V

Sens-y :

Etage	Uy (cm)	δk y(cm)	He(m)	$\bar{\Delta}$ (cm)	verificati on
1	0,2	0,2	3.4	3.4	C.V
2	0,8	0,6	3.4	3.4	C.V
3	1,6	0,8	3.4	3.4	C.V
4	2,5	0,9	3.4	3.4	C.V
5	3,5	1,0	3.4	3.4	C.V
6	4,6	1,1	3.4	3.4	C.V
7	5,8	1,2	3.4	3.4	C.V
8	7,1	1,3	3.4	3.4	C.V
9	8,4	1,3	3.4	3.4	C.V
10	9,7	1,4	3.4	3.4	C.V
11	11,1	1,4	3.4	3.4	C.V
12	12,5	1,4	3.4	3.4	C.V
13	13,8	1,3	3.4	3.4	C.V
14	16,5	2,7	3.4	3.4	C.V
15	17,9	1,4	3.4	3.4	C.V
16	19,3	1,4	3.4	3.4	C.V
17	20,1	0,8	3.4	3.4	C.V

VIII.5.4 Justification vis à vis de l'effet P-D :

L'effet du 2ème ordre (ou effet P-D) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour chaque niveau :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Avec :

P_k : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^+} + \beta W_{qi})$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau k.

D_k: déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k -1.

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant

Les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur

$1 / (1 - \theta_k)$. Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens x :

Etage	Ux (cm)	δk_x (cm)	masse (t)	eff réduit	He	θ		
1	0,2	0,2	807,41	525,0098	3,4		<	0,1
2	0,8	0,6	476,82	508,8137	3,4			
3	1,6	0,8	518,80	496,6264	3,4			
4	2,5	0,9	510,81	476,4662	3,4			
5	3,5	1,0	510,81	452,2988	3,4			
6	4,6	1,1	494,24	424,3746	3,4			
7	5,8	1,2	510,76	393,8339	3,4			
8	7,1	1,3	403,90	361,4671	3,4			
9	8,4	1,3	403,90	334,3373	3,4			
10	9,8	1,4	392,42	306,0090	3,4			
11	11,2	1,4	392,42	276,0205	3,4			
12	12,6	1,4	382,46	243,0527	3,4			
13	14,0	1,4	371,23	205,7643	3,4			
14	14,8	0,8	226,58	164,9781	3,4			
15	16,1	1,3	226,58	136,1706	3,4			
16	17,3	1,3	226,58	99,1965	3,4			
17	18,6	1,3	212,05	52,3635	3,4			

Sens-y :

Etage	Uy (cm)	δk y(cm)	masse (t)	eff reduit	He	θ		
1	0,2	0,2	807,41	443,5613	3,4		<	0,1
2	0,8	0,6	476,82	425,1975	3,4			
3	1,6	0,8	518,80	412,7237	3,4			
4	2,5	0,9	510,81	393,0431	3,4			
5	3,5	1,0	510,81	370,6564	3,4			
6	4,6	1,1	494,24	345,6528	3,4			
7	5,8	1,2	510,76	319,3387	3,4			
8	7,1	1,3	403,90	292,4777	3,4			
9	8,4	1,3	403,90	270,6322	3,4			
10	9,7	1,4	392,42	248,2715	3,4			
11	11,1	1,4	392,42	224,6890	3,4			
12	12,5	1,4	382,46	198,6666	3,4			
13	13,8	1,3	371,23	169,1890	3,4			
14	16,5	2,7	226,58	137,0728	3,4			
15	17,9	1,4	226,58	113,5904	3,4			
16	19,3	1,4	226,58	83,2196	3,4			
17	20,1	0,8	212,05	44,2507	3,4			

VIII.5.5 Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur dû aux charges verticales, $M_s = \frac{W.L}{2}$

M_r : Moment de renversement dû aux charge horizontales, $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique de niveau

Sens longitudinal:

W (t)	Lx	L x / 2	Ms	Mr	Ms / Mr	verification
7067.76	22.7	11.35	80219.07	4314,2068	0.32	Oui

Sens transversal:

W	Ly	L y / 2	Ms	Mr	Ms / Mr	Verification
7067.76	21	10.5	74211.48	148551.19	0.46	Oui

VIII.6 Conclusions :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

Etude de portiques

Etude de portiques

IX. Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le logiciel **robot structural analyses**.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
 2. Traction simple.
 3. Flexion simple.
 4. Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
 - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

IX.1 Ferrailage des portiques :

IX.1.1 Ferrailage des poutres :

IX.1.1.1 Méthode de calcul :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicité par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

Les combinaisons de calcul :

- | | | | |
|---------------------|-------|-------|---------|
| 1- $1.35 G + 1.5 Q$ | | selon | BAEL91 |
| 2- $G + Q \pm E$ | | selon | RPA2003 |
| 3- $0.8 G \pm E$ | | selon | RPA2003 |

- La combinaison (1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

- La combinaison (2) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (3) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

Ferrailage par BAEL91 :

BAEL a 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 poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant. (les efforts normaux sont négligeable).

IX.1.1.2 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}, 3\text{MPa}) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (2.2 MPA).}$$

IX.1.1.3 Détermination de l'armature transversale :

- Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.
- Les conditions suivantes doivent être vérifiées :
 - Espacement : $S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$.
 - Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.74 \text{MPA}$$

Soit pratiquement : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après le BAEL A7.2.2.

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

- La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

- Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1, \alpha=\pi/2$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.8 f_e}$$

IX.1.1.4 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

IX.1.1.5 Vérification de la flèche (BAEL B.6.5) :

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e (\text{MPA})}$
- $\frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$

Avec

M_t : moment MAX en travée.

M_0 : moment isostatique minimal.

B_0 : largeur de la poutre.

d : hauteur utile.

A : Section d'armature.

IX.1.1.6 Recommandation du RPA99/version 2003 :

Les règles R.P.A « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. 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.

Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% [$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$].
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres nœuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ (zone II)
- Les cadres du nœud sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

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 cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Armatures transversales :

(RPA/version 2003, art 7.5.2.2)

- La quantité de ces armatures doit vérifier : $A_t = 0.03 S.d$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaire min $(h/4, 1.2\phi)$
- En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

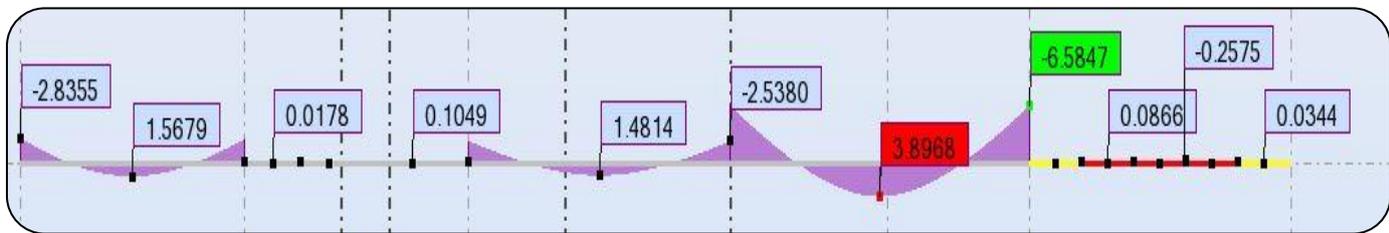
Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Exemple de calcul :

IX.1.2 Poutre secondaire : S= 30×40

IX.1.2.1 Ferrailage longitudinal :

A1. Ferrailage en travée :(sous la combinaison 1.35 G +1,5 Q)



$S = 30 \times 40$; $f_c = 400 \text{ MPA}$; $c = 3 \text{ cm}$

$M_{ult} = 3.8968 \text{ t.m}$

Selon B.A.E.L 91:

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,0696$$

$\mu \leq 0.186$ \longrightarrow On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$; $\epsilon_s = 10 \%$

(Pas d'aciers comprimés)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,086$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.35 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 3.13 \text{ cm}^2$$

A2. Pourcentage exigé par RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_s \geq 0.5\%bh$

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6 HA 12 = 6.78 cm²

A3. Condition de non fragilité :

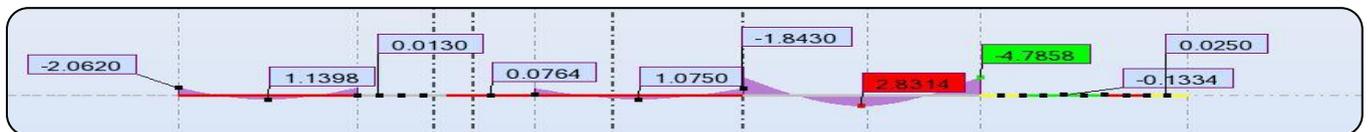
$$A_{\min} > 0.23bd \frac{f_{tj28}}{f_e} \quad f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 1,304 < 6\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

A4. Armatures de constructions :

On adopte : 3 HA 12 = 3.39 cm²

B1. Ferrailage sur appui : (sous la combinaison G +Q+ E)



$$M = 4.7858 \text{ t m}$$

Selon B.A.E.L 91:

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0.08$$

$\mu < 0.186 \longrightarrow$ On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,35\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 3.88 \text{ cm}^2$$

B2. Pourcentage exigé par RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_s \geq 0.5\%bh$

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6 ha 12 = 6.78 cm²

B3. Condition de non fragilité :

$$A_{0 \text{ min}} > 0.23bd \frac{f_{tj28}}{f_e} \quad f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\text{min}} > 1,304 < 6 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

B4. Armatures de constructions :

On adopte : 3 HA 12 = 3.39 cm²

IX.1.2.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA :



$$V_U = 9.7068 \text{ t}$$

$$\tau_{u \text{ max}} = \frac{V_U}{bd}$$

$$\tau_{u \text{ max}} = 0.88 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau} = \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$\tau_{u \max} < \overline{\tau}$ Condition vérifiée.

IX.1.2.3 La vérification du ferrailage des poutres secondaires :

- Section minimale (RPA) : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

$A_{\min} = 5\% \cdot b \times h = 0,50 \times 0,40 \times 0,30 = \mathbf{6,00 \text{ cm}^2}$

- Section maximale (RPA) :

$A_{\max} = 4\% b \times h = \mathbf{48,00 \text{ cm}^2}$

On a : La section d'armature sur appuis :

$$\left. \begin{aligned} A'_s &= 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 4T14 + 4T14 = 9,42 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow 6,16 + 12,32 = \mathbf{18,48 \text{ cm}^2}$$

D'où : $18,48 \text{ cm}^2 < 48,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

IX.1.2.4 Espacement exigé par RPA :

Zone nodale :

$St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L)$

$St \leq 10 \text{ cm}$

Soit **$S_t = 10 \text{ cm}$**

Zone courante :

$St \leq h/2 ;$

Soit **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Dispositions constructives :

Espacement : $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}).$

Donc : $S_t \leq 32 \text{ cm}.$

Soit : **$S_t = 20 \text{ cm}.$**

Section minimale des armatures transversales BAEL ART.1.2.2 :

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.4 \times 30 \times 20 / 400$$

$$A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003. S_t b = 0.003 \times 20 \times 30 = \mathbf{1,8 \text{ cm}^2}.$$

Soit 1 cadre T8 + un étrier T8 = 2.01 cm².

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq 1/16 \dots\dots\dots 1 \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq 4,2 / f_e \dots\dots\dots 2 \\ \frac{h}{L} > M_t / 10M_0 \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

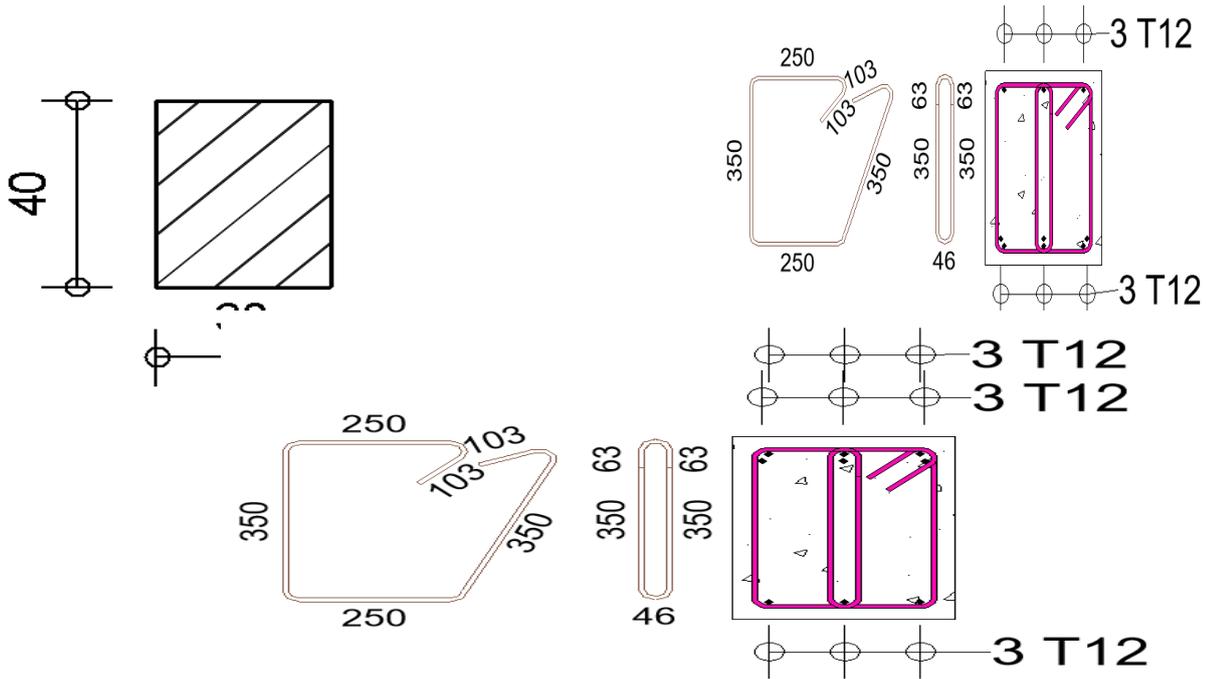
$$\frac{40}{420} = 0.095 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{6.16}{30 \times 37} = 0.0055 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{40}{420} = 0.095 > \frac{3.8968}{10 \times 4.817} = 0.08 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Le ferrailage :

