

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL
Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master
Spécialité : Génie Civil
Option : Structures

Présenté par :

LOUKRIF Mohamed

MERDJET Yahia Mohamed

Sujet du mémoire

ETUDE D'UN STRUCTURES A USAGE D'HABITATION
(BATIMENT R+9 A ALGER)

Soutenu publiquement devant le jury composé de:

Président :	Mr. K.DRAICHE
Encadreur :	Mr. Y.TLIDJI
Examineur :	Mme. Z.KHELIFA
Examineur :	Mme.K.OUAZIR

Année Universitaire :
2022/2023

Remerciement

ALLAH LE BÉNÉFIQUE SOIT LOUÉ ET QU'IL NOUS GUIDE SUR LA BONNE VOIE.

AINSI NOUS REMERCIONS TRÈS CHALEUREUSEMENT NOTRE ENCADREUR

DR. MR. TLIDJI YUCEF POUR TOUS SES CONSEILS ET SES ORIENTATIONS POUR LA RÉALISATION DE CE TRAVAIL.

AUX MEMBRES DU JURY QUI ONT BIEN VOULU LIRE ET ÉVALUER LE PRÉSENT MÉMOIRE

NOUS REMERCIONS TOUS CEUX QUI NOUS ONT AIDÉS ET TÉMOIGNER LEUR SYMPATHIE

Dédicaces

- *je dédie ce lapidaire travail à mes très chers parents qui m'ont escorté durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ceux qu'ont servi de leurs amples intentions pour me mettre de goûter la fadeur de ce monde sans lisière, dont je devais inlassablement être de grande responsabilité, et motivation.*
- *A toute ma famille sans exception.*
- *A toutes personnes qui ma aider a poursuivre mes études*
- *A mes amis (es) promotion 2022 -2023*
- *A mes très chers frères et sœurs.*
- *A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire, MERDJET yahia*
- *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

Loukrif Mohamed.

Dédicaces

- *A ma petite famille*
- *Je dédie ce lapidaire travail*
- *A mes très chers frères et sœurs.*
- *A toute ma famille sans exception.*
- *A tous mes amis (es)*
- *En fin, je remercie mon ami et mon binôme LOUKRIF Mohamed qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

MERDJET YAHIA MOHAMED.

ملخص:

تهدف هذه الدراسة هو إعطاء الأولوية والتسليح من استقرار جميع العناصر الثانوية والابتدائية، المشكلة للبرج المؤلف من 9 طوابق الواقعة في منطقة زلزالية متوسطة (الجزائر العاصمة).

اشتملت الدراسة على أربعة محاور:

المحور الأول: تفاصيل عامة للمشروع يشمل على تعريف المشروع، البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصر لمكونة لها.

المحور الثاني: دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدرجات والبلاط المملوءة والمفرغة).

المحور الثالث: الدراسة الديناميكية للبناء بواسطة برنامج SAP2000 الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل.

أما المحور الأخير: يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، العارضات، الأساسات)، اعتمادا على BAEL91 المفتاح 1999 و RAP99.

الكلمات المفتاحية: البناء، التقوية، زلزال، عناصر تحمل، العناصر الثانوية.

Résumé :

L'objectif de cette étude est de prioriser et de renforcer la stabilité de l'ensemble des éléments secondaires et primaires, formant une tour de 9 étages située en zone sismique modérée (Alger).

L'étude comprenait quatre axes:

Le premier axe : détails généraux du projet qui comprend la définition du projet, le bâtiment, donnant les dimensions initiales des éléments et la charge de chaque élément pour son composant.

Le deuxième axe : Etudier les parties secondaires du bâtiment (terrasses pleines et creuses et tuiles).

Le troisième axe : l'étude dynamique de la construction par le programme SAP 2000, qui nous fournit les résultats définitifs qui permettent le renforcement des différents composants du bâtiment, en tenant compte de toutes les recommandations des codes pénaux résistants aux séismes.

Quant au dernier axe : il comprend l'étude des parties résistantes du bâtiment (colonnes, poutres, fondations), sur la base des BAEL91 clé 1999 et RAP99.

Mots clés : construction, renforcement, séisme, éléments porteurs, éléments secondaires.

Abstract :

The aim of this study is to prioritize and reinforce the stability of all secondary and primary elements, forming a 9-storey tower located in a moderate seismic zone (Algiers).

The study included four axes:

The first axis: general details of the project that includes the definition of the project, the building, giving the initial dimensions of the elements and the load of each element for its component.

The second axis: Studying the secondary parts of the building (filled and hollow terraces and tiles).

The third axis: the dynamic study of construction by the 2000 SAP program, which provides us with the final results that allow the reinforcement of the various components of the building, taking into account all the recommendations of the penal codes resistant to earthquakes.

As for the last axis: it includes the study of the resistant parts of the building (columns, beams, foundations), based on BAEL91 key 1999 and RAP99.

Keywords: construction, reinforcement, earthquake, bearing elements, secondary elements.

Sommaire

•	CHAPITRE I: Introduction	
	I.01 Introduction	02
	I.02 Présentation De L'ouvrage	02
	I.03 Caractéristiques Géométriques	03
	I.04 Caractéristiques Géotechniques Du Sol	03
	I.05 Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux	04
	I.06 Résistance Mécanique	04
	I.07 Déformation Et Contraintes De Calcul	05
	I.08 Les Aciers	06
	I.09 Etats Limites	07
	I.10 Sollicitations De Calcul Vis a Vis Des Etats Limites	08
•	Figures et tableaux relatifs au Chapitre I	
	Figure I.01 Diagramme de déformations contraintes du béton	05
	Figure I.02 Diagramme de déformations contraintes de l'acier	06
	Figure I.03 Diagramme de déformations limitées (trois pivots)	08
•	CHAPITRE II : Pre Dimensionnement Des Eléments	
	II.01 Epaisseur du plancher	12
	II.02 Descente de charges	12
	II.03 Loi de la dégression de la surcharge d'exploitation	14
	II.04 Pré-dimensionnement des poutres	15
	II.05 Pré-dimensionnement des poteaux	16
•	Figures et tableaux relatifs au Chapitre II	
	Figure II.01 Schémas de l'acrotère	13
	Figure II.02 Poteau le plus sollicité du plancher (Bloc : A et B)	16
•	CHAPITRE III : Calcul des planchers	
	III.01 Introduction	33
	III.02 Dimensionnement des planches	33
	III.03 Dimensionnement des poutrelles	33
	III.04 Méthodes de calculs	34
	III.05 Calculs des poutrelles	40
	III.06 Ferrailage des poutrelles	45
	III.07 Vérification des contraintes a ELS	47
	III.08 Etude dalle de compression	66
•	Figures et tableaux relatifs au Chapitre III	
	Figure III.01 Plancher en corps creux	33
	Figure III.02 Ferrailage des poutrelles	65
	Figure III.03 Dalle de compression	66
	Tableau III.04 Recap résultats plancher poutre type 01	42
	Tableau III.05 Recap résultats plancher poutre type 02	43
	Tableau III.06 Recap résultats plancher poutre type 03	44
	Tableau III.07 Recap résultats plancher poutre type 04	44
	Tableau III.08 Recap résultats plancher terrasse poutre type 01	54
	Tableau III.09 Recap résultats plancher terrasse poutre type 02	55
	Tableau III.10 Recap résultats plancher terrasse poutre type 03	56

Tableau III.11	Recap résultats plancher terrasse poutre type 04	57
Tableau III.12	Recap résultats plancher terrasse poutre type 05	58
Tableau III.13	Recap résultats plancher terrasse poutre type 06	58
Tableau III.14	Recap résultats plancher terrasse poutre type 07	59
Tableau III.15	Recap résultats plancher terrasse poutre type 08	59
•	<i>CHAPITRE IV : Calcul des éléments non structuraux</i>		
IV.01	Etude de la poutre noyée	68
IV.02	Etude de l'acrotère	72
IV.03	Etude des balcons	76
IV.04	Etude de l'escalier	82
IV.05	Etude de la poutre palière	90
IV.06	Etude de l'ascenseur	94
•	<i>Figures et tableaux relatifs au Chapitre IV</i>		
Figure IV.01	Poutre noyée	68
Figure IV.02	Ferraillage de la Poutre noyée	71
Figure IV.03	L'acrotère	72
Figure IV.04	Ferraillage de L'acrotère	76
Figure IV.05	Balcon	76
Figure IV.06	Escalier	83
Figure IV.07	Ferraillage escalier	86
Figure IV.08	Poutre palière	90
Figure IV.09	Ferraillage poutre palière	93
Figure IV.10	Vue en plan ascenseur	95
Figure IV.11	Ferraillage dalle ascenseur	106
Figure IV.12	Ferraillage voile ascenseur	107
•	<i>CHAPITRE V : Etude sismique</i>		
V.01	Introduction	109
V.02	calculs sismiques et méthodes de calcul	109
V.03	Evaluation des efforts sismiques	109
V.04	Détermination des poids de la structure	111
V.05	Calcul des forces sismiques	114
V.06	Méthode statique équivalente	114
V.07	Méthode dynamique spectrale	120
V.08	Calcule des déplacements	131
V.09	Calcule de la rigidité	134
•	<i>Figures et tableaux relatifs a l'Etude sismique</i>		
Figure V.01	Concentration des masses sismique sur la hauteur	117
Tableau V.01	Facteur de qualité Q en fonction des valeurs des pénalités	110
Tableau V.02	Valeur de coefficient de pondération β	111
Tableau V.03	Valeur de ζ	115
Tableau V.04	Coefficient d'accélération de zone -A-	116
Tableau V.05	Valeur du coefficient de comportement -R-	116
Tableau V.06	Valeur des pénalités Pq	117
Tableau V.07	Valeur du coefficient -CT-	117
Tableau V.08	Valeur de T_1 et T_2	118
Tableau V.09	La répartition de la force sismique sur la hauteur	119
Tableau V.10	La répartition des efforts tranchant sur la hauteur	119

•	CHAPITRE VI : Etude au vent	
	VI.01	Présentation générale 163
	VI.02	Caractéristiques de la construction 163
	VI.03	Coefficient de topographie 163
	VI.04	Pression dynamique de référence 163
	VI.05	Catégories de terrain 164
	VI.06	Coefficient de rugosité 164
	VI.07	Calcul de l'action du vent 165
	VI.08	Détermination de la pression dynamique 166
	VI.09	Coefficient de pression extérieur 167
	VI.10	calcul de la pression du au vent 170
	V.11	Calcul de la résultante des pressions 171
•	Figures et tableaux relatifs a l'Etude au vent	
	Tableau VI.01	Coefficient de topographie 163
	Tableau VI.02	Les zones du vent 163
	Tableau VI.03	Catégories de terrain 164
	Tableau VI.04	Coefficient de pression extérieur 167
	Tableau VI 05	Coefficient de frottement 171
	Figure VI.01	Vue en plan (bloc A,B,C) 165
	Figure VI.02	Représentation en plan 168
	Figure VI.03	Vent perpendiculaire a la grande face 169
	Figure VI.04	Vent perpendiculaire a la petite face 169
•	Chapitre VII : Etude des portiques	
	VII.1	Introduction 177
	VII.2-	Charges verticales 177
	VII.3-	ferraillage des poutres 183
	VII.4	ferraillage des poteaux 194
•	Figures et tableaux relatifs a l'Etude des portiques	
	figure VI.02	Ferraillage poutre 193
	figure VI.03	Ferraillage poteaux 205
	figure VI.04	Armature transversale 204
•	CHAPITRE VIII : Etude des voiles	
	VIII.01	Introduction 207
	VIII.02	Principe De Calcul 208
	VIII.03	La Méthode De Calcul 209
	VIII.04	Aciers Verticaux 209
	VIII.05	Aciers Horizontaux 210
	VIII.06	Armatures Transversales 210
	VIII.07	Ferraillage Des Voiles 211
•	Figures et tableaux relatives a l'Etude des voiles	
	Figure VIII.01	Coupe de voile en élévation 207
	Figure VIII.02	Coupe de voile en plan 207
	Figure VIII.03	Voiles sens transversal 211
	Figure VIII.04	Disposition des armatures verticales 213
	Figure VIII.05	Disposition du ferraillage du voile 213

•	<i>Chapitre IX : Etude de l'infrastructure</i>	
	IX.01 Calcul des voiles périphériques	215
	IX.02 Calcul des fondations	219
	IX.03 Calcul du radier	220
•	<i>Figures et tableaux relatives a l' Etude de l'infrastructure</i>	
	Figure IX.04 Coffrage et ferrailage radier	228
	Figure IX.05 Coffrage et ferrailage poutre de libage	228
	Conclusion	229
	Références et bibliographie	230
	Annotations et symboles	231

Chapitre I

introduction

☐ **I-01- Introduction :**

Le projet qui nous a été confié a pour objet l'étude et le calcul des éléments résistants en béton armé d'une ossature à usage d'habitation, contreventée par des voiles en béton armé, formée de deux Blocs composée de rez de chaussée plus neuf (09) étages, implantée dans la wilaya d'alger.

Le problème posé est de garantir une stabilité et une résistance satisfaisante aux différentes sollicitations, en tenant compte de l'aspect économique.

Notre travail est décomposé comme suit :

- 1. étude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres; chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux et voiles).*
- 2. Etude détaillée des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, ascenseur).*
- 3. Etude sismique (étude des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre structure).*
- 4. Etude au vent*
- 5. calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement vertical contre les efforts horizontaux dus au séisme et au vent.*
- 6. Etude des différents éléments de l'infrastructure (radier général et voile périphérique).*

☐ **I-02- Présentation de l'ouvrage :**

*Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d un bâtiment en béton armé en (R+09) à usage d'habitation implanté à la Wilaya d' ALGER ; classée en zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) d'après le règlement R.P.A 99 (révisées en 2003).*

*Zone du vent (**zone I**) d'après le règlement neige et vent (R.N.V 99).*

Le rez de chaussée plus les neufs étages sont destines a l'usage d'habitation.

➤ **1.03- Caractéristique géométrique (dimensions en plans) :**

▪ Longueur total du bâtiment	33.15	<i>Ml</i>
▪ Largeur total du bâtiment	17.00	<i>Ml</i>
▪ Hauteur total du bâtiment	30.60	<i>Ml</i>
▪ Hauteur du R.D.C	3.06	<i>Ml</i>
▪ Hauteur des étages courants	3.06	<i>Ml</i>

➤ **Ossature et système constructif adopte :**

➤ **Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par une ossature (poteaux, poutres et voiles)

➤ **Planchers :**

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

Des planchers à corps creux (rés. de chaussée, étages courants, terrasse)

➤ **Escaliers :**

On a un seul types d'escalier :

: escalier à deux volées avec un paliers utilisé pour l'accès du R.D.C jusqu'au 09^{eme} étage.

• **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en brique de 15 cm et 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm; les murs intérieurs sont faits en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

• **Revêtement :**

- *Enduit en plâtre pour les plafonds.*
- *Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.*
- *Revêtement à carrelage pour les planchers.*
- *Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.*

➤ **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les mures extérieurs.

➤ **1.04- Caractéristiques géotechniques du sol :**

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

❖ <i>La contrainte admissible du sol</i>	$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$
❖ <i>La profondeur d'ancrage</i>	$D = 2.5 \text{ m.}$
❖ <i>Le poids spécifique du sol</i>	$\gamma_h = 1,9 \text{ t / m}^3.$
❖ <i>L'angle de frottement interne du sol</i>	$\varphi = 35^\circ$
❖ <i>La cohésion du sol</i>	$C = 0$

➤ **I.05- Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

➤ **Le Béton :**

Le béton est un matériaux composé d'un mélange gravier , sable , ciment et l'eau de gâchage , le mélange constitué une pâte qui durcit, après sa mise en œuvre donc il constitué une pierre artificielle

Les composantes de la pâte du béton doivent respectes certains normes techniques telle que :

- La propreté et la qualité des composants
- le malaxage (mécanique)
- la vibration de la masse du béton lors de sa mise en œuvre

le béton armé est aujourd'hui le plus souvent utilisé par tous les concepteurs (architectes et ingénieurs) pour la réalisation des grands travaux (bâtiment , pont , route, barrage , mur de soutènement ,...etc.) car ce dernier est maniable et permet des grandes portées ,autre fois impossible a attendre, avec la pierre et le bois , les grandes surfaces sont couvertes facilement et économiquement grâce au béton armé .

La composition d'un mètre cube (m³) de béton est la suivante:

❖ Ciment CPA 325	350 Kg
❖ Sable $d_g \leq 5 \text{ mm}$	400 L
❖ Gravillons $d_g \leq 25 \text{ mm}$	800 L
❖ Eau de gâchage	175 L

La préparation du béton sera faite conformément aux normes techniques en respectant le dosage y compris toutes sujétions de bonne exécution.

➤ **I.6- Résistance mécanique :**

➤ **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est caractérise par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à l'age de 28 jours par les formules suivantes :

$$f_{cj} = j / (4,76 + 0,83j) f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$f_{cj} = j / (1,4 + 0,95j) f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\text{pour } 28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours} \quad \dots\dots\dots f_{cj} = f_{c28} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\text{pour } j \geq 60 \text{ jours} \quad \dots\dots\dots f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\text{pour notre étude on prend.} \quad \dots\dots\dots f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

➤ **b- Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (1) \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

➤ **1.7- Déformation et contraintes de calcul :**

➤ **Etat limite de résistance :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit:

"Parabole –rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

➤ **Diagramme parabole – rectangle :**

C'est un diagramme de déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

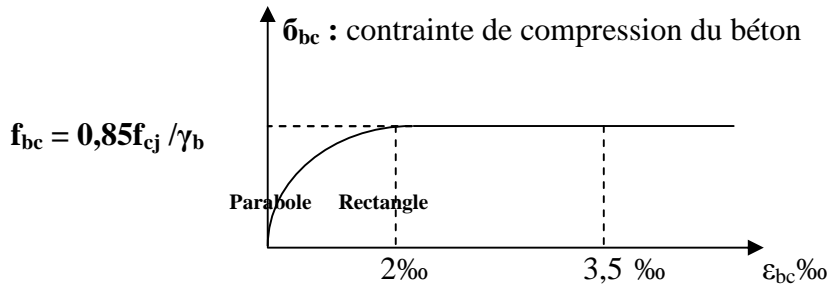
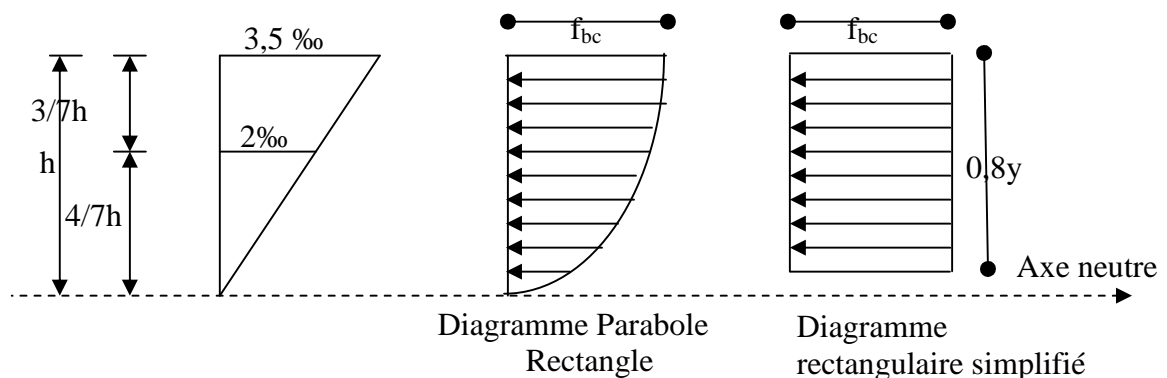


Figure I.01 diagramme de déformation – contraintes du Béton

- ϵ_{bc} Déformation du béton a la compression
- f_{bc} Contrainte de calcul
- f_{ci} Résistance caractéristique à la compression du béton à "j" jours
- γ_b Coefficient de sécurité
- γ_b 1,5 cas général
- γ_b 1,15 cas accidentel.

➤ **Diagramme rectangulaire :**

Utilisé dans le cas ou la section considère est partiellement comprimée en flexion simple.



➤ **Contrainte admissible de cisaillement**

$\tau_u = \min(0.2 f_{ci} / \gamma_b, 5Mpa)$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0.15 f_{ci} / \gamma_b, 4Mpa)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$\tau_\mu = T_\mu / b_0.d$ (BAEL 91)

avec : b_0 : largeur de la pièce.
 d : hauteur utile.

➤ **Modules de déformation longitudinale du béton:**

-Module de déformation instantanée:

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{BAEL 91})$$

pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $E_{i28} = 32164,20 \text{ Mpa}$

➤ **Module de déformation différée:**

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{BAEL 91})$$

pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $E_{i28} = 10818,90 \text{ Mpa}$

➤ **Coefficient de poisson:**

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L) \quad (\text{BAEL 91})$$

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

Avec:

$(\Delta d/d)$ déformation relative transversale.
 $(\Delta L/L)$: déformation relative longitudinale.

➤ **I.08- Les Acier :**

Les matériaux acier est un alliage fer + carbone en faible pourcentage ; les aciers pour béton armé sont ceux de Nuance donc pour 0.15 à 0.25% de carbone et mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

les aciers utilisés pour le béton armé sont :

- les rond lisse.
- les barres à haut adhérence.
- les files à haute adhérence.
- les treillis soudés.
- Treillis soudés de maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\varnothing = 3,5 \text{ mm}$

➤ **Diagramme déformation- contrainte de calcul :**

$$\sigma_s = f(\varepsilon\text{‰})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites; on introduit un coefficient de sécurité γ_s .

Qui a les valeurs suivantes: $\gamma_s = 1.15$ cas général.

$\gamma_s = 1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude on utilise des aciers Fe E400.

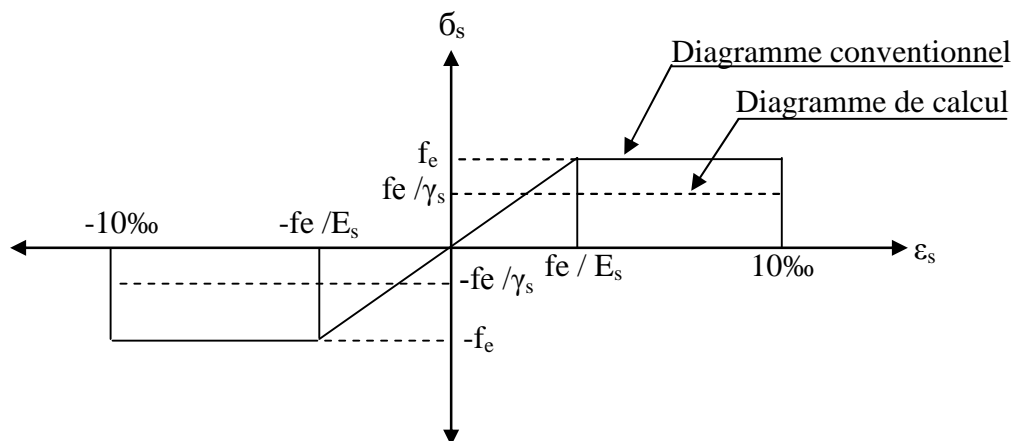


Figure I.2-Diagramme de déformations – contraintes. De l'acier

➤ **Contraintes limites de traction des armatures:**

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation	Fissuration peu préjudiciable	(BAEL 91)
$\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \text{Mpa.}$	Fissuration préjudiciable	(BAEL 91)
$\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \text{Mpa.}$	Fissuration très préjudiciable	(BAEL 91)

η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour rond lisse} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour les haute adhérence avec } \varnothing \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour les haute adhérence avec } \varnothing < 6\text{mm} \end{array} \right.$$

-Poids volumique:

Béton armé dose a 350 kg/m ³	$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$
Béton non armé dose a 350 kg/m ³	$\gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$
Acier	$\gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$

➤ **I.09-Etats limites:**

Suivant les règles **B.A.E.L** on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance**E.L.U.R**
- Etats limites de service**E.L.S**

- **- E.L.U.R:** les sollicitations de calculs ne doivent pas dépasser dans le sens défavorables les sollicitations limites ultime résultant des règles énoncées dans la suites
- **hypothèse de calcul :** les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- 01- (hypothèse de Navier) les sections droites restent planes après déformation et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- 02- la résistance à la traction du béton est négligée (à cause de la fissuration)
- 03- les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰ et pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5‰ en flexion et 2‰ en compression simple.
- 04- le béton et l'acier sont considérés comme matériaux linéairement élastique c'est-à-dire la contrainte est proportionnelle à la déformation : $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$

le coefficient d'équivalent est définie par la relation : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

- 05- le diagramme linéaire de déformation de la section passe par l'un des trois pivots

➤ **-Règles de trois Pivots :**

On fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/_{00}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton a la flexion $3,5^0/_{00}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton a la compression $2^0/_{00}$