Poutre secondaire 30 / 40 :

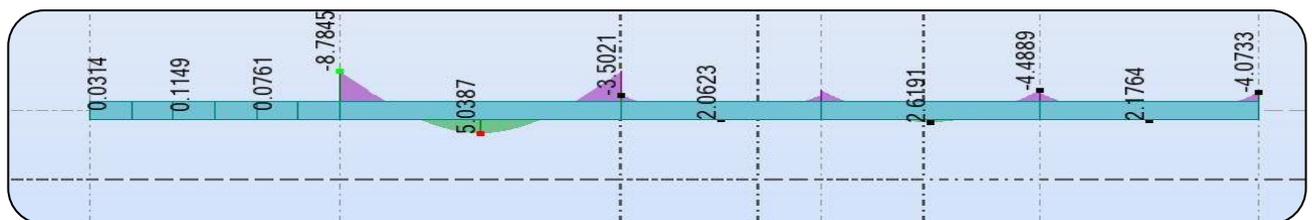


IX.1.3 Poutre principales :

S= 30×45

IX.1.3.1 Ferrailage longitudinal :

A1. Ferrailage en travée : (sous la combinaison 1.35 G +1,5 Q)



S= 30×45; $f_e = 400$ MPA; $c = 3$ cm

$M_{ULT} = 5.0387t$

Selon B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,067$$

$\mu \leq 0.186 \longrightarrow$ On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$; $\epsilon_s = 10 \%$

(Pas d'aciers comprimés)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,087$$

$$Z = d (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.40 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 3.57 \text{ cm}^2$$

A2. Pourcentage exigé par RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_s \geq 0.5\%bh$

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3 HA 14+ 3 HA 12=8.01 cm²

A3. Condition de non fragilité :

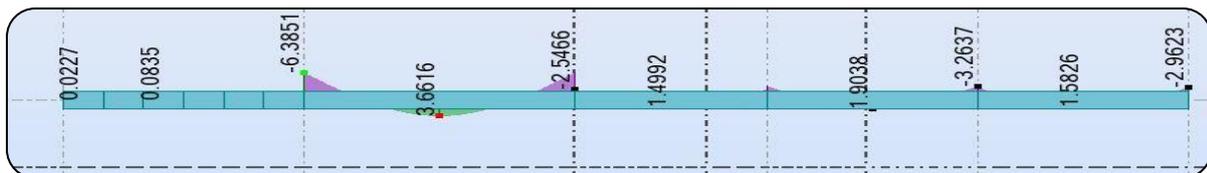
$$A_{\min} > 0.23bd \frac{f_{tj28}}{f_e} \quad f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 1,304 < 8.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

A4. Armatures de constructions :

On adopte : 3 HA 14=4.62

B1. Ferrailage sur appui :(sous la combinaison G +Q+ E)



$$M = 3.6616 \text{ t m}$$

Selon B.A.E.L 91:

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0.048$$

$\mu < 0.186 \longrightarrow$ On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.062$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,40\text{m} \qquad A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 2.56 \text{ cm}^2$$

B2. Pourcentage exigé par RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_s \geq 0.5\%bh$

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3 ha 14+ 3 ha 12=8.01 cm²

B3. Condition de non fragilité :

$$A_{0\text{min}} > 0.23bd \frac{f_{tj28}}{f_e} \quad f_e = 400 \text{ MPA.}$$

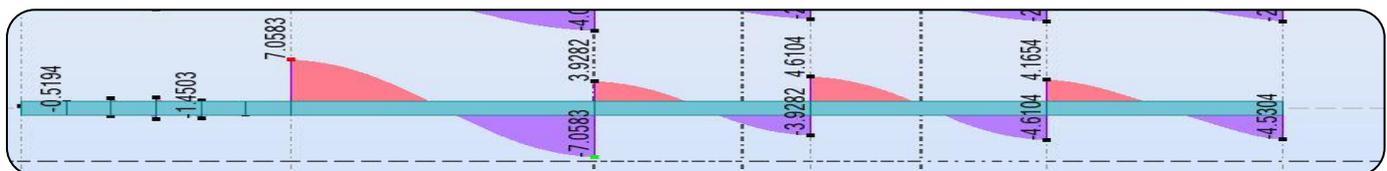
$$A_{\text{min}} > 1,304 < 8.01\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

B4. Armatures de constructions :

On adopte : 3 HA 14 = 4.62 cm²

IX.1.3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA :



$$V_U = 7.0583 \text{ t}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{V_U}{bd} \cdot 0.56$$

$$\tau_{u \max} = 0.56 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau} = \min (0,13 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_{u \max} < \overline{\tau} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IX.1.3.3 La vérification du ferrailage des poutres secondaires :

- Section minimale (RPA) : b = 30 cm ; h = 40cm

$$A_{\min} = 5\% \cdot b \times h = 0,50 \times 0,45 \times 0,30 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2}$$

- Section maximale (RPA) :

$$A_{\max} = 4\% b \times h = \mathbf{54,00 \text{ cm}^2}$$

On a : La section d'armature sur appuis :

$$\left. \begin{aligned} A'_s &= 3T12+3T14 = 8.01 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 3T14+3T12 = 8.01 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow 6,16 + 12.32 = \mathbf{18,48 \text{ cm}^2}$$

D'où : 18.48 cm² < 48,00cm².....CV

IX.1.3.4 Espacement exigé par RPA :

Zone nodale :

$$St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L)$$

$$St \leq 10 \text{ cm}$$

Soit **S_t = 10cm**

Zone courante :

$$St \leq h/2 ;$$

Soit **S_t = 20cm**

Dispositions constructives :

Espacement : S_t ≤ min (0.9d ; 40 cm).

Donc : $S_t \leq 38\text{cm}$.

Soit : $S_t = 20\text{ cm}$.

Section minimale des armatures transversales BAEL ART.1.2.2 :

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.4 \times 30 \times 20 / 400$$

$$A_t \geq 0.6\text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.003. S_t b = 0.003 \times 20 \times 30 = \mathbf{1,8\text{ cm}^2}$$

Soit 1 cadre T8 + un étrier T8 = 2.01 cm².

IX.1.3.5 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq 1/16 \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq 4,2 / f_e \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{h}{L} > M_t / 10M_0 \dots\dots\dots 3$$

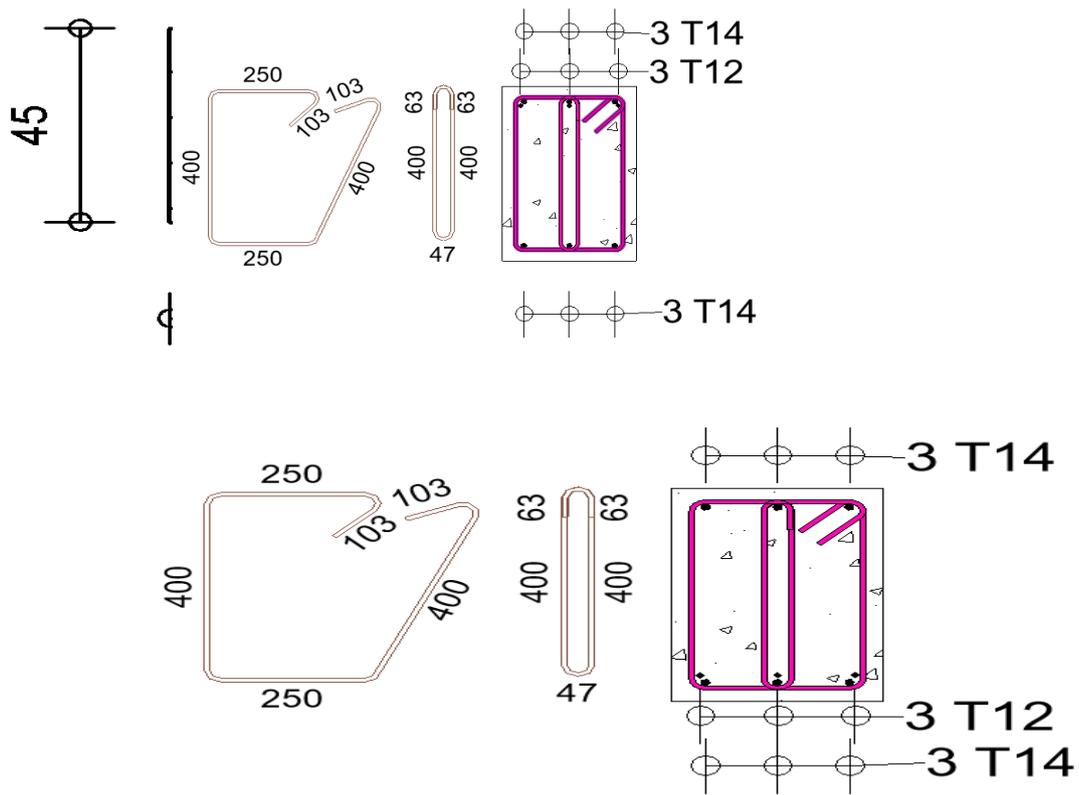
$$40/420 = 0.095 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$8.01/30 \times 42 = 0.0063 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$45/420 = 0.10 > 5.0387/10 \times 6.298 = 0.08 \dots\dots\dots \text{c}$$

Ferraillage

Poutre principale 30 /45 :



IX.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Combinaisons des charges:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL.91

$$E L U 1.35 AG + 1.5 Q$$

Selon RPA 99 (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

IX.2.1 Recommandation du RPA 99/version 2003 :

a. Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

b. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique < 5 .

$f_e = 400$ MPA.

t : Espacement des armatures transversales :

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) \quad \text{en zone IIa}$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi \quad \text{en zone IIa}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale (A_t/b_1t %) est donnée par :

$$0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$$\lambda_g = l_f/a \quad \text{ou} \quad l_f/b \quad \text{avec } a \text{ et } b, \text{ les dimensions de la section du poteau.}$$

IX.2.2 Ferrailage longitudinal :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Une section partiellement comprimée (s.p.c).

Une section entièrement comprimée (s.e.c).

Une section entièrement tendue (s.e.t).

Pour la détermination des armatures à L'E L U, on a appliqué une méthode plus simplifiée :

Section partiellement comprimée:

L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$.

Section entièrement comprimée:

Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau

Central de la section ($e < h/6$) totale rendue homogène.