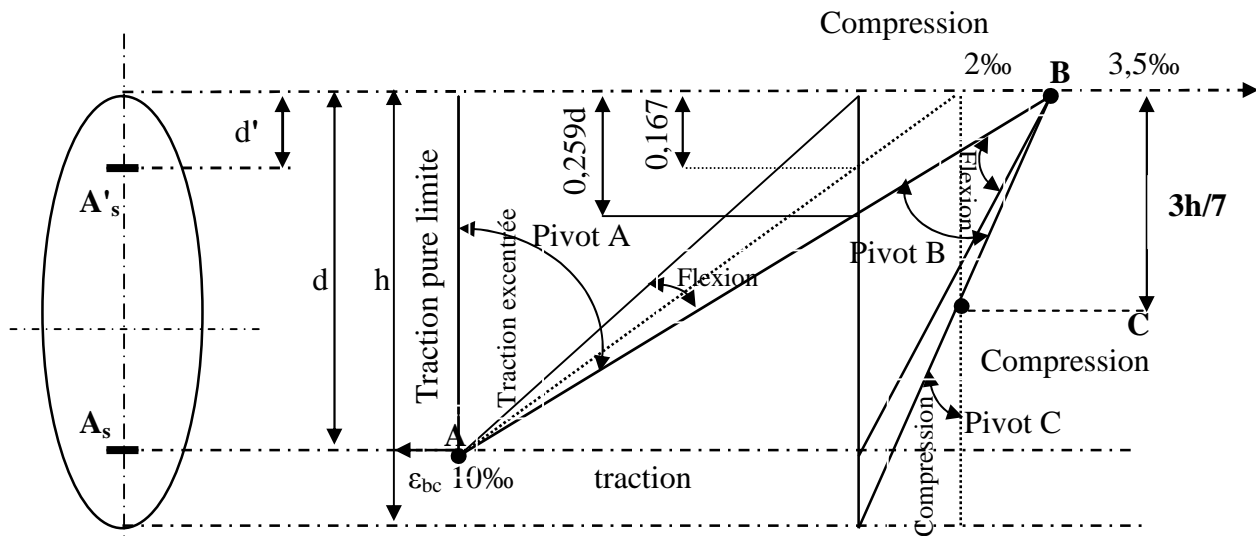


Figure : I.3- Diagramme des déformations limitées de la section

- Règles des trois pivots

➤ - E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorée) et les sollicitations résistances calculées dépassement des contraintes limites.

$$G + Q \quad \text{avec} \quad \begin{cases} G : \text{Charges permanentes} \\ Q : \text{Charges d'exploitations.} \end{cases}$$

➤ I-10-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

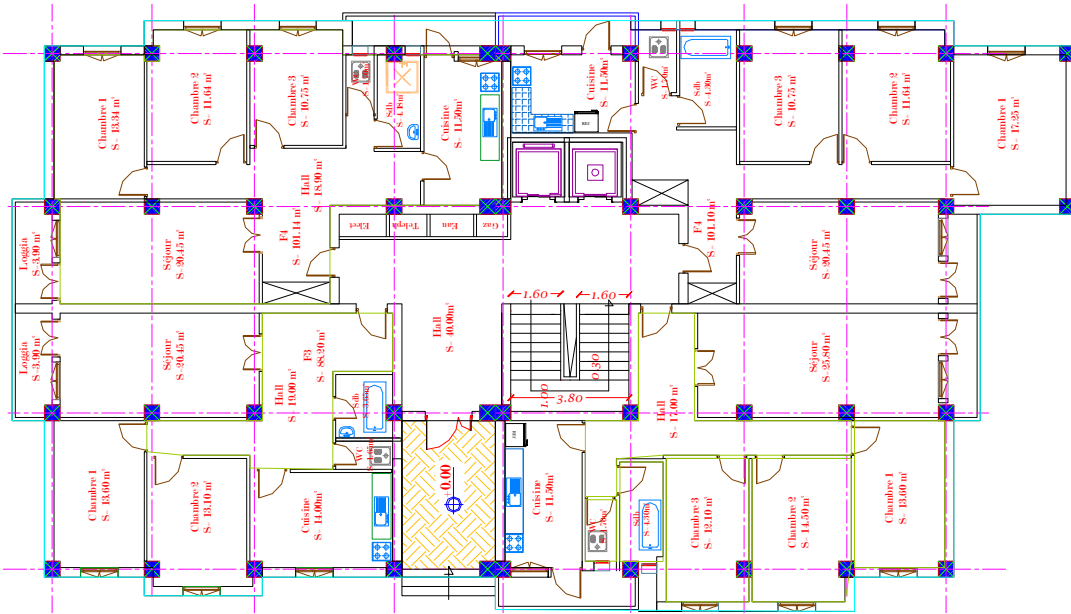
•Etat limite ultime :

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

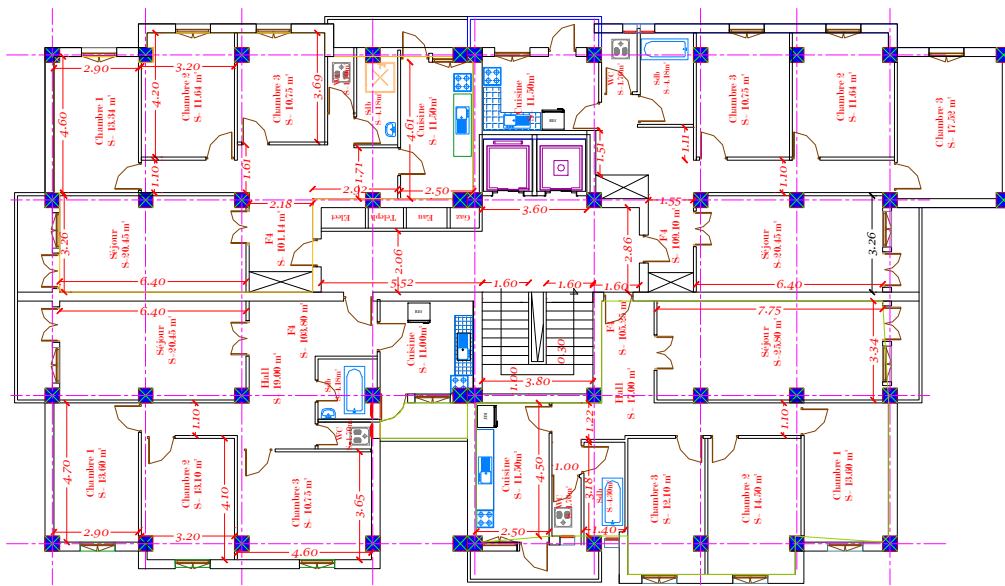
$$1,35G + 1,5Q$$

S'il y aura intervention des efforts horizontaux due aux séisme; les règles parasismique Algériennes ont prévus les combinaisons d'action suivantes :

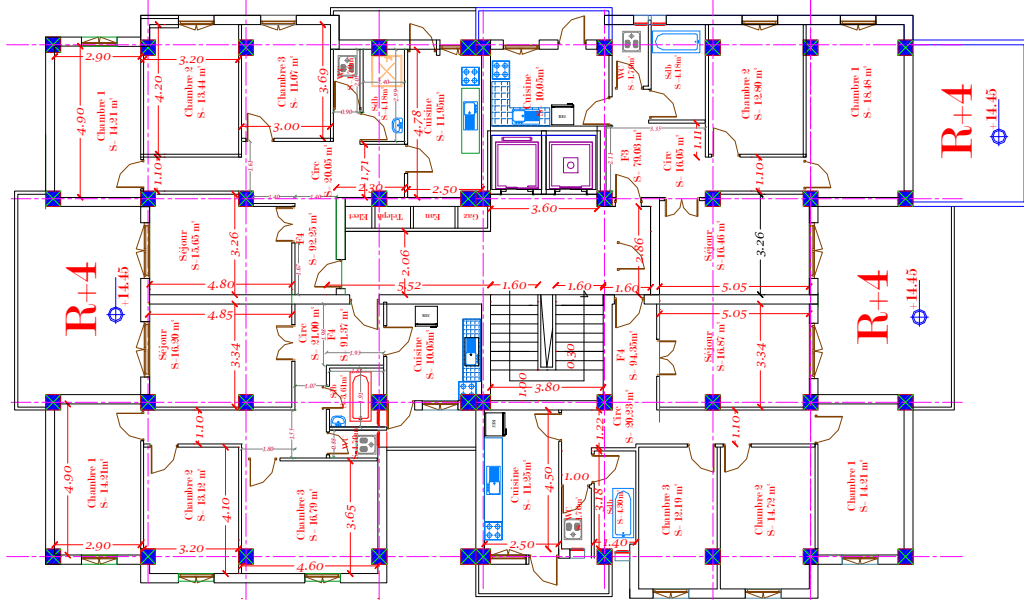
$$\text{pour les poutres} \quad \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \quad \text{pour les poteaux} \quad \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases}$$



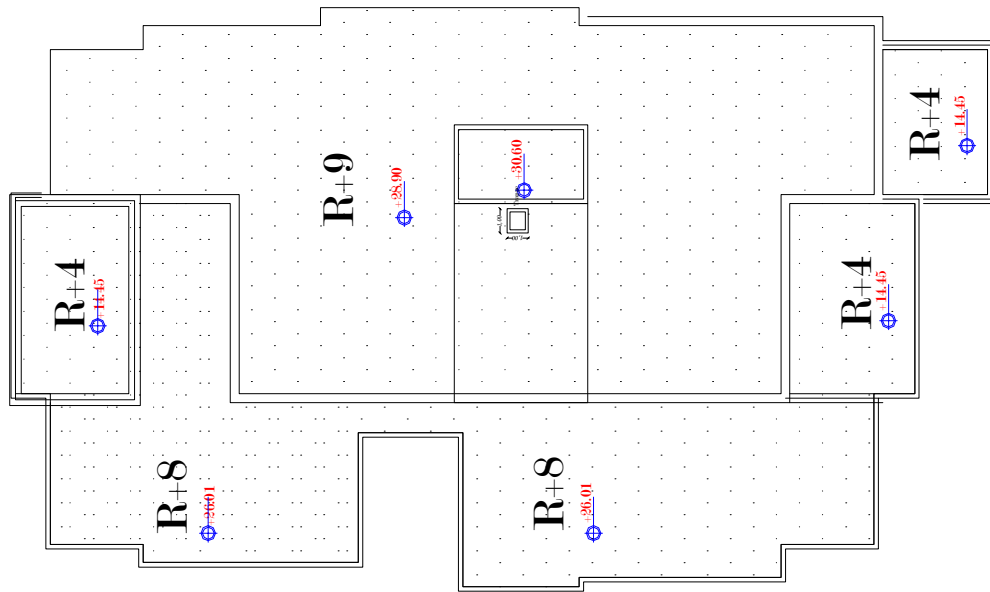
PLAN RDC Ech: 1/50



PLAN 1,2,3,4 ETAGE Ech: 1/50



PLAN ETAGE 5,6,7,8 Ech: 1/50



PLAN TOITURE Ech: 1/50

**CHAPTER II
PREDIMENTIONEMENT
NT
DES ELEMENTS**

➤ **II.- Pré dimensionnement du plancher :**

➤ **II-1 Epaisseur du plancher :**

On utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur des planchers «ht », il suffit de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{Avec : } \begin{cases} h_t = \text{hauteur totale du plancher} \\ L = \text{portée maximale des poutrelles « entre nus »} \end{cases}$$

L_{\max}	$L_{\max} / 22,5$	ht	Le choix
4,10 m	18 cm	20 cm	4 cm : dalle de compression 16 cm : corps creux

➤ **II.2.-Descente de charges :**

➤ **II.2.1-charge permanente :**

➤ **-plancher terrasse inaccessible :**

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Désignation de la charge	Valeur en KN/m^2	
1-Gravillon de protection(e=4cm)	$0,20 \times 4 =$	0,80
2-Systeme multicouche (e=2cm)	0,12	0,12
3-Chappe flottante asphalte (e=2,5cm)	0,5	0,50
4-Isolation thermique à liège (e=4cm)	$0,04 \times 4 =$	0,16
5- forme de pente en béton (4cm)	$22 \times 0,04 =$	0,88
6- plancher à corps creux +dalle de compression (16+5)	2,80	2,80
7-Enduit en plâtre (e=2cm)	$0,10 \times 2 =$	0,20
La charge permanente	$G = \sum G_i =$	5,68
La surcharge d'exploitation	$Q =$	1,00

➤ **-plancher étage courant a usage d'habitation et commercial :**

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Désignation de la charge	Valeur en KN/m^2	
1-revetement en carrelage (2cm)	$2 \times 0,2$	0,40
2-Mortier de pose (2cm)	$2 \times 0,2$	0,40
3-Sable fin pour mortier (2cm)	$17 \times 0,02$	0,34
4-Plancher à corps creux (16+4)	2,80	2,80
5-enduit en plâtre (2cm)	$0,1 \times 2$	0,20
6-cloison en briques creuses	0,90	0,90
La charge permanente	$G = \sum G_i =$	5,04
La surcharge d'exploitation (usage d'habitation)	$Q =$	1,5
La surcharge d'exploitation (usage commercial)	$Q =$	4

➤ -Murs de façade (extérieur) :

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
Enduit extérieur en ciment (e=2cm)	2 x 0,18=	0,36
Parois en brique creuse extérieur(e=15cm)	9 x 0,5=	1,35
Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9 x 0,10=	0,90
Enduit intérieur en en ciment(e=1,5cm)	1,50 x 0,18=	0,27
G=∑Gi=		2,88

➤ -Murs intérieur :

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

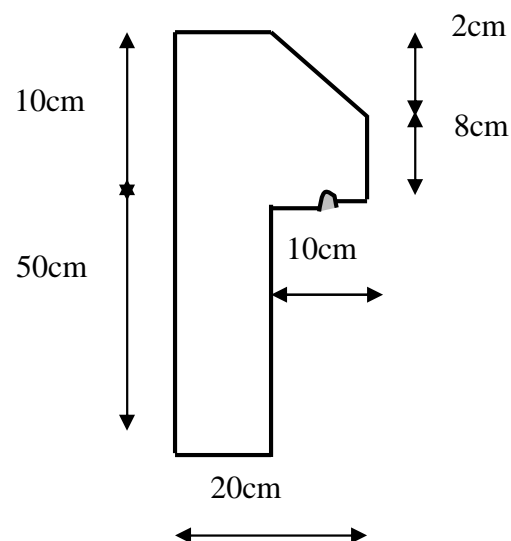
Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
Enduit extérieur en ciment (e=1,5cm)	1,5x0,18=	0,27
Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9x0,10=	0,90
Enduit intérieur en en ciment(e=1,5cm)	1,5x0,18=	0,27
G=∑Gi=		1,44

➤ - Acrotère:

$$G_a = [(0,10 \cdot 0,60) + (0,08 \cdot 0,1) + 0,5 \cdot (0,02 \cdot 0,10)] \cdot 25,00$$

$$G_a = 1,73 \text{ KN/m}^2$$

Figure : II.1- Schéma de l'acrotère



Bloc	Niveaux	Charge partielle (G) (KN/m ²)	Charge cumulée (G) (KN/m ²)
1,2,3	Terrasse	5,68	5,68
	08	5,04	10,72
	07	5,04	15,76
	06	5,04	20,80
	05	5,04	25,84
	04	5,04	30,88
	03	5,04	35,92
	02	5,04	40,96
	01	5,04	46,00
	R.D.C	5,04	51,04

➤ **Charge permanente (récapitulation) : (pour les 3 blocs)**

II.03 -Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Soit q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment .

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

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

(étage 2)	$Nq_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$
(étage 3)	$Nq_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$
(étage 4)	$Nq_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$
(étage n)	$Nq_n = q_0 + (3+n)/2 \times (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$
Le coefficient $(3+n) / 2n$	Etant valable pour $n \geq 5$

Niveau	La dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0 = 1 \text{ KN/m}^2$	1
08	$Nq_1 = q_0 + q_1$	2,5
07	$Nq_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
06	$Nq_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
05	$Nq_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,10
04	$Nq_5 = q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7,00
03	$Nq_6 = q_0 + 0,75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7,75
02	$Nq_7 = q_0 + 0,71 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8.45
01	$Nq_7 = q_0 + 0,69 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8)$	9.28
R.D.C	$Nq_8 = q_0 + 0,67 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_9)$	10,04

➤ **II.04- Pré dimensionnement des poutres :**

Selon le **R.P.A.99 Révisées en 2003 articles 7.5.1**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Selon le **B.A.E.L.91** le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} h_t: \text{ hauteur total de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L: \text{ la plus grande portée libre entre axes d'appuis} \\ d: \text{ hauteur utile.} \end{cases}$$

Nous distinguons deux types de poutres

a- Poutre principale : $L_{\max} = 5,00 \text{ m}$

b- Poutre secondaire : $L_{\max} = 5,00 \text{ m}$

-Sens longitudinal :

-Poutre principale:

$$\begin{cases} L = 500\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \quad \begin{cases} 33,33\text{cm} \leq h_t \leq 50\text{cm} \\ d = 0,9h_t = 36\text{cm} \\ 10,8\text{cm} \leq b \leq 14,4\text{cm} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{On prend } \mathbf{h_t = 40 \text{ cm}} \\ \text{On prend } \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array}$$

D'après le **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 4\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres **A = (30x40) cm²**.

- Sens transversal :

- Poutre secondaire :

D'après **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1**

$$\begin{cases} L = 5,00\text{m} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \quad \begin{cases} 33,33\text{cm} \leq h_t \leq 50\text{cm} \\ d = 0,9h_t = 31,5\text{cm} \\ 9,45\text{cm} \leq b \leq 12,60\text{cm} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{On prend } \mathbf{h_t = 35 \text{ cm}} \\ \text{On prend } \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t / b = 1,17\text{cm} < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires = **(30x35) cm²**

II.05- Pré dimensionnement des poteaux :

On a 3 types de coffrages :

- Type 1** : du 8^{eme} étage jusqu'à la terrasse
- Type 2** : du 4^{eme} étage jusqu'à la 7^{eme} étage
- Type 3** : du RDC jusqu'à 3^{eme} étage.

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas ;

La surface afférente est donnée par : $S = 5 \times 5 = 25 \text{ m}^2$.

D'après **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.4.1**

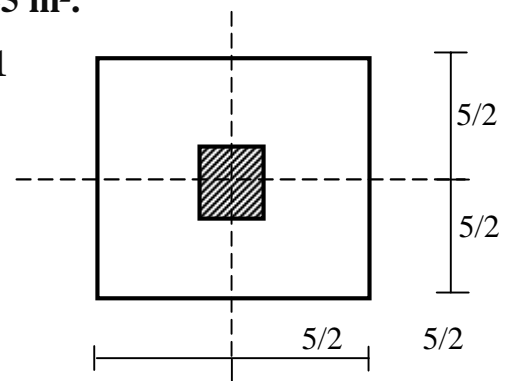


Figure II.2- Le poteau le plus sollicité 01-Bloc 1 :

du plancher (Bloc 1 ,2 et 3)

Pré dimensionnement des poteaux de type 01 :

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps})$ avec n = le nombre de niveaux en dessus du poteau

- plancher terrasse : $G \times S = 5,68 \times 25 = 142 \text{ KN}$
- plancher étage courant : $n \times G \times S = 2 \times 5,04 \times 25 = 252 \text{ KN}$

$$G_{pp} = 3 \times (0,30 \times 0,40 \times 25 \times 5,00) = 45 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 3 \times (0,30 \times 0,35 \times 25 \times 5,00) = 39,38 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{G = 417,86 \text{ KN}}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1 \cdot G = \mathbf{459,65 \text{ KN}}$$

$$Q = 3,85 \times 25 = 81 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 81,47 = \mathbf{89,62 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,35 \times 459,65 + 1,5 \times 89,62 = 754,96 \text{ KN}$$

$$\mathbf{N_u = 754,96 \text{ KN}}$$

a- Détermination de "a" :

a-1-Vérification de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad \text{Avec : } \begin{cases} L_f : \text{longueur de flambement} \\ i : \text{rayon de giration} \\ B : \text{section des poteaux} \\ \lambda : \text{L'élancement du poteau} \\ I : \text{moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement} \end{cases}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \cdot b$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a: $L_0 = 3,06 \text{ m}$; $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} = 214,20 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,20}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,20}{0,289 \times 50} = 14,83 \text{ cm}$$

On prend : **a = 30 cm**

b- Détermination de "b" :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2 ; B_r : \text{section réduite} ; B_r = (30-2)(b-2) = 28 \cdot (b-2)$$

A_s = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots \text{ALGER (Zone IIb)}.$$

$$A_s = 0,7\% [28(b-2)] = 0,196(b-2) \text{ cm}^2.$$

α : étant le coefficient en fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,20}{0,289 \cdot 30} = 24,71 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2] ; \alpha = 0,85 / [1 + 0,2(24,71/35)^2] ; \alpha = 0,77$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$754,96 \leq 0,77 \left[\frac{28(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,196(b-2).400}{1,15.10} \right]$$

$$b \geq 14,87 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 30cm.**

c- Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : **a = b = 30 cm**

-Pré dimensionnement des poteaux de type 2:

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps})$ avec $n =$ le nombre de niveaux en dessus du poteau

- Plancher terrasse : **$G \times S = 5,68 \times 21,16 = 120,19 \text{ KN.}$**

- Plancher étage courant: **$n \times G \times S = 5 \times 5,04 \times 21,16 = 533,23 \text{ KN.}$**

$$G_{pp} = 6 \times (0,30 \times 0,40 \times 25 \times 5,00) = 90 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = 6 \times (0,30 \times 0,35 \times 25 \times 5,00) = 78,75 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{G = 822,17 \text{ KN}}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1.G = \mathbf{904,39 \text{ KN}}$$

$$Q = 7,80 \times 21,16 = 165,05 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 165,05 = \mathbf{181,56 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,35 \times 904,39 + 1,5 \times 181,56 = 1493,27 \text{ KN}$$

$$\mathbf{N_u = 1493,27 \text{ KN}}$$

a- Détermination de "a" :

a-1-Vérification de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} L_f : \text{longueur de flambement} \\ i : \text{rayon de giration} \\ B : \text{section des poteaux} \\ \lambda : \text{L'élanement du poteau} \\ I : \text{moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement} \end{array} \right.$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a: $L_0=4,08$ m; $L_f=0,7 \times 4,08 = 2,856$ m = 285,6 cm

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285,6}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{285,6}{0,289 \times 50} = 19,76 \text{ cm}$$

On prend : **a = 35cm**

b- Détermination de "b":

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r = (a-2)(b-2)$ cm²; B_r : section réduite; $B_r = (35-2)(b-2) = 33 \cdot (b-2)$

A_s =section d'armature longitudinale

$A_s = 0,7\% B_r$ ALGER (Zone IIb)

$A_s = 0,7\% [33(b-2)] = 0,231(b-2)$ cm²

α : étant le coefficient en fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{285,6}{0,289 \cdot 35} = 28,24 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]; \alpha = 0,85 / [1 + 0,2(28,24/35)^2]; \alpha = 0,75$$

$f_{c28} = 25$ MPa; $f_e = 400$ MPa; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$1493,27 \leq 0,75 \left[\frac{35(b-2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,231(b-2) \cdot 400}{1,15 \cdot 10} \right]$$

$$b \geq 29,33 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 35cm**.

c- Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a,b) = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : **a = b = 35 cm**

-Pré dimensionnement des poteaux de type 3:

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps})$ avec n = le nombre de niveaux en dessus du poteau

- Plancher terrasse : $G \times S = 5,68 \times 21,16 = 120,19$ KN.

- Plancher étage courant: $n \times G \times S = 7 \times 5,04 \times 21,16 = 746,53$ KN.

$$G_{pp} = 8 \times (0,30 \times 0,40 \times 25 \times 5,00) = 120 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = 8 \times (0,30 \times 0,35 \times 25 \times 5,00) = 105 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{G = 1091,72 \text{ KN}}$$

On doit majorer les efforts de **10%**

$$N_G = 1,1 \cdot G = \mathbf{1200,89 \text{ KN}}$$

$$Q = 10,59 \times 21,16 = 224,08 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 224,08 = \mathbf{246,49 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,35 \times 1201,10 + 1,5 \times 246,49 = 1990,94 \text{ KN}$$

$$\mathbf{N_u = 1990,94 \text{ KN}}$$

a- Détermination de "a" :

a-1- Vérification de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad \text{Avec : } \begin{cases} L_f : \text{longueur de flambement} \\ i : \text{rayon de giration} \\ B : \text{section des poteaux} \\ \lambda : \text{L'élanement du poteau} \\ I : \text{moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement} \end{cases}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \cdot b$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a: $L_0 = 4,59 \text{ m}$; $L_f = 0,7 \times 4,59 = 3,213 \text{ m} = 321,3 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{321,3}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{321,3}{0,289 \times 50} = 22,24 \text{ cm}$$

On prend : $\mathbf{a = 40 \text{ cm}}$

b- Détermination de "b" :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2 ; B_r : \text{section réduite} ; B_r = (40-2)(b-2) = 38(b-2)$$

$A_s =$ section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots \text{ALGER (Zone IIb)}.$$

$$A_s = 0,7\% [38(b-2)] = 0,266(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant le coefficient en fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{321,3}{0,289 \cdot 40} = 27,79 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2] ; \alpha = 0,85 / [1 + 0,2(27,79/35)^2] ; \alpha = 0,75$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$1990,94 \leq 0,75 \left[\frac{40(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,266(b-2).400}{1,15.10} \right]$$

$$b \geq 33,86 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 40cm.**

c- Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a.b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{459}{20} = 22,95 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : **a = b = 40 cm**

d – Récapitulation du Bloc 1,2 et 3 :

Le tableau suivant résumé les dimensions des poteaux constituant notre structure :

Niveau	Section de poteau (cm ²)
R.D.C	40x40
01	40x40
02	35x35
03	35x35
04	35x35
05	30x30
06	30x30
07	30x30
08	30x30
terasse	30x30

CHAPITER III

ETUDE DES

PLANCHERS

1. Introduction :

Le plancher et un élément de contreventement horizontal, il est soit :

- en corps creux constitué par des poutrelles sur les quelles reposent l'hourdis, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé,
- soit en dalle pleine.