Section entièrement tendue:

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

IX.2.2.1 Calcul à L'ELU :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \quad \text{Excentricité premier ordre}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{1}{250} \right\} \quad \text{excentricité additionnelle}$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

A. Condition d'application de la Méthode forfaitaire :

$$\frac{l_f}{h} < \max \left\{ 20 \frac{e_1}{h} ; 15 \right\}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) \quad \text{excentricité second ordre}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{Charge de longue durée}$$

$$\phi = 2 \quad \text{Coefficient de fluage}$$

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

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

$$B = b \times h$$

$$e = e_1 + e_2$$

b. Flexion composée:

Avec

$$e = \frac{h}{2} - \bar{c}$$

$$M_1 = M_U + N_u (0.5 h - c)$$

$$M_{ua} = N_u (d - \bar{c}) - M_1 \dots\dots\dots (1)$$

$$A = (0.337 - \frac{0.81\bar{c}}{h}) b d^2 f_e \dots\dots\dots (2)$$

(1) < (2) → section partiellement comprimée (SPC) calcul de section rectangulaire en flexion simple sous M_1

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2} < M_R = 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_1}{Z\sigma_s}$$

$A_{fc} = A_s - \frac{M_u}{f_e} > 0$ on adopte section minimale de RPA

TABLEAUX DES RESULTATS :

Section	Mu tm	Nu t	l m	l/250	lf m	b cm	h cm	20e1/(h	lf/h	B cm	d cm	d-c cm
55*55	0,5596	216,13	3,4	0,0136	3,4	0,55	0,55	0,821424816	6,18181818	3025	0,52	0,49
50*50	0,103	185,5662	3,4	0,0136	3,4	0,5	0,5	0,822202319	6,8	2500	0,47	0,44
45*45	0,6	132,406	3,4	0,0136	3,4	0,45	0,45	1,090289631	7,55555556	2025	0,42	0,39
40*40	2,2841	98,9247	3,4	0,0136	3,4	0,4	0,4	2,154463951	8,5	1600	0,37	0,34
35*35	1,4169	70,21	3,4	0,0136	3,4	0,35	0,35	2,296050624	9,71428571	1225	0,32	0,29
30*30	0,7534	45,1291	3,4	0,0136	3,4	0,3	0,3	2,446288537	11,33333333	900	0,27	0,24

section	e ₀	E _a	e ₁	Lf/h<max(20e 1/h,15)	α	Φ	E2	I	i	Λ	e
55*55	0,2589	2	2,2589	C.V	1	2	2,5222	762552,1	15,8771	21,414	4,7811
50*50	0,0555	2	2,0555	C.V	1	2	1,9421	520833,3	14,4338	23,555	3,9976
45*45	0,4532	2	2,4532	C.V	1	2	2,1579	341718,8	12,9904	26,173	4,611
40*40	2,3089	2	4,3089	C.V	1	2	2,4276	213333,3	11,547	29,444	6,7365
35*35	2,0181	2	4,0181	C.V	1	2	2,7744	125052,1	10,1036	33,651	6,7925
30*30	1,6694	2	3,6694	C.V	1	2	3,2368	67500	8,66025	39,259	6,9062

section	NU	MU	M1	Mua	A	Nature section
55*55	216,13	10	63,2852416	42,61845844	69,1790275	S P C
50*50	185,5662	7,4	48,2427321	33,40639594	45,2323676	S P C
45*45	132,406	6,1	31,9244349	19,71390506	31,8996468	S P C
40*40	98,9247	6,7	23,481289	10,15310898	21,480979	S P C
35*35	70,21	4,8	14,9494562	5,41144376	13,6174592	S P C
30*30	45,1291	3,1	8,53221271	2,298771291	7,9501824	S P C

section	μ	A	Z	As	A _{fc}	A _{srpa}	A _{Sadop}
55*55	0,299671	0,45878	42,45736	42,83218	-19,2741	24,2	12HA16
50*50	0,307594	0,47458	38,07781	36,406651	-16,917	20	10HA16
45*45	0,28322	0,42693	34,82751	26,34035	-11,7074	16,2	6HA16+4HA14
40*40	0,301974	0,46334	30,14253	22,385303	-6,04133	12,8	6HA14+4HA16
35*35	0,293744	0,44716	26,27633	16,34863	-3,82666	9,8	8HA14
30*30	0,274742	0,41099	22,56127	10,86723	-2,1009	7,2	8HA12

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} > \frac{0.23 b d f t 28}{f e}$$

section	$\frac{0.23 b d f t 28}{f e}$	A _{min}
55*55	3,45345	12HA16
50*50	2,837625	10HA16
45*45	2,1735	6HA16+4HA14
40*40	1,7871	6HA14+4HA16
35*35	1,3524	8HA14
30*30	0,978075	8HA12

Condition vérifiée.

IX.2.2.2 Armatures transversales :

Selon RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à

L'aide de la formule suivante : $\min (h / 35 ; \Phi ; b/ 10)$

$$\frac{At}{T} = \frac{\rho V_u}{H_1 F_e}$$

Vu : est l'effort tranchant de calcul.

h₁ : 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 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. Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixé comme suit:

Dans la zone nodale :

$$t < \min (10 \varnothing ; 15 \text{ cm})$$

Zone courante :

$$t < 15 \varnothing$$

Condition d'espacement :

On opte un espacement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante

Section	At cal zone courante	At cal zone nodal	A t adopte zone courante	At adoptée zonne nodale
30*30	1.075	0.716	2 cadre HA8 (st'=15cm)	2 cadre HA8 (st'=10cm)
35*35	1.765	1.17	2 cadre HA10 (st'=15cm)	2 cadre HA8 (st'=10cm)
40*40	1.827	1.218	2 cadre HA10 (st'=15cm)	2 cadre HA8 (st'=10cm)
45*45	1.824	1.216	2 cadre HA10 (st'=15cm)	2 cadre HA8 (st'=10cm)

50*50	1.811	1.2007	2 cadre HA10 (st'=15cm)	2 cadre HA8 (st'=10cm)
55*55	2.463	1.842	2 cadre HA10 (st'=15cm)	2 cadre HA8 (st'=10cm)

On adopte : $2\phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$

IX.2.2.3 Vérification a l'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser}).
- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.
- la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque section il faut suivre l'organigramme de la flexion composée à l'ELS.

Nous avons des notions suivantes :

$$B_1 = b \times h + 15 (A_1 + A_2).$$

$$V_1 = 1/B_1 \left[\frac{bh^2}{2} + 15 (A_2 \bar{c} + A_1 d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

a. Calcul des moments d'inertie :

$$I_1 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_2 - C)^2 + A_2 (V_1 - \bar{c})^2]$$

b. Contrainte des bétons :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} / B_1 + N_{ser} e_1 V_1 / I_1$$

$$e = e_0 + (V_1 - h / 2)$$

$$e_0 = \frac{N_{SER}}{M_{SER}}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$$

SECON	M _{ser}	N _{ser}	e ₀	bh ² /2	B1	v1	v2	e	I ₁	σ _{bc}
55*55	0,46	158,08	0,291	83187,5	3388	25,021	29,9787	2,7697	794676,971	4,67967
50*50	0,076	135,76	0,056	62500	2800	22,754	27,2459	2,3019	545601,021	4,8616
45*45	0,05	96,89	0,0516	45562,5	2268	20,476	24,5243	2,0759	360792,069	4,28346
40*40	0,025	72,13	0,0347	32000	1792	18,22	21,7798	1,8145	227795,829	4,03558
35*35	0,014	51,22	0,0273	21437,5	1372	15,954	19,0464	1,5737	135994,023	3,74269
30*30	0,55	33,03	1,6652	13500	1008	13,554	16,4464	3,1116	76014,1401	3,29511

LA CONDITON EST VERIFEE DANS TOUS LES CAS

c. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_a = \frac{T_{max}}{b*d} < \tau_a = 3.25 \text{ MPA}$$

Section	T _{max}	T
55*55	1,05	0,36713287
50*50	0,75	0,31914894
45*45	0,059	0,03277778
40*40	3,75	2,53378378
35*35	2,46	2,19642857
30*30	1,38	1,7037037

Condition vérifiée

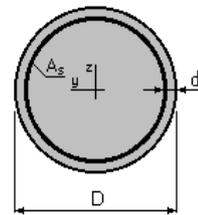
FERRAILLAGE DES POTEAU CIRCULAIRE

On va le ferrailer avec le ROBOT

1. Section:

D = 35.0 (cm)

d = 3.0 (cm)



2. Forces:

N (KN)

Etat Limite Ultime (fondamental) 34.87

Etat Limite de Service	47.68
Etat Limite Ultime (Accidentel)	64.38

3. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 962.1$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 855.3$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 73661.8$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 73661.8$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.8$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.8$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34.3$		Elancement	$\lambda_z = 34.3$	
	$\alpha = 0.71$		N_u (béton seul)	$= 1473.29$	(kN)

Béton :

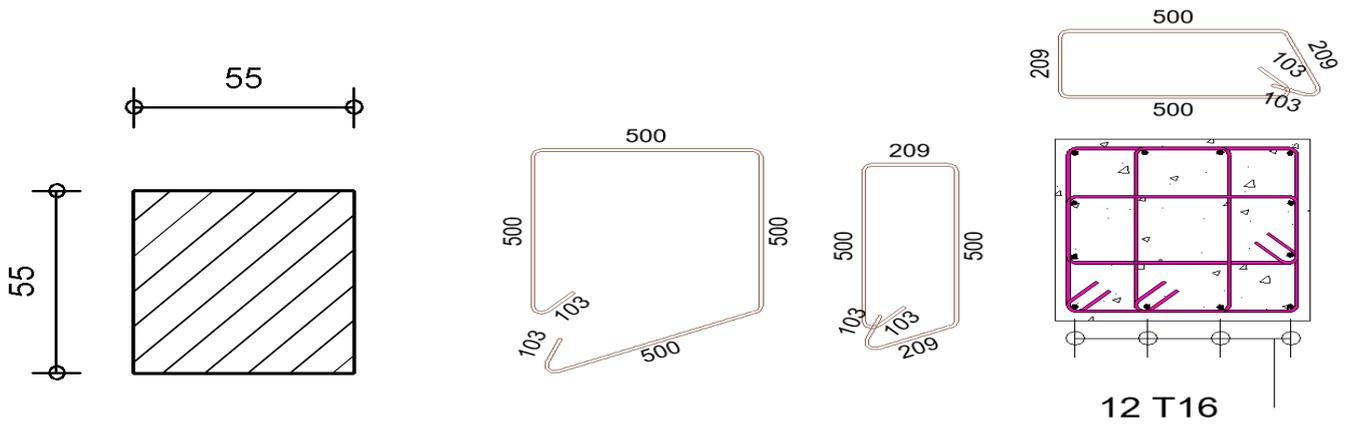
$$\sigma \text{ (ELS)} = 0.4 \text{ (MPA)}$$

$$0,6 f_{cj} = 21.7 \text{ (MPA)}$$

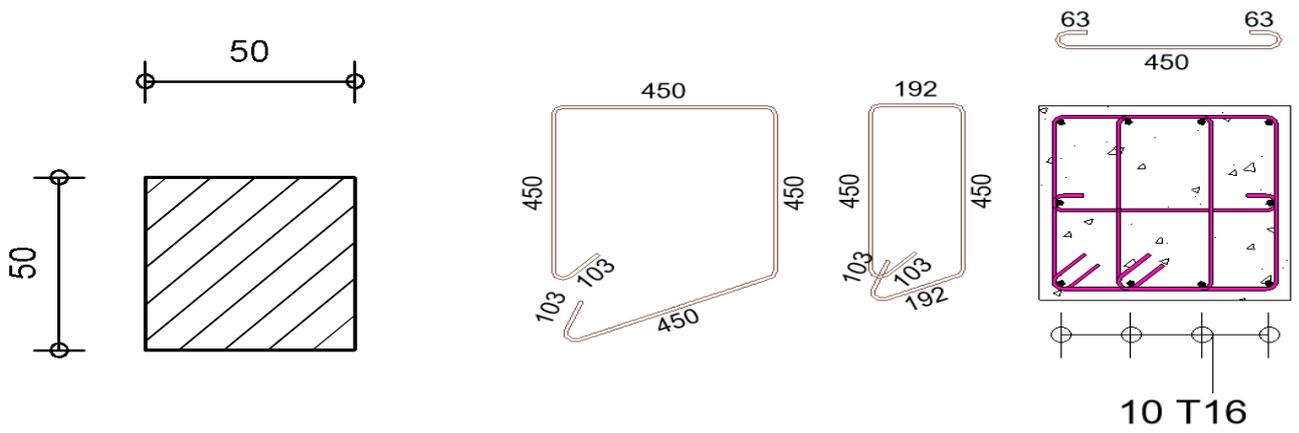
Acier:

Section théorique	$A_s = 9.6$	(cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 9.6$	(cm ²)
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 48.1$	(cm ²)
Théorique	$\rho = 1.00$	(%)
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 1.00$	(%)
Maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00$	(%)

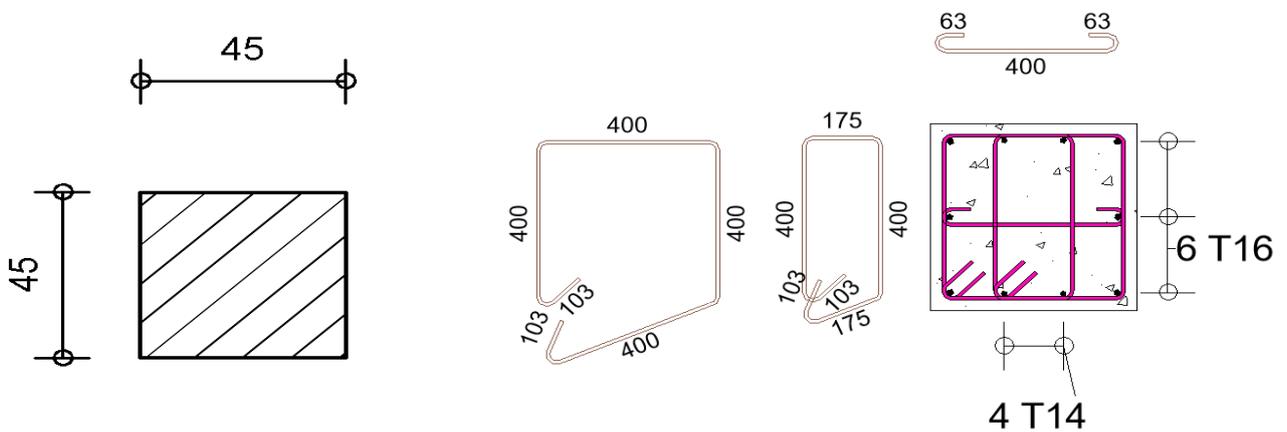
Coffrage 55x55 :