2-Dimensionnement du plancher:

Suite au précédent chapitre « chapitre II : pré dimensionnement des éléments » sur le quelle en a pus déterminer la hauteur du plancher et puisque nos structures sont des constructions courantes avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

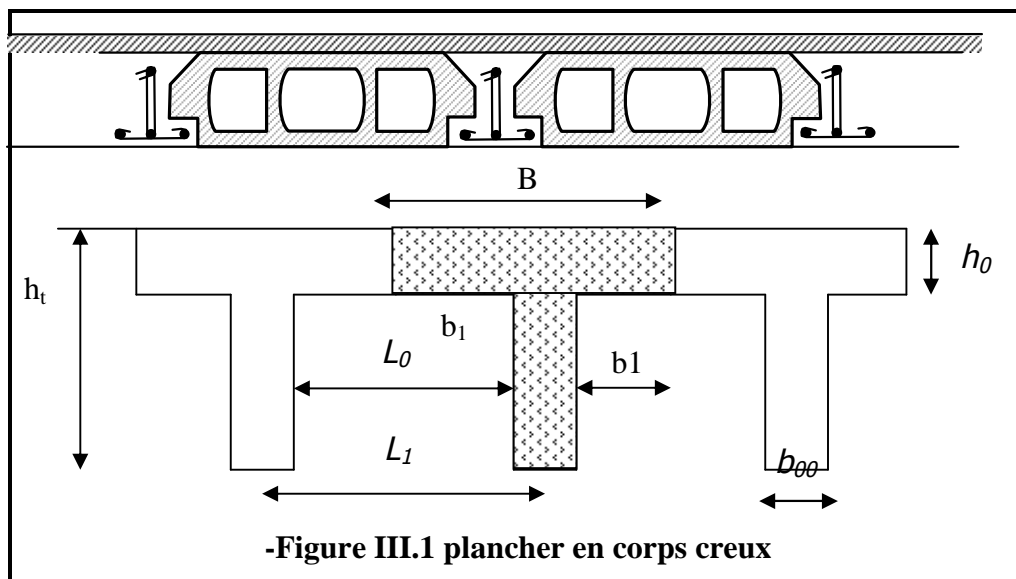
On a approprié un seul type de plancher:

- plancher à corps creux (16+4) dans tous les étages:

- 16 cm : corps creux
- 4 cm : dalle de compression

3-Dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.



Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

On a :

h_t :	Hauteur De La Nervure	$h_t = 16 + 4 = 20 \text{cm}$
h_0 :	Hauteur De La Dalle De Compression	$h_0 = 4 \text{cm}$
b_0 :	Largeur De La Nervure	$b_0 = 12 \text{cm}$
l_0 :	$= 2 \times b_1$	$L_0 = 2 \times b_1$
L :	La Largeur Max	$L = 4.10 \text{m}$
B :	Largeur De La Dalle	$B = 2b_1 + b_0$
H_t :	La Hauteur Du Plancher	20cm

Selon les règlesB.A.E.L91

La largeur de la dalle de compression « B » est déterminé comme suit :

$$L = 4.10 \text{ m} \quad L1 = 65 \text{ cm} \quad B = 2b1 + b0 \dots \dots \dots (1)$$

$$b1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b1 \leq (L1 - b0) \\ b1 \leq L/10 \\ 6h0 \leq b1 \leq 8h0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} b1 \leq (65 - 12)/2 = 26,5 \text{ cm} \\ b0 \leq 4.50 / 10 = 45.00 \text{ cm} \\ 24 \leq b1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit $b1 = 26,5 \text{ cm}$.

$$\text{De (1)} \Rightarrow B = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}.$$

- Méthode de calcul :

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les poutrelles :

1. La méthode forfaitaire
2. La méthode des trois moments
3. La méthode de Caquot

-Méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire, cette dernière est applicable si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
2. Le moment d'inertie des sections est constant dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est de : $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

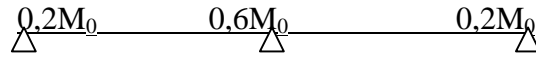
-Application de la méthode :

-les moments :

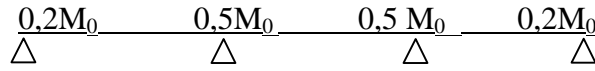
M_0	Le Moment maximal dans la travée indépendante
M_t	Le Moment maximale dans la travée étudiée
M_w	Le Moment sur l'appui gauche du travée
M_e	Le Moment sur l'appui droite du travée
α	Le rapport suivant : $\alpha = Q / (G + Q)$

Les valeurs absolues des moments sur les appuis sont comme suit :

01-Cas de deux travées :



02-Cas de trois travées :



03-Cas de plus de trois travées



Conditions à satisfaire pour les moments M_t, M_w et M_e :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3)M_0 \\ 1,05M_0 \end{cases}$$

.....Pour travée de rive. $M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0$

$M_t \geq \left[\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0$ Pour travée intermédiaire.

Efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{QL}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{QL}{2}$$

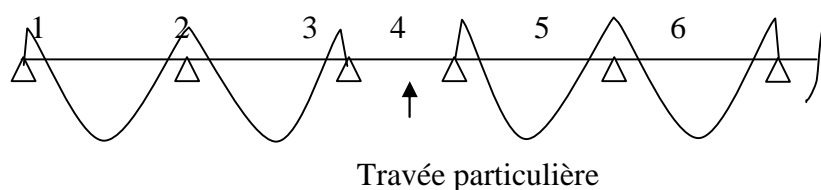
▪ **Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :**

On applique cette méthode si le rapport des portées de deux travées successives

N'est pas compris entre 0,8 et 1,25; il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières.

On distingue deux cas :

a - cas ou la travée comprise entre deux grandes travées: (travée intermédiaire)



$$Ma_1 = (0 \sim 0,4) M_{012}$$

$$Ma_2 = 0,5 \max (M_{012} ; M_{023})$$

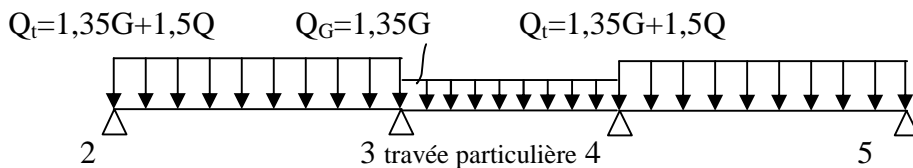
$$Ma_3 = 0,4 M_{023}$$

$$Ma_4 = 0,4 M_{045}$$

$$Ma_5 = 0,4 \max (M_{045} ; M_{056})$$

En calcul le moment minimal de la travée particulière:

Pour la recherche du moment M_{t34min} on considère le chargement suivant:



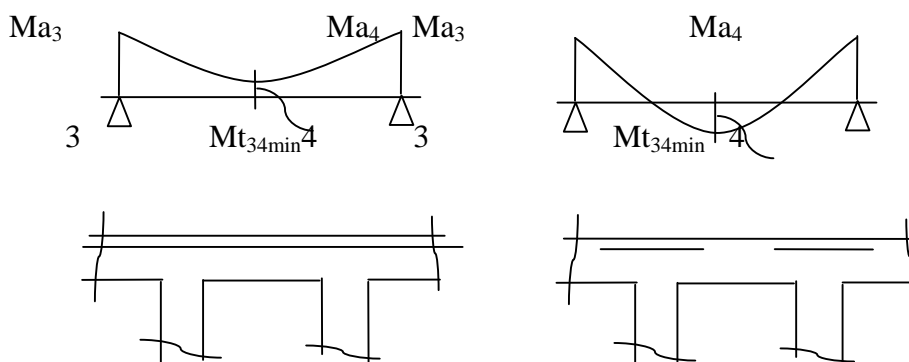
Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$M_x = Q_G \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - Ma_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - Ma_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment M_{t34min} est évalué en remplaçant x par la valeur:

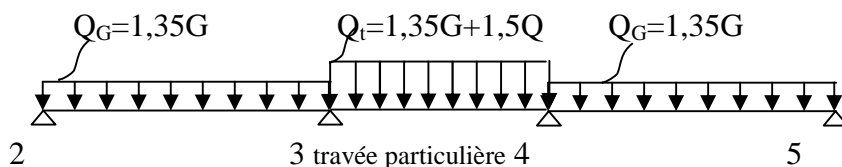
$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G \cdot L_3}$$

Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situation suivantes:



En calcul le moment maximal de la travée particulière:

Pour la recherche du moment M_{t34max} on considère le chargement suivant:



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (M_{a3} et M_{a4} en valeur absolue):

$$M(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - M'_{a3} \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - M'_{a4} \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment $M_{t_{34max}}$ est évalué en remplaçant x par la valeur:

$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{M'_{a3} - M'_{a4}}{Q_t \cdot L_3}$$

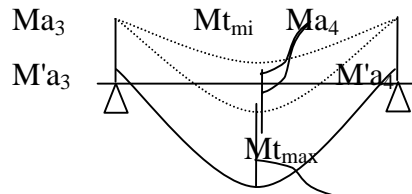
Avec: $Q_t = 1,35G + 1,5Q$

$$M'_{a3} = 0,4 \min (M_{023}, M_{034})$$

$$M'_{a4} = 0,4 \min (M_{034}, M_{045})$$

$$M_{023} = Q_G \cdot (L_2)^2 / 8, \quad M_{034} = Q_t \cdot (L_3)^2 / 8, \quad M_{045} = Q_G \cdot (L_4)^2 / 8,$$

Remarque: dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M_{034}$



b- cas ou la travée particulière est une travée de rive:

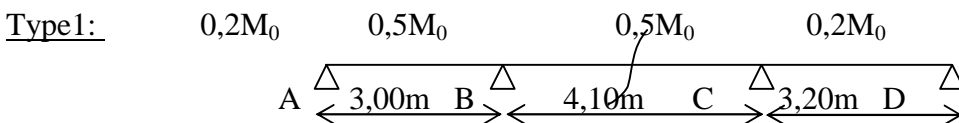
Les mêmes étapes définies précédemment sont à suivre; à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.

-plancher étage courant:

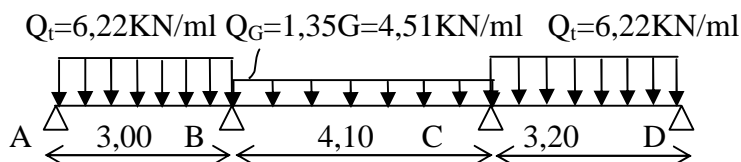
Le calcul se fait à l'E.L.U

-Exemple de calcul:

travée particulière



❖ **Calcul du moment minimal de la travée BC:**



-Moments isostatiques:

$$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22 (3,0)^2 / 8 = 7,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,51 (4,10)^2 / 8 = 9,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22 (3,20)^2 / 8 = 7,96 \text{ KN.m}$$

-Moments sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,4 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2 M_{0CD} = 1,6 \text{ KN.m}$$

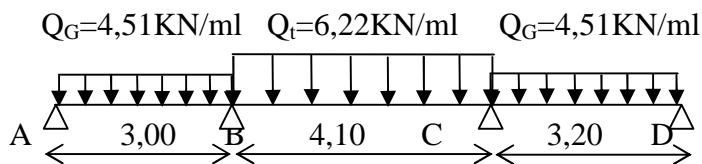
-Moment en travée particulière BC:(Mt_{min})

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q_G \cdot L} = \frac{4,10}{2} + \frac{4,74 - 4,74}{4,51 \cdot 4,10} = 2,05 \text{ m}$$

$$Mt_{\min}(x) = Q_G \cdot x \left(\frac{L-x}{2} \right) - M_B \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M_C \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\min}(x) = 4,51 \cdot 2,05 \left(\frac{4,10 - 2,05}{2} \right) - 4,74 \left(1 - \frac{2,05}{4,10} \right) - 4,74 \cdot \frac{2,05}{4,10} = 4,74 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du moment maximal de la travée BC:**



-Moments isostatiques:

$$M'_{0AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,51 (3,0)^2 / 8 = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$M'_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22 (4,10)^2 / 8 = 13,07 \text{ KN.m}$$

$$M'_{0CD} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,51 (3,20)^2 / 8 = 5,77 \text{ KN.m}$$

-Moments sur appuis:

$$M'_A = 0,2 M'_{0AB} = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$M'_B = 0,5 \min (M'_{0AB}, M'_{0BC}) = 2,53 \text{ KN.m}$$

$$M'_C = 0,5 \min (M'_{0BC}, M'_{0CD}) = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M'_D = 0,2 M'_{0CD} = 1,15 \text{ KN.m}$$

-Moment en travée particulière BC:(Mt_{max})

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M'_B - M'_C}{Q_t \cdot L} = \frac{4,10}{2} + \frac{2,53 - 2,88}{6,22 \cdot 4,10} = 2,04 \text{ m}$$

$$M_{t_{\max}}(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L-x}{2} \right) - M'_B \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M'_C \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_{t_{\max}}(x) = 6,22 \cdot 2,04 \left(\frac{4,10 - 2,04}{2} \right) - 2,53 \left(1 - \frac{2,04}{4,10} \right) - 2,88 \cdot \frac{2,04}{4,10} = 10,36 \text{ KN.m}$$

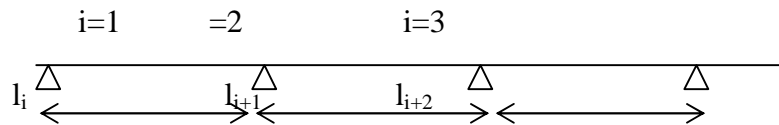
N.B : pour les autres travées, le calcul des moments se fait On utilise la méthode forfaitaire ordinaire.