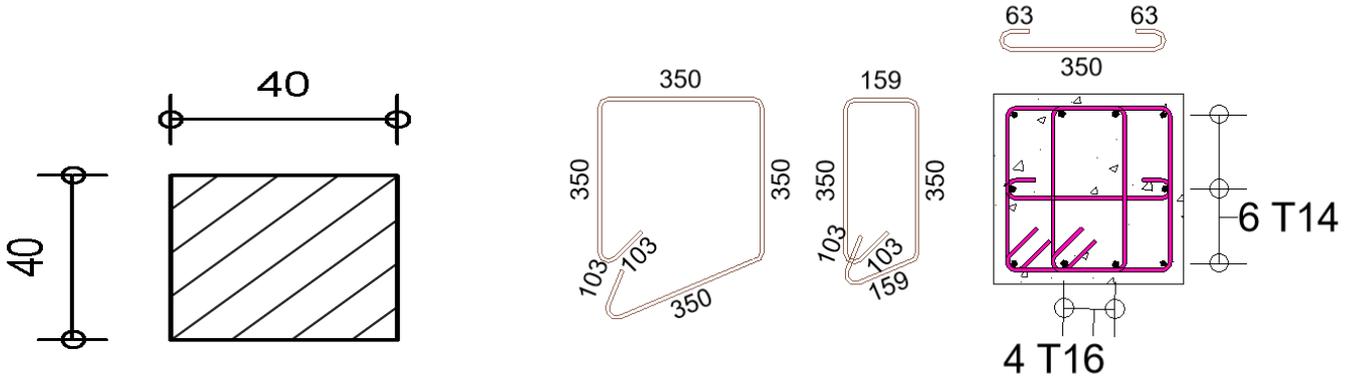
Coffrage 50x50 :



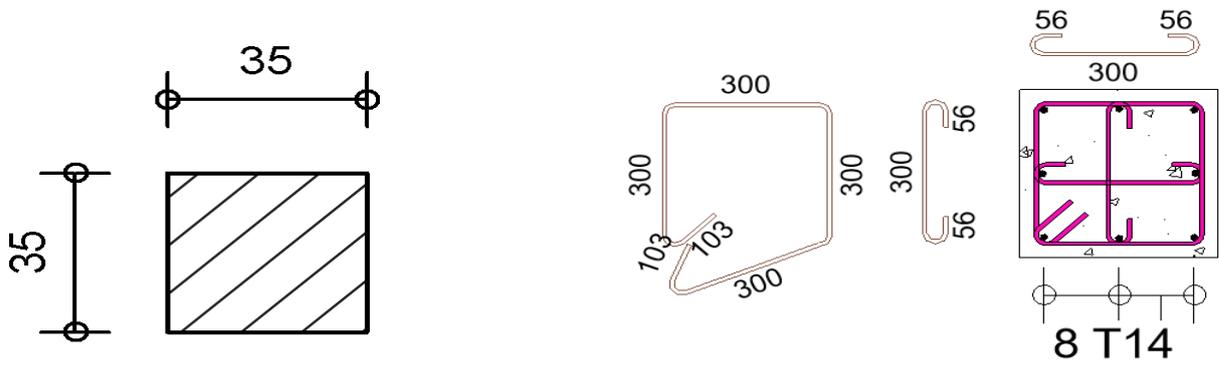
Coffrage 45x45 :



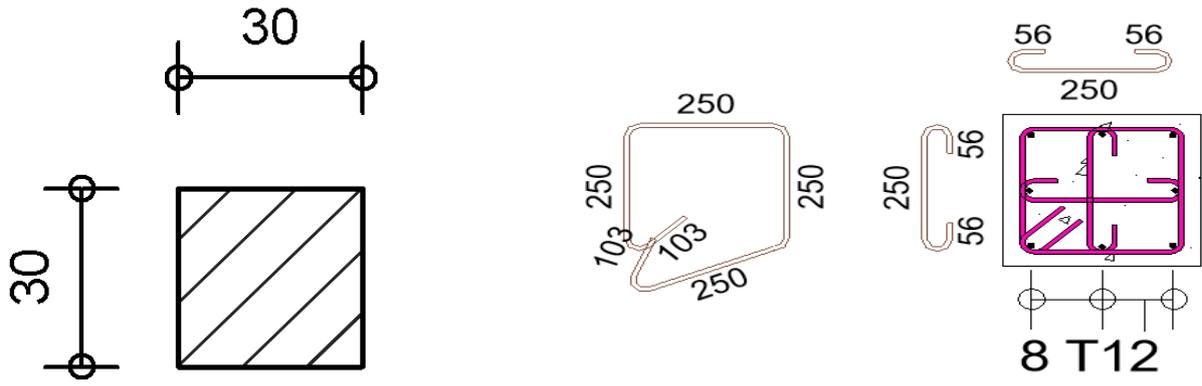
Coffrage 40x40 :



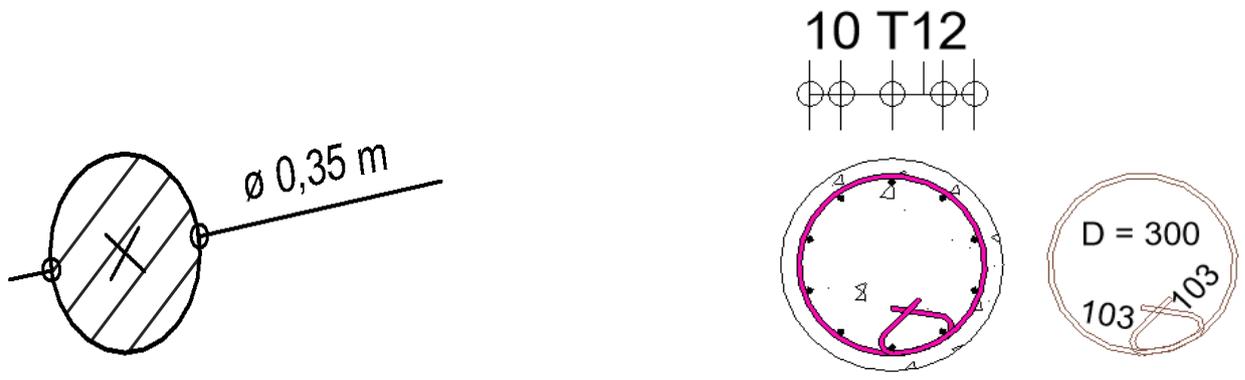
Coffrage 35x35 :



Coffrage 30x30 :



Coffrage Φ 35



Les voiles :

IX.3 Généralités :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construits en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambres d'hôtels, . . . etc. Il peut être également considéré comme une protection incendie (coupe-feu) ;
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) ;
- A leurs extrémités.

IX.3.1 Introduction au ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base.

La figure ci-contre montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RP A99 décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm

(Le ferrailage vertical doit être disposé symétriquement en raison de chargement en termes de moment).

4. Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile égale à 0.15% ;

En zone courante égale à 0.1%

Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet 135° ayant une largeur de 10Ø.

Règles communes :

1. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite

Des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1.5a$$

$$St \leq 30\text{cm}$$

Avec a : l'épaisseur de voile.

2. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieur.

3. Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

4. Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

· 40Ø : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des effort est possible.

· 20Ø : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

Remarque :

Le ferrailage se fera sur une bande verticale de

Largeur: $d \leq \min (he/2; 2L/3)$

Avec :

L : étant la longueur de la zone comprimée.

H_e : hauteur libre de niveau.

IX.3.2 Voile sans ouverture :

– On a deux cas de voiles sans ouverture et avec ouverture.

– On calcule le ferrailage pour le plus sollicité donc c'est le voile qui se trouve dans le Sous. SOL avec une grande portée :

Soit à calculer le ferrailage du voile :

⇒ La section est entièrement tendue

$$L_c = 0, L_t = L = 4.5 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en quatre bandes de longueur (d)

Avec :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

a) 1^{er} tronçon

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{L}$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e$$

Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}}$$

b) 2^{ème} tronçon

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot 2 \cdot \frac{d}{L}$$

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e$$

Armatures verticales

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}}$$

c) 3^{ème} tronçon

$$\sigma_3 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot 3 \cdot \frac{d}{L}$$

$$N_3 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) d \cdot e$$

Armatures verticales

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{s2}}$$

d) 4^{ème} tronçon

$$\sigma_4 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot 4 \cdot \frac{d}{L}$$

$$N_4 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_4}{2} \right) d \cdot e$$

Armatures verticales

$$A_{v4} = \frac{N_4}{\sigma_{s2}}$$

Vérification :

Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal applique

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

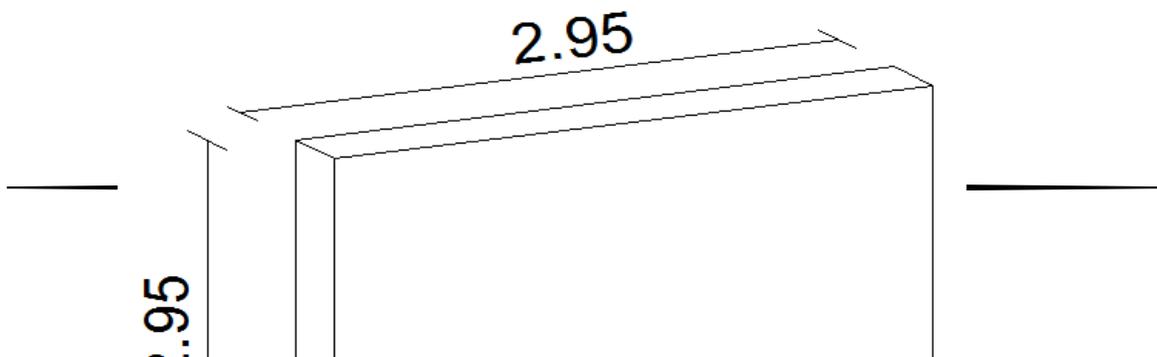
Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ;$$

Pour la fissuration préjudiciable

Exemple de calcul dans le sens X :



v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	σ_{\max} (kn/m ²)	σ_{\min} (kn/m ²)
1.475	0.42787292	0.59	7982.354639	3953.967394

σ_1 (kn/m ²)	σ_2 (kn/m ²)	σ_3 (kn/m ²)	σ_4 (kn/m ²)
6975.2578	5968.161017	4961.06421	3953.967394

	Ni(kn)	σ_s	As (cm ²)	Amin (cm ²) RPA
1	1103.123919	34.8	31.6989632	11.8
2	954.5771398	34.8	27.43037758	11.8
3	806.0303602	34.8	23.16179196	11.8
4	657.4835805	34.8	18.89320634	11.8

On adopte 12 T14 par panneau 36.72 cm².

Avec espacement min ($1.5 \cdot e$; 30 cm) = 30 cm dans la zone courante. et $S/2 = 30/2 = 15$ cm dans la zone de bord.

Vérification a l'ELS :

Ns(t)	B (m ²)	A(cm ²)
299.3295	0.59	36.72
Σb	4.64019191	<= σb = 15 MPa
Ns (n)	2993295	
B (m ²)	0.59	
A (m ²)	0.003672	

Vérification au BAEL :

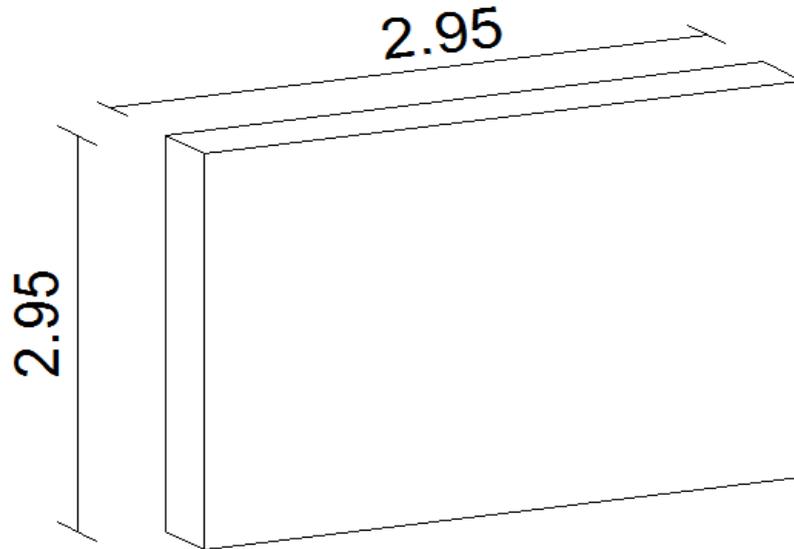
bo(m)	h(m)	Vu cal (T)
0.2	2.95	78.6961
Tb	1.48203578	<= τb = 5 MPa
V(n)	786961	
bo (m)	0.2	
d (m)	2.655	

He	N(t)	M(t.m)	T (t)	h(m)	b(m)	L (m)	d min	
2.95	-352.1215	-58.4284	-78.6961	0.2	2.95	2.95	0.735	0

Vérification dans RPA :

bo(m)	h(m)	Vu cal (T)
0.2	2.95	78.6961
Tb	2.07485009	<= τb = 5 MPa
V(n)	1101745.4	
bo (m)	0.2	
d (m)	2.655	

Exemple de calcul dans le sens Y :



N(t)	M(t.m)	T (t)	h(m)	b(m)	L (m)	d min	
-451.2463	-18.3444	-94.9003	0.2	2.95	2.95	0.7375	0

v (m)	I (m4)	S (m²)	σ_{max} (kn/m²)	σ_{min} (kn/m²)
1.475	0.42787292	0.59	-8280.626171	-7015.858575

σ_1 (kn/m²)	σ_2 (kn/m²)	σ_3 (kn/m²)	σ_4 (kn/m²)
-7964.4343	-7648.242373	-7332.05047	-7015.858575

	Ni(kn)	Σs	As (cm²)	Amin (cm²) RPA
1	1198.073208	34.8	34.42739102	11.8
2	1151.434903	34.8	33.08720984	11.8
3	1104.796597	34.8	31.74702866	11.8
4	1058.158292	34.8	30.40684748	11.8

On adopte 13 T14 par panneau 40.1 cm².