-Méthode de trois moments (Méthode RDM) :

On applique cette méthode si la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée (la condition de fissuration) , dans ce cas on peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments , elle est définie par la formule suivante :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = 6S_{i-1} / l_i - 6S_{i+1} / l_{i+1}$$

Avec $S_0 = S$ xa



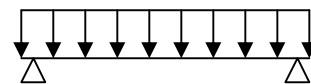
- l_i, l_{i+1} Les portées entre les appuis
- M_{i-1}, M_i, M_{i+1} Sont les moments aux appuis
- S Représente l'aire du diagramme du moment
- A La distance entre le c g de l'aire de diagramme et l'appui

Pour un diagramme parabolique, c'est-à-dire pour une poutre uniformément chargée

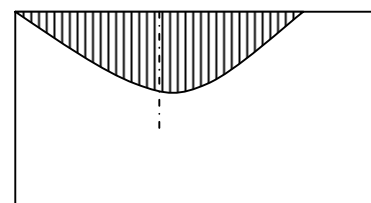
$$S = 2hl/3l_1$$

$$\Rightarrow S_0 = hl_1^2/3$$

$$a = l_1/2$$



Avec : $h = ql^2/8$



Après résoudre des équations on trouve les moments, puis on trace le diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

3-Calcul des poutrelles :

-Plancher étage courant (RDC au 09^{eme} étage)

-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Pour ce plancher on à deux types de poutrelles.

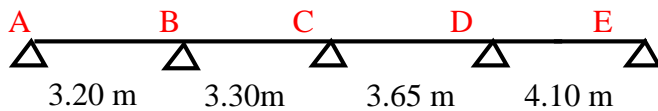
- 1- Fissuration N'est Pas Préjudiciable Vérifiée
- 2- Poutrelle A Inertie Constante Vérifiée
- 3- Charge D'exploitation : $Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{KN/M}^2)$.
 $G=5,04 \text{ KN/M}^2$ $Q=1,50 \text{ KN/M}^2$, $Q=1,50 < 2G = 10,08 \text{ KN/M}^2$ Vérifiée
- 4 - Le Rapport Des Portées Successives Est De : $0,8 \leq L_i/(L_{i+1}) \leq 1,25$ Vérifiée

Remarque : si la quatrième condition ne satisfait pas, dans ce cas en doit utilisé la méthode forfaitaire modifier.

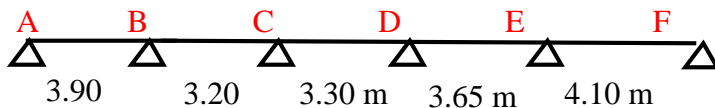
G = 5,04 x 0,65=3,28 KN/ml
 Q = 1,50 x 0,65=0,98 KN/ml

➤ **-Types des poutrelles :**

➤ **-Type: 01**



➤ **-Type: 02**



-Calcule Des Poutrelles Type 01

-Sollicitation à l'E.L.U :

E.L.U.R $q_n = (1,35G + 1,5 Q) \times 0,65 = 5,90 \text{ KN/ml}$
 E.L.S. $q_{ser} = (G + Q) 0,65 = 4,25 \text{ KN/ml}$

- $\alpha = Q/(G+Q) = 0,23$
- $(1+0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$ donc on doit tenir compte de **1,07**
- $(1,2+0,3 \alpha)/2 = 0,63$ (travée de rive)
- $(1+0,3 \alpha)/2 = 0,53$ (travée intermédiaire)

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \text{Max} \begin{cases} [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w+M_e)/2]. \\ [(1,2+0,3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \text{Max} \begin{cases} [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w+M_e)/2]. \\ [(1+0,3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

-Moment isostatique :

$M_{0i} = Q_t \cdot L^2 / 8$ avec $Q_t = 5.90 \text{ KN/m}$

$L_{AB} = 3.20\text{m}$	$M_{0AB} = 7.55$	KN.m
$L_{BC} = 3.30\text{m}$	$M_{0BC} = 8.03$	KN.m
$L_{CD} = 3.65\text{m}$	$M_{0CD} = 9.83$	KN.m
$L_{DE} = 4.10\text{m}$	$M_{0DE} = 12.40$	KN.m

- Moments sur appuis:

$M_A = 0,2M_{0AB}$	1.51	KN.m
$M_B = 0,5\text{max} (M_{0AB}, M_{0BC})$	4.02	KN.m
$M_C = 0,4\text{max} (M_{0BC}, M_{0CD})$	3.93	KN.m
$M_D = 0,4 \text{max} (M_{0CD}, M_{0DE})$	4.96	KN.m
$M_E = 0,4\text{max} (M_{0DE}, M_{0EF})$	4.96	KN.m

- Moments en travée:

➤ **Travée AB:** (travées de rive)

$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.2 M_0 + 0.5 M_0)/2$	= 5.32 KN.m	On prend $M_t = 5.32 \text{ KN.m}$.
$M_t \geq 0,63 \times M_0$	= 4.76 KN.m	

➤ **Travée BC:** (travées intermédiaires)

$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.5 M_0 + 0.4 M_0)/2$	= 4.62 KN.m	On prend $M_t = 4.62 \text{ KN.m}$.
$M_t \geq 0,53 \times M_0$	= 4.26 KN.m	

➤ **Travée CD:** (travées intermédiaires)

$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.4 M_0 + 0.4 M_0)/2$	= 6.07KN.m	On prend $M_t = 6.07\text{KN.m}$.
$M_t \geq 0,53 \times M_0$	= 5.21 KN.m	

➤ **Travée DE:** (travées intermédiaires)

$M_t \geq 1.07 M_0 - (0.4 M_0 + 0.4 M_0)/2$	= 8.31KN.m	On prend $M_t = 8.31KN.m$.
$M_t \geq 0,53 \times M_0$	= 6.57 KN.m	

L'effort tranchant:

- Travée (AB):

$T_w = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2$	= 8.66 KN
$T_e = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2$	= -10.22 KN

- Travée (BC):

$T_w = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2$	= 9.76 KN
$T_e = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2$	= -9.71 KN

- Travée (CD):

$T_w = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2$	= 10.49 KN
$T_e = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2$	= -11.05 KN

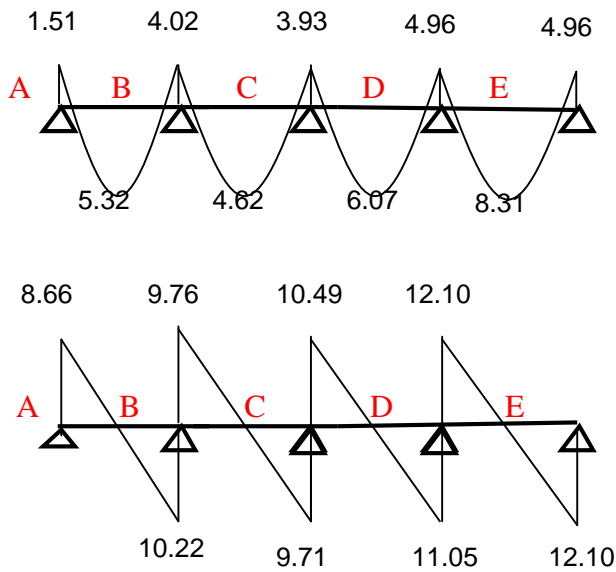
- Travée (DE):

$T_w = (M_W - M_E)/L + q_U \times L/2$	= 12.10KN
$T_e = (M_W - M_E)/L - q_U \times L/2$	= -12.10 KN

Tableau récapitulatif des résultats obtenus (poutrelles Type 01):

Pour le plancher étage les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (KN.m)

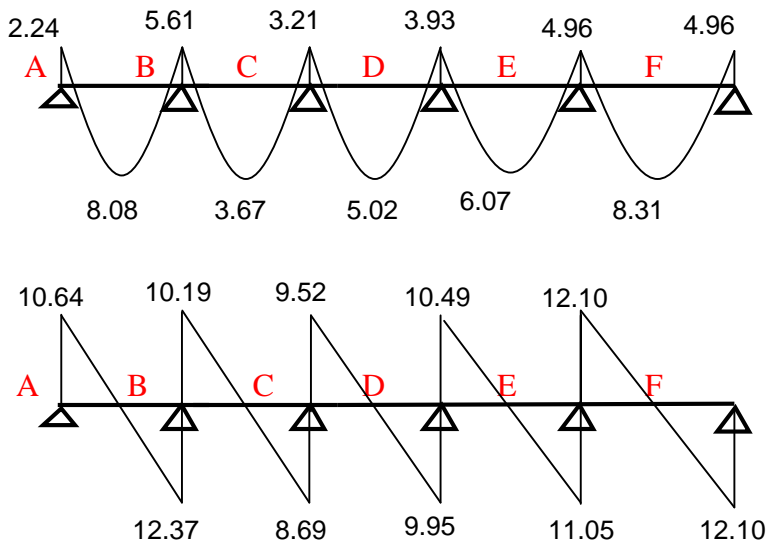
Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M_0	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_0	M_t	M_w	M_e
1	A-B	3,20	7,55	5,32	1,51	4,02	8,66	-10,22	5,44	3,83	1,09	2,89
	B-C	3,30	8,03	4,62	4,02	3,93	9,76	-9,71	5,79	3,33	2,89	2,83
	C-D	3,65	9,83	6,07	3,93	4,96	10,49	-11,05	7,08	4,37	2,83	3,57
	D-E	4,10	12,40	8,31	4,96	4,96	12,10	-12,10	8,93	5,98	3,57	3,57



Les courbes des moments et des efforts tranchants
« poutrelles Type 01 »

Tableau récapitulatif des résultats obtenus (poutrelles Type 02):

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
4	A-B	3,90	11,22	8,08	2,24	5,61	10,64	-12,37	8,08	5,82	1,62	4,04
	B-C	3,20	7,55	3,67	5,61	3,21	10,19	-8,69	5,44	2,64	4,04	2,31
	C-D	3,30	8,03	5,02	3,21	3,93	9,52	-9,95	5,79	3,62	2,31	2,83
	D-E	3,65	9,83	6,07	3,93	4,96	10,49	-11,05	7,08	4,37	2,83	3,57
	E-F	4,10	12,40	8,31	4,96	4,96	12,10	-12,10	8,93	5,98	3,57	3,57

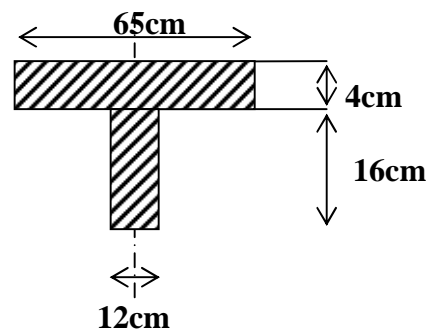


Les courbes des moments et des efforts tranchants
« poutrelles Type 02 »

04-Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU.R)

Les moments maximaux en travée compriment les fibres supérieures et tendra les fibres inférieures, et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

- Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.
- Les poutrelles sont des section en "T" dont les dimensions sont données comme suit:



-Données :

Largeur de la poutrelle $b=65\text{cm}$.

Largeur de la $b_0=12\text{cm}$.

La hauteur de la section $ht=20\text{cm}$.

la hauteur de la section $h_0=4\text{cm}$.

hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=18\text{cm}$

contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ Mpa}$

contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ Mpa}$

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.

Fissuration peu préjudiciable

-Plancher étage courant:

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:
 Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} \text{Mt max} = 8.56 \text{KN.m} \\ \text{Ma max} = 6.20 \text{KN.m} \\ \text{Tmax} = 12.82 \text{KN.m} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} \text{Mt max} = 6.17 \text{KN.m} \\ \text{Ma max} = 4.47 \text{KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

-En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcul le moment équilibre par la table « M_t »

$$M_t = B \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 \times (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{KN.m}$$

$$M_{t\max} = 8.56 \text{KN.m} < 58,95 \text{KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(B \times ht) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{\text{max}} = 8.56 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{\text{t}}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8.56 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,028 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,027 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,986$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{t}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.31 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 18 \cdot 348} = 1,38 \text{ cm}^2$$

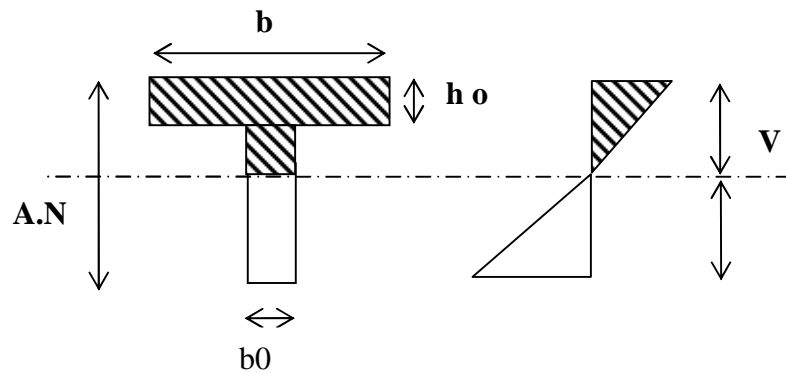
-Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\text{min}} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V'^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]}$$



$$V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 12 \cdot (20)^2 / 3 + (65 - 12) \cdot (4)^3 / 3 - [12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2$$

$$I = 15475,55 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Le choix: 2T10 = 1.57 cm².