Avec espacement min (1.5*e ; 30 cm) = 30 cm dans la zone courante. et S/2 = 30/2 = 15cm dans la zone de bord.

Vérification a l'ELS :

Ns(t)	B (m ²)	A(cm ²)
463.9643	0.59	40.1
Σb	7.13626548	<= σb=15 MPa
Ns (n)	4639643	
B (m ²)	0.59	
A (m ²)	0.00401	

Vérification au BAEL :

bo(m)	h(m)	Vu cal (T)
0.2	2.95	93.632
Tb	1.7633145	<= τb = 5 MPa
V(n)	936320	
bo (m)	0.2	
d (m)	2.655	

Vérification dans RPA :

bo(m)	h(m)	Vu cal (T)
0.2	2.95	93.632
Tb	2.4686403	<= τb = 5 MPa
V(n)	1310848	
bo (m)	0.2	

d (m)	2.655
-------	-------

IX.4 ETUDE VOILE AVEC OUVERTURE :

Étude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

IX.4.1 Détermination des sollicitations :

Dans notre cas ils sont donnés dans le fichier résultat

Méthode de calcul :

IX.4.1.1 Contraintes limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

IX.4.1.2 Ferrailage des linteaux :

Premier cas :

$$\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V) il devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z.f_e}$$

Avec :

$$z = h - 2d$$

h : est la hauteur totale du linteau

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4.V_u$)

Aciers transversaux :

- Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

Avec :

$$S_t \leq \frac{A_t.f_e.z}{V}$$

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

- Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

Avec :

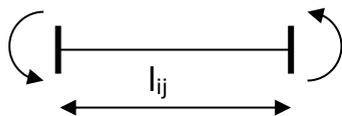
$$S_t \leq \frac{A_t.f_e.z}{V + A_t.f_e} \quad \text{et} \quad V = \min(V_1; V_2)$$

Ou :

$$V_1 = 2.V_{u \text{ calcul}} \quad V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

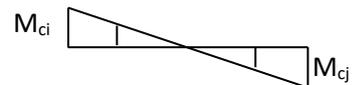
M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :

$$M_c = A_t.f_e.z$$



Effort tranchant :

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l}$$



Moment fléchissant

Deuxième cas :

$$\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

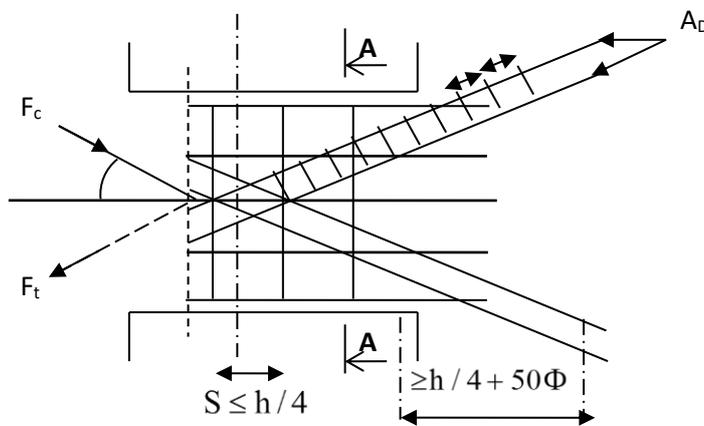
Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l} \quad V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration).}$$



Coupe A-A

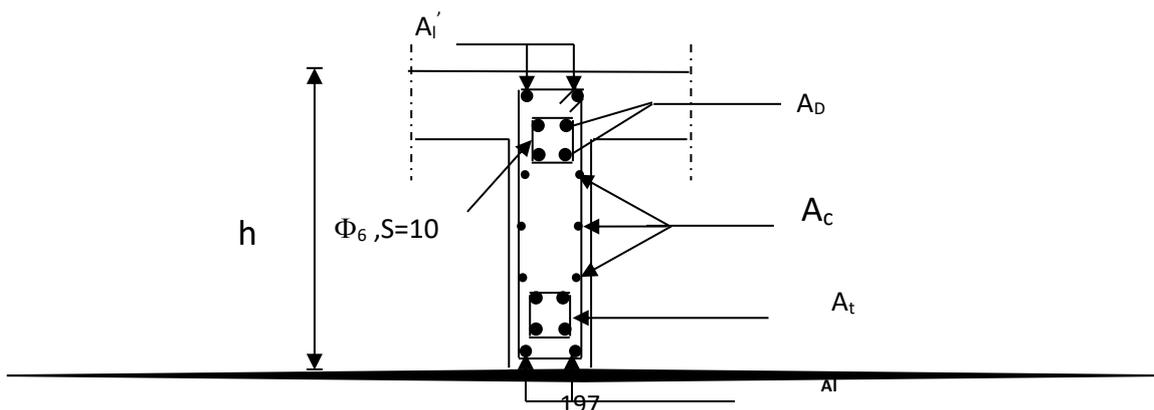


Figure : Schéma de ferrailage de linteau

Ferrailage minimal :

Armatures longitudinales : $A_l, A_l' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

IX.4.2 Exemple de calcul :

VOILE SUR L'AXE X :

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$h = 0.9 \text{ m}$$

$$l = 1.00 \text{ m}$$

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

IX.4.2.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1.4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 52.74 \times 100}{0.20 \times 0.9 \times 0.9} = 4.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4.55 \text{ MPa} > \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

IX.4.2.2 Armatures longitudinales :

$$\tau_b = 4.55 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal :

RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0.15\% \times 20 \times 90 = 2.7 \text{ cm}^2$$

BAEL 91 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0.23 \times \frac{2.1 \times 20 \times (90 - 3)}{400} = 2.1 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 2\text{HA16} \Rightarrow A_l = 4.02 \text{ cm}^2$$

IX.4.2.3 Armatures transversales :

$$\tau_b = 4.55 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{90}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot e = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 2\text{HA12} \Rightarrow A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

IX.4.2.4 Armatures diagonales :

$$\tau_b = 4.55 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{\text{calcul}}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{90 - 2 \times 3}{100} = 0.84 \Rightarrow \alpha = 40^\circ$$

$$A_D = \frac{5274}{2 \times 400 \times 0.642} = 10.26 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 2(\text{HA20} + \text{HA16}) \Rightarrow A_D = 10.32 \text{ cm}^2$$

IX.4.2.5 Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 20 \times 90 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 4HA12 \Rightarrow A_c = 4.52 \text{ cm}^2$$

IX.4.2.6 FERRAILLAGE TRUMEAUX :

On calcule le ferrailage pour le plus sollicité donc c'est le voile qui se trouve dans le Sous. SOL avec un grand porté

N(t)	M(t.m)	T (t)	h(m)	b(m)	L (m)
-52,63	-9,66	-55,716	0,2	1,875	1,875

v (m)	I (m4)	S (m²)	σmax (kn/m²)	σmin (kn/m²)	N.T
0,9375	0,10986328	0,375	-2227,786667	-579,1466667	S.E.T

SECTION ENTIEREMENT TENDUE :L=Lt

σ1 (kn/m²)	σ2 (kn/m²)	σ3 (kn/m²)	σ4 (kn/m²)
-1815,626667	-1403,4666	-991,3066667	-579,147

	Ni(kn)	Σs	As (cm²)	Amin (cm²) RPA
1	189,535	34,8	5,446408046	7,5
2	150,895	34,8	4,336063218	7,5
3	112,255	34,8	3,225718391	7,5
4	73,615	34,8	2,115373563	7,5

IX.4.2.7 Vérification a l'ELS :

Ns(t)	B (m²)	A(cm²)
192,22	0,59	8
σb	3,19302326	< = σb = 15 MPa
Ns (n)	1922200	
B (m²)	0,59	
A (m²)	0,0008	

IX.4.2.8 Vérification au BAEL :

bo(m)	h(m)	Vu cal (T)
0,2	2,95	32,12
T _b	0,84685499	<= τ _b = 5 MPa
V(n)	449680	
bo (m)	0,2	
d (m)	2,655	

IX.4.2.9 Vérification dans RPA :

B ₀ (m)	h(m)	Vu cal (T)
0,2	2,95	32,12
T _b	0,60489642	<= τ _b = 5 MPa
V(n)	321200	
B ₀ (m)	0,2	
d (m)	2,655	

**IX.4.3 VOILE SUR L'AXE Y :
FERRAILLAGE LLINTEAU:**

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$h = 0.9 \text{ m}$$

$$l = 1.00 \text{ m}$$

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

IX.4.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1.4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 32.04 \times 100}{0.20 \times 0.9 \times 0.9} = 2.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4.55 \text{ MPa} > \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

IX.4.3.2 Armatures longitudinales :

$$\tau_b = 2.76 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal :

RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.15\% \times 20 \times 90 = 2.7 \text{ cm}^2$$

BAEL 91 :

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.23 \times \frac{2.1 \times 20 \times (90 - 3)}{400} = 2.1 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 2\text{HA16} \Rightarrow A_l = 4.02 \text{ cm}^2$$

IX.4.3.3 Armatures transversales :

$$\tau_b = 2.76 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{90}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot e = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 2\text{HA12} \Rightarrow A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

IX.4.3.4 Armatures diagonales :

$$\tau_b = 2.76 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{\text{calcul}}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{90 - 2 \times 3}{100} = 0.84 \Rightarrow \alpha = 40^\circ$$

$$A_D = \frac{3204}{2 \times 400 \times 0.642} = 6.23 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 2(\text{HA16} + \text{HA14}) \Rightarrow A_D = 10.32 \text{ cm}^2$$

IX.4.3.5 Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 20 \times 90 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 4\text{HA}12 \quad \Rightarrow \quad A_c = 4.52 \text{ cm}^2$$

IX.4.3.6 FERRAILLAGE TRUMEAUX :

– On calcule le ferrailage pour le plus sollicité donc c'est le voile qui se trouve dans le Sous. SOL avec une grande portée :

N(t)	M(t.m)	T (t)	h(m)	b(m)	L (m)
-216,19	-27,24	-55,716	0,2	1,4	1,4

v (m)	I (m4)	S (m²)	σmax (kn/m²)	σmin (kn/m²)
0,7	0,04573333	0,28	-11890,45918	-3551,683673

SECTION ENTIEREMENT TENDUE : L=Lt

σ1 (kn/m²)	σ2 (kn/m²)	σ3 (kn/m²)	σ4 (kn/m²)
-9805,765306	-7721,0714	-5636,377551	-3551,68

	Ni(kn)	Σs	As (cm²)	Amin (cm²) RPA
1	759,3678571	34,8	21,82091544	5,6
2	613,4392857	34,8	17,62756568	5,6
3	467,5107143	34,8	13,43421593	5,6
4	321,5821429	34,8	9,240866174	5,6

IX.4.3.7 Vérification a l'ELS :

Ns(t)	B (m²)	A(cm²)
134,13	0,59	25
Σb	2,13752988	< = σb = 15 MPa
Ns (n)	1341300	
B (m²)	0,59	
A (m²)	0,0025	

Vérification au BAEL :

bo(m)	h(m)	Vu cal (T)
0,2	0,9	23,14
T _b	1,99975309	$\leq \tau_b = 5 \text{ MPa}$
V(n)	323960	
bo (m)	0,2	
d (m)	0,81	

Vérification dans RPA :

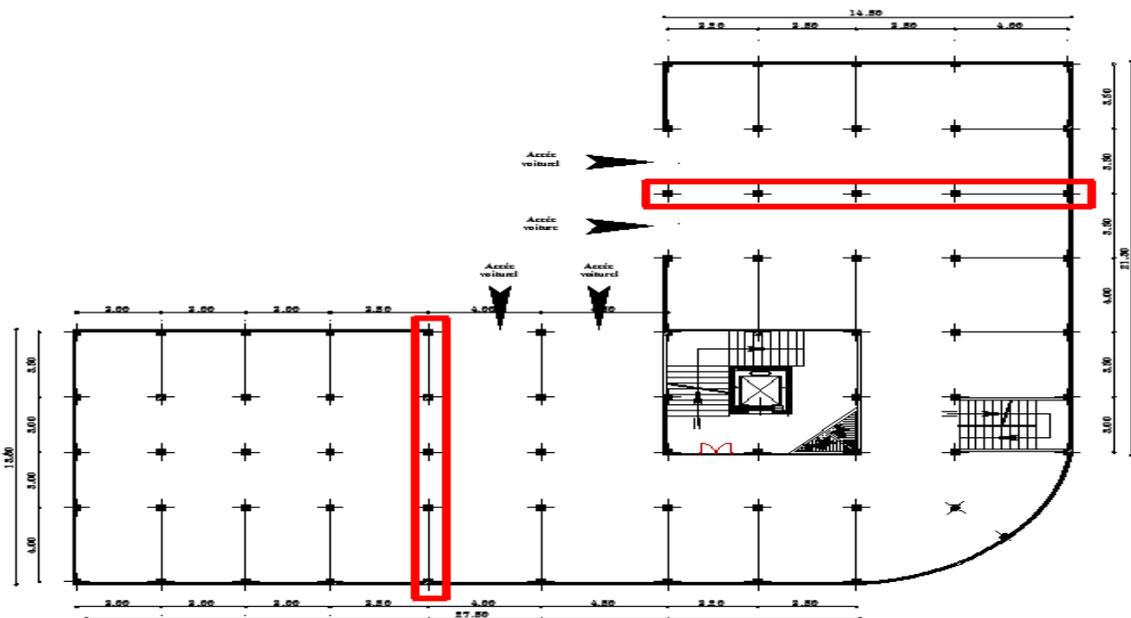
bo(m)	h(m)	Vu cal (T)
0,2	2,95	23,14
T _b	0,43578154	$\leq \tau_b = 5 \text{ MPa}$
V(n)	231400	
bo (m)	0,2	
d (m)	2,655	

Etude de l'infrastructure

Etude de l'infrastructure

X. Introduction

La structure proposée par l'architecte ne comporter pas un joints de ruptures dans le sous-sol contrairement aux exigences du règlement parasismique algériens, aussi pour remédier à cette défaillance nous avons placé un joint de ruptures comme le montre la figure suivantes :



X.1 Calcul du voile périphérique:

X.1.1 Introduction:

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC afin d'éviter la création de poteaux courts au niveau des amorces poteaux.