-Sur Appuis:

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{6.20 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,112 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\mu = 0,0112 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,94$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.20 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 18 \cdot 348} = 1.053 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_s \text{ cal} = 1.053 \text{ cm}^2 > 0.8 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Le choix: 2T10 = 1.57 cm².

-Vérification des contraintes à L.E.S :

-Plancher étage courant :

Mser = 5.98 kN.m

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A' (y - c') - \eta A (d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ,$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 1.57 (d - y) = 0.$$

$$y = 3,27 \text{ cm}$$

$y = 3,27 \text{ cm}$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27)^3 + 15 \cdot 1.57 \cdot (18 - 3,27)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{6.17 \times 10^3}{5867.30} \cdot 3,27 = 3.43 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque: cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

2-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

- L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 12.82 \text{ Kn}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12.82 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,59 \text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0,59 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

(En utilise des étriers perpendiculaire à la ligne moyenne)

-Les armatures transversales At:

$$\Phi_t \leq \min(h / 35; b_0 / 10; \Phi_L) \text{ en " mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200 / 35; 120 / 10; 8) = 5,71 \approx 6 \text{mm}.$$

on adopte : $\Phi_t = 6 \text{mm}.$

-Calcul des espacements :

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{cm})$$

$$St \leq \min (16,2 ; 40 \text{cm}) \quad \left. \vphantom{St} \right\} St \leq 16,20 \text{cm}$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha = 90^\circ) \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$\tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

d'où: on calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u (h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

on calcul la distance "X":

$$T_{\max} = 12.82 \text{KN}$$

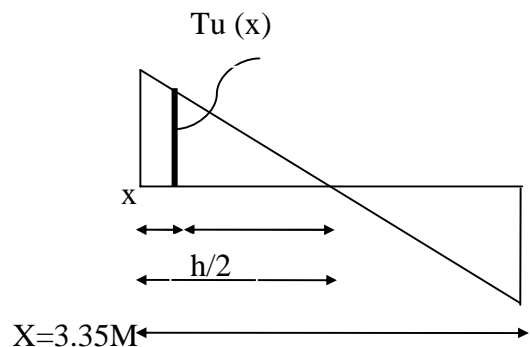
$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 4 \cdot 10 / 2 + ((6.20 - 3.21) / (5.90 \cdot 4.10)) = 2.17 \text{m}$$

$$h/2 = 0,2 / 2 = 0,1 \text{m}$$

$$X - (h/2) = 2.17 - 0.1 = 2.07 \text{m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = (12.40 \cdot 2.19) / 2.29$$



$$T_u(h/2) = 13.88 \text{ kN}$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = (13.88 \times 10^{-3}) / (0.12 \times 0.18) = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0.64 - 0.3 \cdot 1.2 \cdot 1) \cdot 12}{0.9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1.15}} = 0.00065 \text{ cm} \dots \dots (01)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0.4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0.64}{2}; 0.4 \text{ Mpa} \right) = 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{min} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 12}{235} = 0.02 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t} \right) \geq 0.020 \text{ cm}$$

En prend le max entre (1) et (2) \Rightarrow on prend **St=15 cm²**

$$2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_t \geq 0.02 \cdot 15 = 0.306 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

-Zone nodale :

$$St \leq \min(10\phi L, ; 15 \text{ cm})$$

$$St \leq 10 \text{ cm}$$

-Zone courante:

$$St \leq 15 \text{ cm}$$

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

$$\text{On adopte } \begin{cases} St = 10 \text{ cm} & \text{Zone nodale.} \\ St = 15 \text{ cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 12.82 \text{ kN}$$

$$M_a = 6.20 \text{ Kn.m}$$

$$F_u = \frac{M_a}{z} = \frac{6.20}{0.9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 38.27 \text{ KN} > T_u = 12.82 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bille d'about :

a contrainte de compression dans la bielle est:

a: la longueur d'appuis de la bielle

$$\text{On doit avoir } \sigma_b < f_{c28} / \gamma_b$$

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifiée que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 12,82 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,016 \text{ cm}$$

a = min (a' ; 0,9 d)

a = min (31cm; 16,2cm) = 16,2 > 0.016 cm.....condition vérifiée.

-Entraînement des armatures :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{user} = T / 0,9 d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{user} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T: l'effort tranchant max T=12.82KN

n : nombre des armatures longitudinaux tendus n=3

μ : périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{user} = 12,82 \times 10^3 / (0,9 \times 21,6 \times 3,14 \times 2 \times 10^2) = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{user} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{user} = 1,05 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "Ls" est la longueur d'une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s \times 2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2 \times 2,1 = 3,78 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } L_s = \phi \cdot f_e / 4 \times \tau_s$$

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1.2cm

$$L_s = 1,2 \times 400 / 4 \times 3,78 = 31,74 \text{ cm}$$

Si la longueur dépasse la largeur de la poutre nous somme obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$$

-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,049 \geq 0,0444 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,049 \geq \frac{6,17}{15 \cdot 8,98} = 0,046 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,57}{12,18} = 0,00726 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

- plancher terrasse (inaccessible):

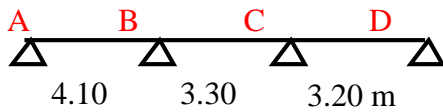
Vu que la première condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c'est à dire la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments dite méthode RDM

Chargement :

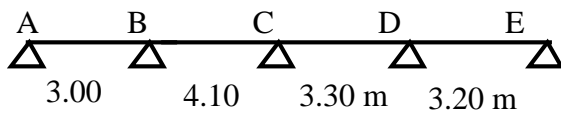
Charge permanente	$G=5,68 \times 0,65$	3,69KN/m
Charge d'exploitation	$Q=1 \times 0,65$	0,65KN/m
Combinaison de charge	$ELU: 1,35G+1,5Q$	5.95KN/m
	$ELS: G+Q$	4.34KN/m

➤ -Types des poutrelles :

➤ -Type: 01



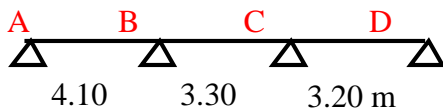
➤ -Type: 02



Le calcul se fait selon la formule:

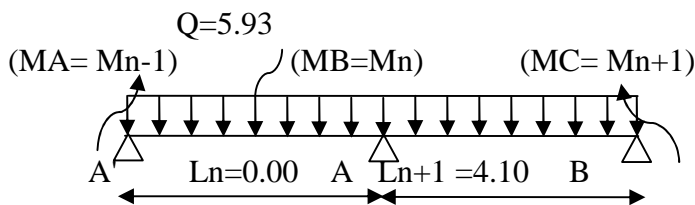
$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots\dots\dots(1)$$

➤ -Type: 01



Les appuis de rive sont des encastremets, donc on les remplace par des traves a distance nul et on nome la première travée **A'-A** et la dernière **D'-D**

En isolant deus travées adjacentes, on prend A-B et B-C



Partie **A'-A**

$Q = 1,35G+1,50Q = 5,95 \text{ Kn,m}$

$$M_o = QL^2/8 = 0,00 \text{ KN,m}$$

$$a_n = L_n/2 = 0,00 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \times L_n \times M_o = 0,00 \text{ m}^2$$

Partie A-B

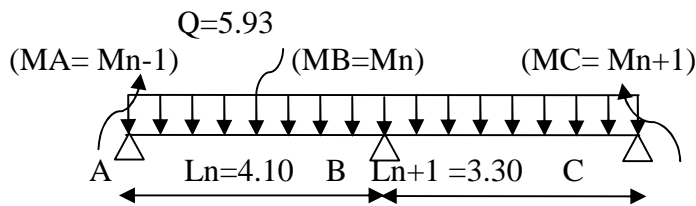
$$Q = 1,35G + 1,50Q = 5,95 \text{ Kn,m}$$

$$M_{o_{n+1}} = QL^2/8 = 12,50 \text{ KN,m}$$

$$b_{n+1} = L_{n+1}/2 = 2,05 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \times L_{n+1} \times M_{o_{n+1}} = 34,17 \text{ m}^2$$

$$8,00 \text{ MA} + 4,10 \text{ MB} + 102,52 = 0 \text{ ,,,,,,,,,, 01}$$



Partie A-B

$$M_o = QL^2/8 = 12,50 \text{ KN,m}$$

$$a_n = L_n/2 = 2,05 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \times L_n \times M_o = 34,17 \text{ m}^2$$

$$M_o = QL^2/8 = 12,50 \text{ KN,m}$$

Partie B-C

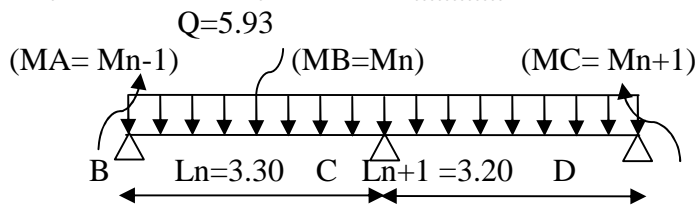
$$Q = 1,35G + 1,50Q = 5,95 \text{ Kn,m}$$

$$M_{o_{n+1}} = QL^2/8 = 8,10 \text{ KN,m}$$

$$b_{n+1} = L_{n+1}/2 = 1,65 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \times L_{n+1} \times M_{o_{n+1}} = 17,82 \text{ m}^2$$

$$14,80 \text{ MB} + 3,30 \text{ MC} + 155,45 = 0 \text{ ,,,,,,,,,, 02}$$



Partie B-C

$$Q = 1,35G + 1,50Q = 5,95 \text{ Kn,m}$$

$$M_o = QL^2/8 = 8,10 \text{ KN,m}$$

$$a_n = L_n/2 = 1,65 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \times L_n \times M_o = 17,82 \text{ m}^2$$

Partie C-D

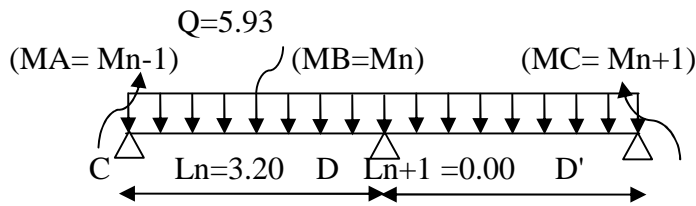
$$Q = 1,35G + 1,50Q = 5,95 \text{ Kn,m}$$

$$M_{o_{n+1}} = QL^2/8 = 7,62 \text{ KN,m}$$

$$b_{n+1} \quad L_{n+1}/2 = \quad 1,60 \text{ m}$$

$$S_{n+1} \quad 2/3 \times L_{n+1} \times M_{0_{n+1}} = \quad 16,25 \text{ m}^2$$

$$4,10 \text{ MB} + 13,00 \text{ MC} + 3,20 \text{ MD} + 102,20 = 0 \quad \dots\dots\dots 03$$



Partie C-D

$$Q = 1,35G + 1,50Q = \quad 5,95 \text{ Kn,m}$$

$$M_{0=} \quad QL^2/8 = \quad 7,62 \text{ KN,m}$$

$$a_n = L_n/2 = \quad 1,60 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \times L_n \times M_{0=} = \quad 16,25 \text{ m}^2$$