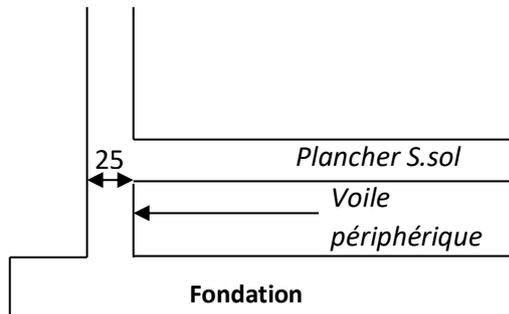
D'après les RPA99/Version2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques suivantes :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.

- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Le poids des terres est un élément stabilisateur.

X.1.2 Dimensionnement:

D'après les RPA99/Version2003 (art. 10.1.2) l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. On adopte une épaisseur de 20 cm pour avoir une épaisseur continue avec les voiles de contreventement (Figure 7.1).



X.1.3 Ferrailage:

Armatures longitudinales

Le voile périphérique est considéré sollicité en flexion simple par une pression triangulaire due à la pression des terres (Figure 7.2).

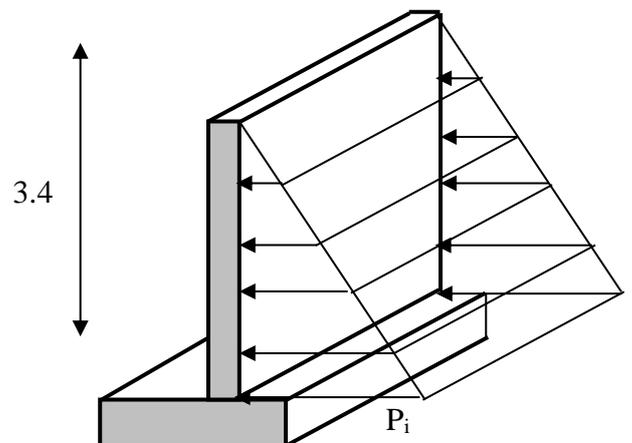
- h= 3.4 m hauteur du voile périphérique
- $\phi = 30^\circ$: Angle du frottement de remblai.
- $\gamma_d=1.8 \text{ t/m}^2$: Poids spécifique du remblai.

$$M_{\max} = \frac{2 \times p \times h}{9 \times \sqrt{3}}$$

$$p = \frac{p_i \times h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \times h \times K_0$$

$$K_0 = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) : \text{Coefficient de poussée (surface horizontale).}$$



$$P_i = \gamma_d \times h \times t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 1.8 \times 3 \times t g^2 (45 - 15) = 1.8 t$$

Donc :

$$P = \frac{1.8 \times 3}{2} = 2.7 t \implies Q = 1.35 * P = 3.645$$

$$M_{max} = \frac{2 \times 3.645 \times 3}{9 \times \sqrt{3}} = 1.402 t.m$$

Evaluation des sollicitations

Le ferrailage étant pour la dalle la plus sollicitée de dimensions (3.40 × 4.50) m² .

Lx = 3.00 m

Ly = 3.95 m

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.759 > 0.40 \quad \mu_x = 0.060 ; \quad \mu_y = 0.5274$$

On n'admet que le panneau porte dans les deux sens, pour une bande de largeur unité de 1 m.

Le Ferrailage dans les deux sens x-x,y-y a ELU:

Lx	Ly	Ru	qu			
3	3.95	0.76	3.645			
$\mu_{x\text{elu}}$	$\mu_{y\text{elu}}$	M_{ox}	M_{tx}	M_{oy}	M_{ty}	May
0.06	0.5274	1.9683	1.476225	1.03808	0.778561	0.51904

X.1.3.1 Ferrailage :Sens x-x

En travée :

$b_0 = 1 \text{ ml} \quad h = 0.25 \text{ m} \quad d = 0.9h = 0.225 \text{ m}$

Fissuration préjudiciable :

$F_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad \epsilon_s = 10 \text{ ‰} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.041}{1 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.02$$

$\mu < 0.186$ donc on a section sans armatures comprimées (S.S.A.C) $A' = 0 \text{ cm}^2$

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

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.22 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 1.905 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 10HA12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$) par ml (5HA12 par nappe) avec un espacement de 20 cm

Surl'appui :

Fissuration préjudiciable

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.98415}{1 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.013$$

$\mu < 0.186$ donc on a section sans armatures comprimées (SSAC) $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 0.01$$

$$Z = 0.22$$

$$A_s = 1.22 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA12 par ml (5HA10 par nappe) avec un espacement de 20 cm

X.1.3.2 Ferrailage :Sens : YY

y-y en travée :

$$b_0 = 1 \text{ ml} \quad h = 0.25 \text{ m} \quad d = 0.9h = 0.225 \text{ m}$$

Fissuration préjudiciable :

$$F_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.77}{1 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.01$$

$\mu < 0.186$ donc on a section sans armatures comprimées (S.S.A.C) $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.22 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 0.988 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 10HA10 ($A_s = 11.31 \text{ cm}^2$) par ml (5HA10 par nappe) avec un espacement de 20 cm

Sur l'appui :

Fissuration préjudiciable

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.98415}{1 \times (0.225)^2 \times 14.17} = 0.0028$$

$\mu < 0.186$ donc on a section sans armatures comprimées (SSAC) $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 0.003$$

$$Z = 0.22$$

$$A_s = 0.26 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA12 par ml (5HA10 par nappe) avec un espacement de 20 cm

X.1.3.3 Vérifications:

A-Vérification de la condition non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 2.71 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est non vérifiée

B-Vérification du ferrailage minimale (RPA99/Version2003)

Amin = 0.10 % de la section dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.001 \times (100\text{cm} \times 20\text{cm}) = 2 \text{ cm}^2$$

C-Vérification de la flèche :

Il est inutile de calculer la flèche si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$5) \quad h / l_x \geq 1/20 * M_{tx} / M_x \text{ (BAEL 91 P 269).}$$

$$6) \quad A / b * d \leq 2 / f_e \text{ (} f_e \text{ en MPa).}$$

Avec : M_{tx} ; M_x : moment en travée ; moment maximal.

A : section des armatures tendues.

$$1) \quad 25/376 = 0.063 \geq 1/20 * (0.7) = 0.035 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$2) \quad 6.79 / (100 * 22.5) = 0.003 \leq 2 / 400 = 0.005 \dots \dots \dots \text{CV}$$

X.2 Etude de fondation

X.2.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

X.2.2 Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend de :

Le type d'ouvrage à construire.

La nature et l'homogénéité du bon sol.

La capacité portante du terrain de fondation

La raison économique.

La facilité de réalisation.

Avec une capacité portante du sol égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- **Semelles filantes.**
- **Radier évidé.**
- **Radier général.**

X.2.2.1 Semelles Filantes :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes, pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_s / S_b < 50 \%$)

La surface de la semelle est donnée par :

La surface de la semelle est donnée par : $S_s > \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$

$$N_s = N_G + N_Q$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

N°	FORCE(t)	SECTION(m²)	SEMELLE	FORCE(t)	SECTION(m²)
A10	10,16	0,508	D8	158,0657	7,903285
A11	6,83	0,3415	D9	169,2503	8,462515
A7	6,08	0,304	E1	5,07	0,2535
A8	9,39	0,4695	E10	184,5247	9,226235
A9	9,67	0,4835	E11	197,3067	9,865335
B10	16,55	0,8275	E2	8	0,4
B11	10,54	0,527	E3	7,97	0,3985
B7	9,18	0,459	E4	8,5	0,425
B8	15,16	0,758	E5	130,3168	6,51584
B9	15,69	0,7845	E6	137,5494	6,87747
C10	187,016	9,3508	E7	165,7326	8,28663
C11	196,4682	9,82341	E8	162,1553	8,107765
C7	150,3408	7,51704	E9	173,3399	8,666995
C8	163,8768	8,19384	F1	7,62	0,381
C9	175,3414	8,76707	F10	188,103	9,40515
D10	180,4346	9,02173	F11	200,8853	10,044265
D11	193,2169	9,660845	F2	12,49	0,6245
D7	147,8396	7,39198	F3	12,51	0,6255
		75,189215			96,469485

SEMELLE	FORCE(t)	SECTION(m²)	SEMELLE	FORCE(t)	SECTION(m²)
F5	136,7655	6,838275	H5	143,3903	7,169515
F6	141,1282	7,05641	H6	147,2627	7,363135
F7	155,5081	7,775405	H7	161,643	8,08215
F9	176,9184	8,84592	H8	171,8688	8,59344
G1	7,14	0,357	H9	183,0533	9,152665
G10	191,1703	9,558515	I1	5,49	0,2745
G11	203,9527	10,197635	I2	8,74	0,437

G2	11,72	0,586	I3	8,72	0,436
G3	11,74	0,587	I4	9,29	0,4645
G4	12,5	0,625	I5	144,5901	7,229505
G5	139,3129	6,965645	I6	151,3525	7,567625
G6	144,1955	7,209775	I7	151,9295	7,596475
G7	158,5754	7,92877	I8	175,9585	8,797925
G8	168,8013	8,440065	I9	187,143	9,35715
G9	179,9859	8,999295	INCLINE	202,0571	10,102855
H1	8,05	0,4025	F4	13,32	0,666
H10	45,3884	2,26942	H3	13,28	0,664
H2	13,25	0,6625	H4	14,14	0,707
		95,30513			94,66144

$$\sum s = 361.62 > 50\% S_{bat}$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qu'induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- 1) L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- 2) La réduction des tassements différentiels.
- 3) La facilité de l'exécution.

X.2.2.2 RADIER GENERAL :

Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a/ Condition forfaitaire :

$$h_r > \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max} = 4.5m$ d'où: $h_r \geq 45$ cm.

On prend: $h_r = 45$ cm.

b / Condition de la longueur élastique :

$$L_{\max} = \frac{L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{BK}}$$

Le : Longueur élastique.

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b: largeur du radier.

$$\text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$L_{\max} = 4.5, E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2, K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où: } h_r > \sqrt[3]{\frac{48kL_{\max}^4}{E\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot 4000 \cdot 4.5^4}{3.21 \cdot 10^6 \cdot \pi^4}} = 0.63 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur de la nervure du radier adopter est: 100 cm

La largeur de la nervure = 35 cm.

c/Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} > 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

D'où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{Q_u \cdot L_{\max}}{2} = \frac{4.5 \cdot 11207}{2} = 25.22$$

L_{max}: la plus grande portée de la dalle.

$$h > \frac{Q_u \cdot L_{\max} \cdot \gamma_b}{2 \cdot 5 \cdot 0.07 \cdot f_{cj}} = \frac{4.5 \cdot 11207 \cdot 1.15}{2 \cdot 0.07 \cdot 25 \cdot 100 \cdot 413.7447} = 0.4 \text{ m}$$

Le choix final :

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de $b = 45 \text{ cm}$, avec des nervures d'une hauteur $h = 100 \text{ cm}$ et largeur $b = 35 \text{ cm}$. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

Calcul de la surface minimale du radier:

$$\frac{N_{ser}}{S_{min}} > \sigma_{sol}$$

$$N = N_{str} + N_{rad}$$

On prend la surface du radier égale à la surface de la structure $S = 413.7447 \text{ m}^2$

B	longuer	Nombre	hauteur	béton	Poids
0,35	11,7499	5	0,55	2,5	28,2731969
0,35	8,425	1	0,55	2,5	4,05453125
0,35	5,475	1	0,55	2,5	2,63484375
0,35	7,3399	5	0,55	2,5	17,6616344
0,35	11,0488	5	0,55	2,5	26,586175
0,35	7,7238	1	0,55	2,5	3,71707875
0,35	5,2738	1	0,55	2,5	2,53801625
0,35	6,4012	5	0,55	2,5	15,4028875
					100,868364

Pot	Nombre	h(m)	γ_b	Poids	
0,1225	43	0,55	2,5	7,2428125	108,111176

(γ)remblai	S(m ²)	h(m)	Poids
1,8	268,9908	0,55	266,300892

	Section	h(m)	γ_b	Poids
Dalle	413,7447	0,45	2,5	465,462788

$$N_{str} = 8194,3748 \text{ t}$$

$$N = N_{str} + N_{rad} = 8194.3748 + (100,868364 + 108,111176 + 266,300892 + 465,462788)$$

$N=9034.249656 \text{ t}$

$\frac{N_{ser}}{S_{min}} = \frac{9034.249656}{413.7447} = 21.83 > \sigma_{sol} = 20$

Donc on doit augmenter la surface du radier on adopte : $S=467.9501$

	Section(m ²)	h(m)	γ_b	Poids(t)
Dalle	54,2054	0,45	2,5	60,981075
Nervure	21,1512	0,55	2,5	29,0829
Remblai	29,6317	3,95	1,8	210,681387
				300,745362

$N=N_{str}+N_{debord} = 9034.249656+300.745362 = 9334.9950 \text{ t}$

$\frac{N_{ser}}{S_{min}} = \frac{9334.9950}{467.9501} = 19.94 > \sigma_{sol} = 20 \text{ t/m}^2$

a- Vérification du radier :

1/ Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$W > \gamma \alpha h S_r$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau($g = 1 \text{ t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 4.4 \text{ m}$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 467.9501 \text{ m}^2$)

$\gamma \alpha h S_r = 4.4 * 467.9501 * 1.5 * 1 = 3088.47066 \text{ t}$

$\gamma \alpha h S_r = 3088.47066 \text{ t} < W_{tot} = 9334.9950 \text{ t}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

2/Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles des BAEL91;

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait pour le voile le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

$$N_u = 459.99 \text{ t}$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$$N_u / \text{ml} = 459.99 / 12 = 38.23 \text{ t/ml}$$

$$N_u / \text{ml} = 0.3978 \text{ MN/ml.}$$

Nous devons vérifier :

$$N_u < 0.045 \mu_c h_r f_c$$

Avec :

h_r : Epaisseur du radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a + b + 2 h_r)$$

a,b: Dimensions du voile.

$$\mu_c = 2 \times (4 + 0.2 + 2 \times 0.7) = 11.2 \text{ m}$$

$$N_u = 0.045 \times 11.20 \times 0.7 \times 25 = 8.82 \text{ MN}$$

$$N_u = 0.3978 \text{ MN} < N_u = 8.82 \text{ MN}$$

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

b. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER:

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 12.51 \text{ m} \\ Y_G = 10.64 \text{ m} \end{array} \right.$$

Centre de masses du bâtiment (superstructure):

$$\left\{ \begin{array}{l} X_c = 12,2234847 \text{ m} \\ Y_c = 11,0743506 \text{ m} \end{array} \right.$$

Détermination de l'excentricité :

$$e_x = 0.29 \text{ m}$$

$$e_y = 0.43 \text{ m}$$

Inerties du radier :

$$X = 82559.2560 \text{ m}^4$$

$$Y = 89566.5454 \text{ m}^4$$

c. Vérification de la stabilité du radier :

Vérification de la stabilité du radier : sous (0,8G ± E) :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal

Et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} * Y \leq 1.5 \sigma_{SOL}$$

$$I_x = 82559.2560 \text{ m}^4 \quad I_y = 89566.5454 \text{ m}^4$$

$$X_G = 12.51 \text{ m} \quad Y_G = 10.64 \text{ m}$$

$$S_{rad} = 467.9501 \text{ m}^2$$

Vérification au non soulèvement des fondations (0,8G-E) :

	SENSX	SENSS-Y
N	9803	9853,34
M	2842,87	4236,93
σ₁	21,3795879	21,5597138
σ₂	20,5180418	20,553067
σ_m	21,1642014	21,3080521

$\sigma_{moy} > 1.5 \sigma_{sol} = 30 \text{ t/m}^2$ dans les deux sens Donc, il n'y a pas de risque de soulèvement dans les deux sens

Vérification de la compression sous (G+Q+E):

	SENS X	SENS-Y
N	12218,5919	12268,9379
M	2842,87	4236,93

σ_1	26,5416595	26,7217982
σ_2	25,6801133	25,7151514
σ_m	26,3262729	26,4701365

$\sigma_m < 1.5 \sigma_{sol} = 30 \text{ t/m}^2$ donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyés sur 4 cotés soumis à une charge Uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unitaire (1ml).

d. FERRAILLAGE DU RADIER:

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

1/ Méthodes de calcul :

ELU:

	SENSX	SENS Y
N	12218,5919	12268,9379
M	3250,3315	4819,4571
σ_1	26,6034011	26,7909991
σ_2	25,6183717	25,6459505
σ_m	26,3571437	26,5047369

ELS :

	SENSX	SENS Y
N	9034,24966	9034,24966
M	2619,9324	3884,7273
σ_1	19,7030026	19,7674944
σ_2	18,9090189	18,8445271
σ_m	19,5045067	19,5367526

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_x \cdot l_x$

-Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x, μ_y sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et v (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

(Cours béton armé BAEL 91).

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha)} \mu_y = \alpha^3 (1.09 - 0.9 \alpha)$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4.5} = 0.88 > 0.4 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_x \cdot l_x^2 = 0.0476 \times 26.50 \times 3.95^2 = 19.68 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.7438 \times 19.68 = 14.64 \text{ t.m}$$

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 : $M_{tx} = 0.8 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0.8 \cdot M_y$

Moment sur appuis : $M_{ax} = 0.4 \cdot M_x$; $M_{ay} = 0.4 \cdot M_y$

Sens x		Sens-y	
Travée	Appuis	Travée	Appuis
15.74	7.87	11.50	5.75

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

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

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

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} \times 10^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

SENS X

	Mo	A	M	Z	As	AS _{MIN}	S.A
Travée	15,74	0,07057628	0,0548671	0,43729627	10,3430759	6.79	6HA16
Appuis	7,87	0,03323579	0,02623516	0,54268813	4,16720791	6.79	6HA16

SENS Y

	Mo	A	M	Z	As	AS _{MIN}	S.A
--	----	---	---	---	----	-------------------	-----

Travée	11,5	0,05115569	0,04008715	0,44079197	7,49695523	6.79	6HA14
Appuis	5,75	0,02419414	0,019168	0,54467729	3,03353726	6.79	6HA12

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot x - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50x^2 + 15(12.32) x - 15(12.32).40 = 0$$

$$50x^2 + 184.8x - 7392 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = B^2 - 4 \cdot (A) \cdot (C) \implies \sqrt{\Delta} = 1229.85$$

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= \frac{-B - \sqrt{\Delta}}{2A} = \frac{-184.8 - 1229.85}{2 \cdot 50} = -14.14 \text{ cm.} \\ x_1 &= \frac{-B + \sqrt{\Delta}}{2A} = \frac{-47.1 + 457.666}{2 \cdot 50} = 10.45 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \text{ On prend : } x = 10.45 \text{ cm}$$

-Moments d'Inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100 \cdot (10.45)^3}{3} + 15 \cdot 12.32 (40 - 12.32)^2 = 199406.93$$

Béton:

La contrainte de compression dans le béton doit être au plus égale à $\sigma_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.76 \cdot 10^5 \cdot 10.45}{199406.69} = 45.90 \text{ Kg/cm}^2$$

$\implies 45.90 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifier.

Acier :

$$\sigma_s = \frac{15 M_s \cdot (d - x)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot 8.76 \cdot 10^5 \cdot (40 - 10.45)}{199406.93} = 1910.96 \text{ Kg/cm}^2$$

$\implies 1910.96 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifier.

Ferraillage de la nervure :

B=35CM H=100 CM

$$q_x = \frac{q \cdot L_w}{2 + \rho} + \frac{q + L_e}{2 + \rho} = \frac{26.35 \cdot 2.95}{2 + 0.74} + \frac{26.35 + 3.45}{2 + 0.87} = 28.336 + 31.67 = 60.04$$

$$M_u = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{(60.04 \cdot 3.95 \cdot 3.95)}{8} = 117.09 \text{ t m}$$

Moment en travée $M_t = 0.75 M_u = 87.82 \text{ t m}$

Moment en appuis $M_a = 0.5 M_u = 58.54 \text{ t m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.006 \cdot b \cdot h$$

	Mo	A	μ	Z	As	As	S.A	A.C
Travée	87,82	0,0996353	0,07653	0,864	29,20	21	6HA25	3HA25
Appuis	58,54	0,0946847	0,07287	0,865	19,42	21	4HA25+2HA20	3HA25

S.A : SECTION Adoptée

A.C: ARMATURE CONSTRUCTIVE

Vérification :

-Position de l'axe neutre:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot x - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50x^2 + 15(29.45) x - 15(29.45) \cdot 90 = 0$$

$$50x^2 + 441.75x - 39757.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = B^2 - 4 \cdot (A) \cdot (C) \implies \sqrt{\Delta} = 2854.23$$

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= \frac{-B - \sqrt{\Delta}}{2 A} = \frac{-441.75 - 2854.23}{2 \cdot 50} = -32.95 \text{ cm.} \\ x_1 &= \frac{-B + \sqrt{\Delta}}{2 A} = \frac{-441.75 + 2854.23}{2 \cdot 50} = 24.12 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \text{ On prend : } x = 24.12 \text{ cm}$$

-Moments d'Inertie:

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100 \cdot (29.45)^3}{3} + 15 \cdot 29,45 (90 - 24.12)^2 = 880504.44$$

Béton:

La contrainte de compression dans le béton doit être au plus égale à $\bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.23 \cdot 10^5 \cdot 24.12}{880504.44} = 38.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$\Rightarrow 38.98 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2$ Vérifier.

Acier:

$$\sigma_s = \frac{15 M_s \cdot (d-x)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot 14.23 \cdot 10^5 \cdot (90 - 24.12)}{880504.44} = 1597.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_s = 1597.04 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2$ Vérifier

Semelle isolée:

On a deux cas avec charge centrée et avec charge excentrée

Le cas de fondation centrée :

La fondation 2F (centrée):

Nu(t)	Mu(t.m)	Ns(t)	Ms(t.m)	$\sigma_{sol}(t/m^3)$	d'x(cm)	d'y(cm)	pot(cm)
15.61	0	11.04	0	20	5.5	4.5	30

	By(m)	Bx(m)	dx(cm)	dy(cm)	h(cm)
Calculer	0.88346	0.88346	17.5	20.5	25
on prend	1	1	19.5	20.5	25
	B-b=	70	<	B=	100
Vérifier					

	Ax(cm ²)	Ay(cm ²)	σ_s (Mpa)	on adopte
ELU	2.01278367	2.01278367	3480	
ELS	2.06410256	2.06410256	2400	
	2.06410256		<	

On adopte 4T10 dans les deux directions

La fondation 2G (centrer):

Nu(t)	Mu(t.m)	Ns(t)	Ms(t.m)	$\sigma_{sol}(t/m^3)$	d'x(cm)	d'y(cm)	pot(cm)
15	0	11.04	0	20	5.5	4.5	30

	By(m)	Bx(m)	dx(cm)	dy(cm)	h(cm)
Calculer	0.86603	0.86603	17.5	20.5	25
on prend	1	1	19.5	20.5	25
	B-b=	70	<	B=	100
Vérifier					
	Ax(cm ²)	Ay(cm ²)	σ_s (Mpa)	on adopte	
ELU	1.93412909	1.93412909	3480	3.14	
ELS	2.06410256	2.06410256	2400		
	2.064102564		<		

La fondation H4 (centrer):

Nu(t)	Mu(t.m)	Ns(t)	Ms(t.m)	$\sigma_{sol}(t/m^3)$	d'x(cm)	d'y(cm)	pot(cm)
18.33	0	11.04	0	20	5.5	4.5	30

	By(m)	Bx(m)	dx(cm)	dy(cm)	h(cm)
Calculer	0.95734	0.95734	17.5	20.5	25
on prend	1	1	19.5	20.5	25
	B-b=	70	<	B=	100
Vérifier					

	Ax(cm ²)	Ay(cm ²)	σ_s (Mpa)	on adopte	
ELU	2.36350575	2.36350575	3480	3.14	
ELS	2.06410256	2.06410256	2400		
	2.064102564		<		

La fondation H5 (excentrer):

on va la dimensionner comme semelle isolé simple

Nu(t)	Mu(t.m)	Ns(t)	Ms(t.m)	$\sigma_{sol}(t/m^2)$	d'x(cm)	d'y(cm)	pot(cm)
-------	---------	-------	---------	-----------------------	---------	---------	---------

11.09	0	7.88	0	20	5.5	4.5	30
-------	---	------	---	----	-----	-----	----

	By(m)	Bx(m)	dx(cm)	dy(cm)	h(cm)
Calculer	0.74465	0.74465	11.25	12.5	17
on prend	0.75	0.75	11.5	12.5	17
	B-b=	45	<	B=	75
Vérifier					

$e = M_u / N_u \implies M_u = N_u * e$

et on à $e_o = 0.4 \text{ m}$

$M_u = 3.8815 \text{ t.m}$

$B/6 = 1/6 = 0.16 \text{ m}$

$e_o > B/6 \implies 0.4 > 0.16$ diagramme triangulaire

Bx (m)	By (m)	N (t)	e (m)	$\sigma_2 \text{ (t/m}^2\text{)}$	$1.33 * \sigma_{sol}$
0.75	1	10.1	0.4	98.5777778	26.6

Non vérifier

on change les valeur de **Bx** et **By**

Bx (m)	By (m)	N (t)	e (m)	$\sigma_2 \text{ (t/m}^2\text{)}$	$1.33 * \sigma_{sol}$
2	1.5	10.1	0.6	22.4444	26.6

$\sigma_2 \leq 1.33 * \sigma_{sol}$ (**vérifier**)

Calcul du nouveau moment

$e = M_u / N_u \implies M_u = N_u * e$

et on à $e_o = 0.6 \text{ m}$

$M_u = 6.06 \text{ t.m}$

$B/6 = 1/6 = 0.25 \text{ m}$

$e_o > B/6 \implies 0.4 > 0.25$ diagramme triangulaire

	bx=by(m)	dx(cm)	dy(cm)	dx'(cm)	dy'(cm)	h(m)
Calculer	0.3	42.5	45.5	5.5	4.5	50
on prend	0.3	44.5	45	5.5	4.5	50

h-dy'	Vérifier	Bx-bx
45.5	<	170

Pour Ay on applique la méthode de console :

$$\sigma_2 = 24.64 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_d = [By + (0.35 * by) - (3 * eo) / 3 * ((By/2) - eo)] * \sigma_2$$

By(m)	by(m)	eo(m)	$\sigma_2(\text{t/m}^2)$	$\sigma_d(\text{t/m}^2)$
1.5	0.3	0.6	24.64	-10.6773333

$$Z = dy * 7/8 \quad ; \quad Ay = Md / (Z * \sigma_s)$$

Md(t.m)	Z(m)	Σs	Ay(cm²)
5.3532248	39.375	3480	3.90675045

On adopte 5T10 = 3.93 cm²

Le sens x-x :

$$Ax = Q' * (Bx - bx) / 8 * dx * \sigma_s$$

Bx(m)	dx(cm)	by(cm)	Z(m)	σ_s	Q'	Ax(cm²)
2	44.5	30	39.375	3480	24.398	3.34791102

On adopte 5T10 = 3.93 cm²

Vérification à ELS :

$$e = Mu / Nu \implies Mu = Nu * e$$

et on à eo = 0.6 m

$$Mu = 3.05 \text{ t.m}$$

$$B/6 = 1/6 = 0.16 \text{ m}$$

eo > B/6 \implies 0.4 > 0.16 diagramme triangulaire

Bx	E	N	By	σ_2	1.33 * σ_{sol}
-----------	----------	----------	-----------	------------------------------	---

2	0.6	5.088	1.5	11.3066667	26.6
---	-----	-------	-----	------------	------

$\sigma_2 \leq 1.33.\sigma_{sol}$ (vérifier)

Pour Ay on applique la méthode de console :

$\sigma_2 = 11.306 \text{ t/m}^2$

$\sigma_d = [By + (0.35 \cdot by) - (3 \cdot eo) / 3 \cdot ((By/2) - eo)] \cdot \sigma_2$

By(m)	by(m)	eo(m)	$\sigma_2(\text{t/m}^2)$	$\sigma_d(\text{t/m}^2)$
1.5	0.3	0.6	11.306	-4.8992

$Z = dy \cdot 7/8$; $Ay = Md / (Z \cdot \sigma_s)$

Md(t.m)	Z(m)	σ_s	Ay(cm ²)
2.4563133	39.375	3480	1.7926023

Vérifier ($1.79 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2$)

le sens x-x:

$A_x = Q' \cdot (B_x - b_x) / 8 \cdot dx \cdot \sigma_s$

Bx(m)	dx(cm)	by(cm)	Z(m)	σ_s	Q'	Ax(cm ²)
2	44.5	30	39.375	3480	11.1936	1.5359938

Vérifier ($1.53 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2$)

Semelle filante sous mur de soutènement :

Ferraillage à ELU:

$By \geq Nu / (100 \cdot \sigma_{sol})$; $d \geq (By - by) / 4$

$Ay = Nu (By - by) / (8 \cdot d \cdot \sigma_s)$; $Ax = (Ay \cdot By) / 4$

Verification à ELS:

$Ay = N_s (By - by) / (8 \cdot d \cdot \sigma_s)$

Exemple de calcul :

On prend la plus grande portée L= 3.45 m avec une épaisseur de e= 0.25 m

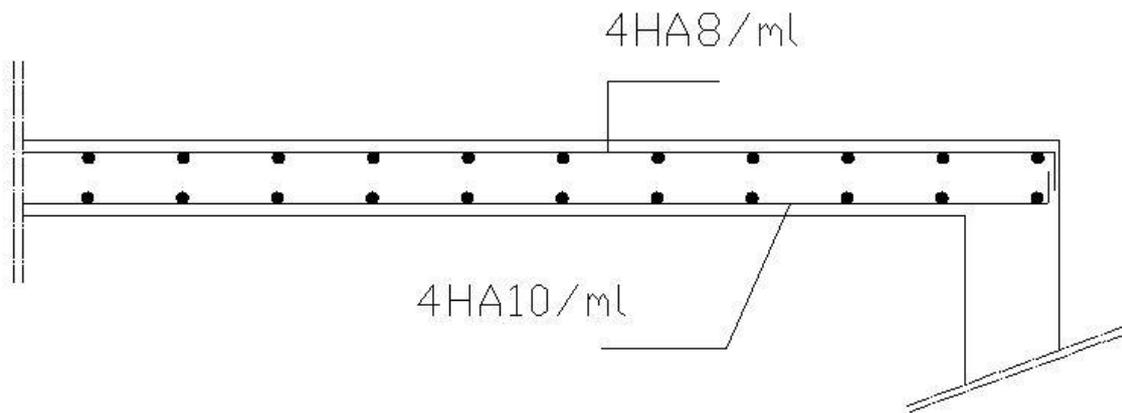
Nu(t)	Ns(t)	$\sigma_{sol}(t/m^2)$	by(m)	d'(cm)	σ_s	
14.6098	10.48875	20	0.25	4.5	3480	
	By(m)	Bx(m)	d(cm)	h(cm)	Ay(cm²)	Ax(cm²)
calculer						
ELU	0.21173623	3.45	18.75	24	2.01837423	0.6275
on prend	1	3.45	19.5	24	2.51	1.57

On adopte **4T10 = 2.51 cm²** avec $e = 6 \varnothing + 6 = 15$ cm au sens transversal

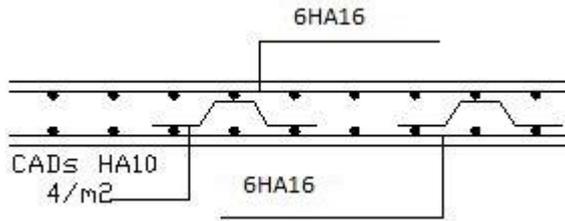
On adopte **4T8 = 1.57 cm²** avec au sens longitudinal

Vérification :

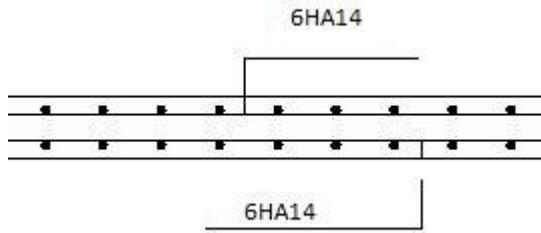
	Ay(cm²)	σ_s(Mpa)	on adopte
ELU	2.01837423	3480	
ELS	2.10111178	2400	
	2.10111178	<	



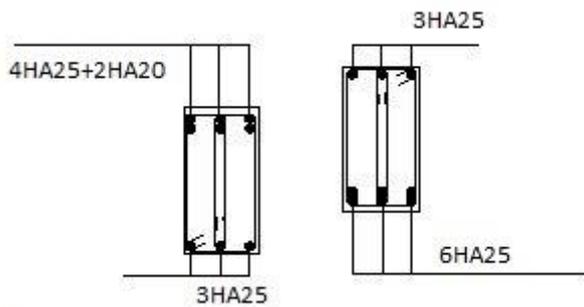
FERRAILLAGE DALLE MACHINE



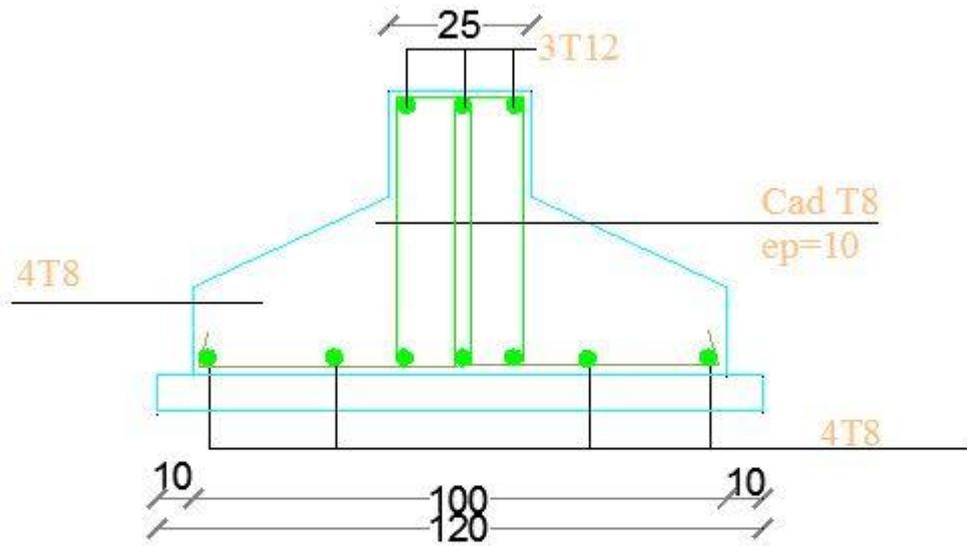
FERRAILLAGE RADIER SENS XX



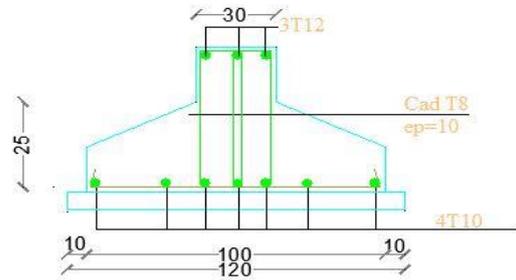
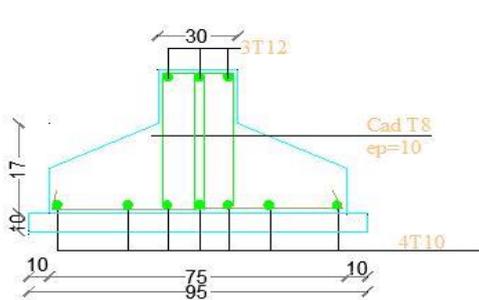
FERRAILLAGE RADIER SENS YY



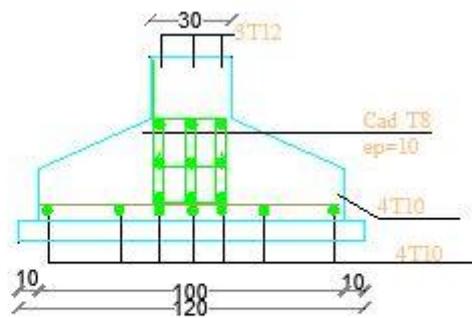
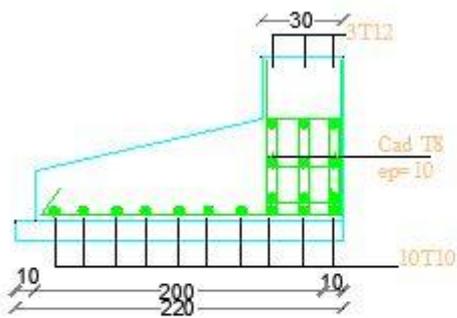
FERRAILLAGE NERVURE EN APPUIS FERRAILLAGE NERVURE EN TRAVEE



Ferrailage de la semelle filante



Ferrailage de la semelle centre



Ferrailage de la semelle excentree

Conclusion

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrillés par le minimum proposé par le *RPA99 v 2003*.
- L'excès de ferrailage nous a obligés d'augmenter la section du béton, sans revenir au pré dimensionnement.
- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014)

- Pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre

département etservira pour les promotions à venir

❖ Bibliographie

➤ 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

➤ LIVRES

- Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
- Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment
- Gros œuvre - Edition2003 Auteur(s) : Henri Renaud

➤ **THESE**

- Etude d'un bâtiment en r+15+sous-sol contreventement mixte...UBMA
- Eude d'un bâtiment en béton arme (RDC+ 15 étages + s/sol)..... USDB

➤ **LOGICIELS**

- Logiciel d'analyse des structures **ROBOT V 2017**
- Logiciel de ferrailage **EXPERT 2010**
- EXCEL 2013
- WORD 2013
- AUTO CAD 2015