Partie D-D'

$$Q = 1,35G + 1,50Q = \quad 5,95 \text{ Kn,m}$$

$$M_{0_{n+1}} \quad QL^2/8 = \quad 0,00 \text{ KN,m}$$

$$b_{n+1} \quad L_{n+1}/2 = \quad 0,00 \text{ m}$$

$$S_{n+1} \quad 2/3 \times L_{n+1} \times M_{0_{n+1}} = \quad 0,00 \text{ m}^2$$

$$3,30 \text{ MC} + 6,40 \text{ MD} + 48,58 = 0 \quad \dots\dots\dots 04$$

Après résolution des quarts équations

$$M_{A=} \quad -8,96 \text{ KN m}$$

$$M_{B=} \quad -6,94 \text{ KN m}$$

$$M_{C=} \quad -4,83 \text{ KN m}$$

$$M_{D=} \quad -5,17 \text{ KN m}$$

Les moments en travées

$$M_t^{AB} = (M_A + M_B/2) + M_{0=} \quad 4,55 \quad \text{KN m}$$

$$M_t^{BC} = (M_B + M_C/2) + M_{0=} \quad 2,21 \quad \text{KN m}$$

$$M_t^{CD} = (M_C + M_D/2) + M_{0=} \quad 2,62 \quad \text{KN m}$$

Les efforts tranchants

Travée AB

$$T_w = (M_A - M_B/L) + QL/2 = \quad 11,70 \text{ KN m}$$

$$T_e = (M_A - M_B/L) - QL/2 = \quad -10,31 \text{ KN m}$$

Travée BC

$$T_w = (M_A - M_B/L) + QL/2 = \quad 9,18 \text{ KN m}$$

$$T_e = (M_A - M_B/L) - QL/2 = \quad -10,16 \text{ KN m}$$

Travée CD

$$T_w = (M_A - M_B / L) + QL/2 = 9,63 \text{ KN m}$$

$$T_e = (M_A - M_B / L) - QL/2 = 0,11 \text{ KN m}$$

➤ -Type: 01

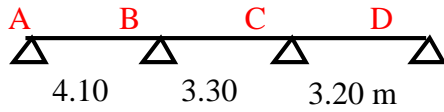
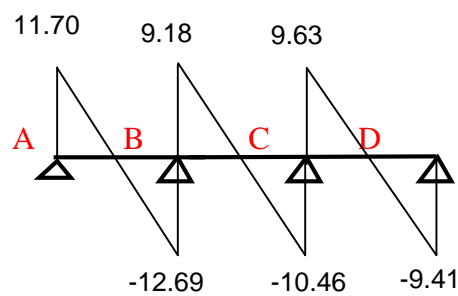
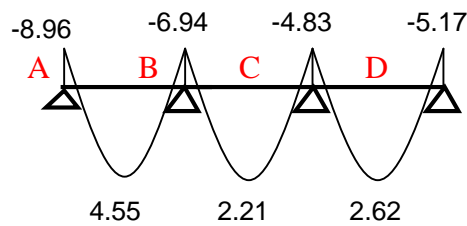


Tableau - récapitulatif des résultats obtenus « poutrelles Type 01 »

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
1	A-B	4,10	12,50	4,55	-8,96	-6,94	11,70	-12,69	9,12	3,30	-6,56	-5,08
	B-C	3,30	8,10	2,21	-6,94	-4,83	9,18	-10,46	5,91	1,60	-5,08	-3,53
	C-D	3,20	7,62	2,62	-4,83	-5,17	9,63	-9,41	5,56	1,90	-3,53	-3,78



Les courbes des moments et des efforts tranchants
 « poutrelles Type 01 »

les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S): unité (KN.m)

➤ -Type: 02

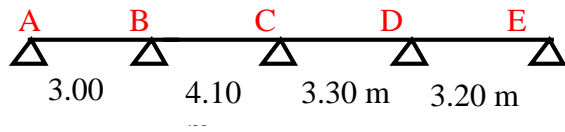
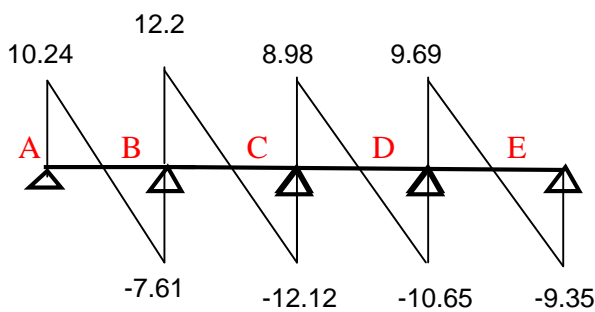
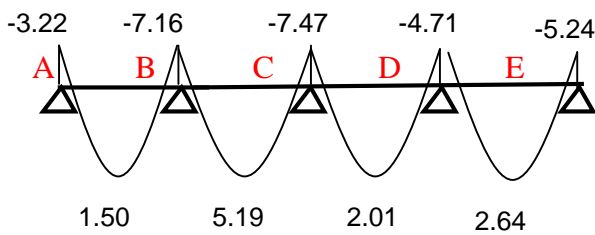


Tableau - récapitulatif des résultats obtenus « poutrelles Type 02 »

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
2	A-B	3.00	6.69	1.50	-3.22	-7.16	10.24	-7.61	4.88	1.10	-2.35	-5.22
	B-C	4.10	12.50	5.19	-7.16	-7.47	12.27	-12.12	9.12	3.78	-5.22	-5.45
	C-D	3.30	8.10	2.01	-7.47	-4.71	8.98	-10.65	5.91	1.47	-5.45	-3.43
	D-E	3.20	7.62	2.64	-4.71	-5.24	9.69	-9.35	5.56	1.93	-3.43	-3.82



Les courbes des moments et des efforts tranchants
« poutrelles Type 02 »

-Plancher terrasse inaccessible

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt \text{ max} = 5.19 \text{ KN.m} \\ \text{E.L.U} \quad Ma \text{ max} = 9.13 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 12.80 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \quad \left\{ \begin{array}{l} Mt \text{ emax} = 3.78 \text{ KN.m} \\ Ma \text{ max} = 6.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On calcule le moment équilibre par la table « Mt »
 $Mt = bh_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$
 $Mt_{\text{max}} = 5.19 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht) = (65 x20) cm² soumise à **Mtmax=5.19KN.m**

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5.19 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,0173 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0173 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,991$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.9410^3}{0,990 \cdot 18 \cdot 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

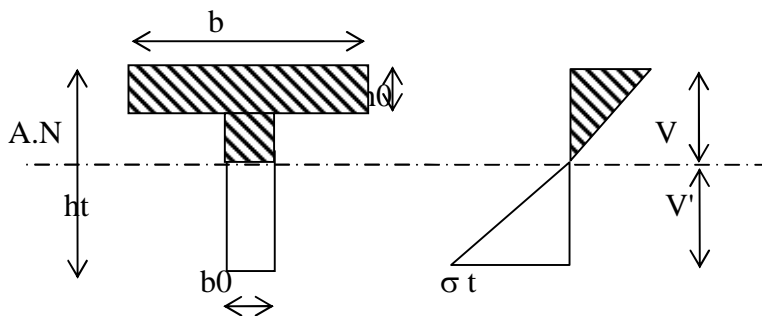
Condition de non fragilité (section en T_é):

$$A_{\text{min}} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{r28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V'^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]}$$



$$V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 12 \cdot (20)^2 / 3 + (65 - 12) \cdot (4)^3 / 3 - [12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2$$

$$I = 15475,55 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 0,83 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,36 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Le choix: 2T10 = 1.57 cm².

sur appuis:

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension
(b0 xh)=(12x20)cm²

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b_0} = \frac{9.13.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,165 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,2144 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,909$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.13.10^3}{0,909.18.348} = 1.603 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T_é):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81.20.6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{cm}^2$$

Donc: A_{scal}=1.603cm²> A_{min}=0,80 cm²condition vérifiée.

Le choix: 2T10 =1.57 cm².

II.3-Vérification des contraintes à L.E.S :

M_{ser}=3.78KN.m

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

b = 65cm ; η = 15 ; A' = 0 , A=1.57cm².

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 1,57 \cdot (d - y) = 0$$

$$32,5 \cdot y^2 + 23,5y - 423,9 = 0 \quad y = 3,27 \text{ cm}$$

y=3,27cm < 4cm ⇒ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27)^3 + 15 \cdot 2,26 \cdot (18 - 3,27)^2 = .5867,30 \text{cm}^4$$

-Calcul des contraintes :**1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{3.78.10^3}{5867,3} \cdot 3,27 = 2.10 \text{MPa}$$

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

σ_{bc} = 2.10MPa < σ̄_{bc} = 15MPa.....condition vérifiée.

2 Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

Fissuration préjudiciable

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm; \eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{Mser}{I} (d - y_1) = 15 \frac{3780}{5867,3} (18 - 3,27) = 142,34MPa$$

$$\sigma_{st} = 142,34MPa < \bar{\sigma}_{st} = 202MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal Tmax=14.55 KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12.80 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,59MPa$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = 0,59$$

$$MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

(en utilise des étrier perpendiculaire à la ligne moyenne)

Les armatures transversales At

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en " mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 8) = 5,71 \approx 6mm.$$

$$\text{on adopte: } \Phi_t = 6mm.$$

-Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40cm) \\ St \leq \min(16,2; 40cm) \end{array} \right\} St \leq 16,20cm$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa}; \delta_s = 1,15$$

$$\tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

d'où:

on calcul la valeur de l'effort tranchant Tu(h/2) par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u (h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

on calcule la distance "X":

$$T_{max}=12.80$$

$T_u(h/2)?$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q.L}$$

$$X=(4..10/2)+(6.66-9.13)/5,95.4.10=1.95m$$

$$h/2=0,2/2=0,1m$$

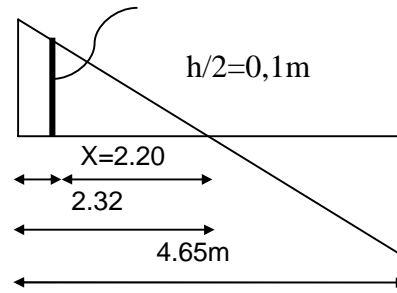
Donc: $T_u(h/2)=(12.80x(1.95-0.1))/1.95=13.80$ KN

$$T_u(h/2)= 13.80$$
 KN

D'où: $\tau_u(h/2)= (13.80.10^{-3})/(0,12.0,18)=0,63$ MPa

$$\tau_u (h/2)= 0,63MPa$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,63-0,3.1.2,1).12}{0,9.1. \frac{235}{1,15}} = 0,00065cm.....(1)$$



Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 Mpa \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,63}{2}; 0,4 Mpa \right) = 0,4 Mpa$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 cm.....(2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \dots\dots\dots \left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,020cm$

On prend **St=15 cm**

$$\Rightarrow A_t \geq 0,02.15 = 0,306 cm^2 \Rightarrow 2\phi 6 = 0,56 cm^2/ml$$

St=15 cm

-Zone nodale :

$$St \leq \min (10\Phi L,; 15cm)$$

$$St \leq 10cm$$

-Zone courante:

$$St \leq 15cm$$

$$St=15cm$$

On adopte $\left\{ \begin{array}{l} St=10cm \quad \text{Zone nodale.} \\ St= 15cm \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :.

$$T_u = 12.80KN$$

$$M_a = 9.13 KN.m$$

$$F_u = \frac{M_a}{z} = \frac{9.13}{0,9.18.10^{-2}} = 56.35KN > T_u = 12.80KN$$

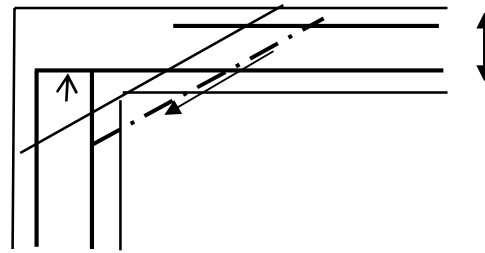
Les armatures longitudinal inférieur ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bille d'about :

-La contrainte de compression dans la bielle est

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T \cdot \sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$



D'où a'
 a: la longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 12.80 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,016m = 1,60cm$$

$a = \min(a'; 0,9d)$

$a = \min(31cm; 16,2cm) = 16,2 > 1,60cm \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u,ser} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u,ser} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T: l'effort tranchant max $T = 12.80kN$

n : nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 2$

μ : périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{u,ser} = 12.80 \times 10^3 / (0,9 \times 21,6 \times 3,14 \times 2 \times 10^2) = 1,048 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u,ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u,ser} = 1,048 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

-Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "Ls" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5) \times 2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi \cdot f_e / 4\tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1cm

$$L_s = 1 \times 400 / 4 \times 2,835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

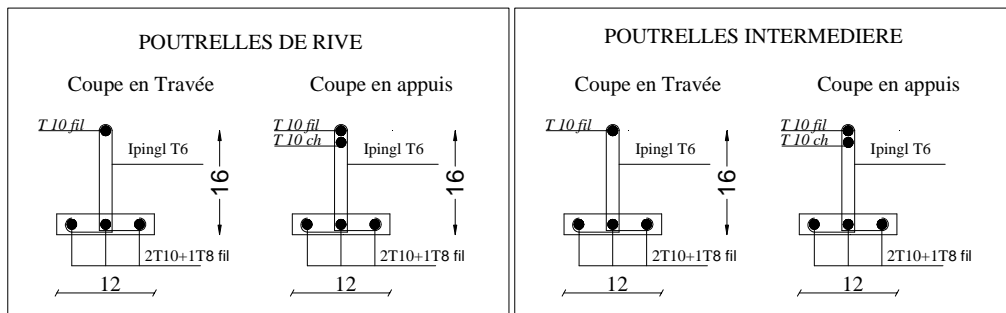
$$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,048 > 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,048 > \frac{3.78}{15.3.78} = 0,024 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,57}{12.18} = 0,00727 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Figure : Ferrailage des poutrelles
 PLANCHER TERRASSE
 PLANCHER ETAGE COURANT
 PLANCHER R.D.C

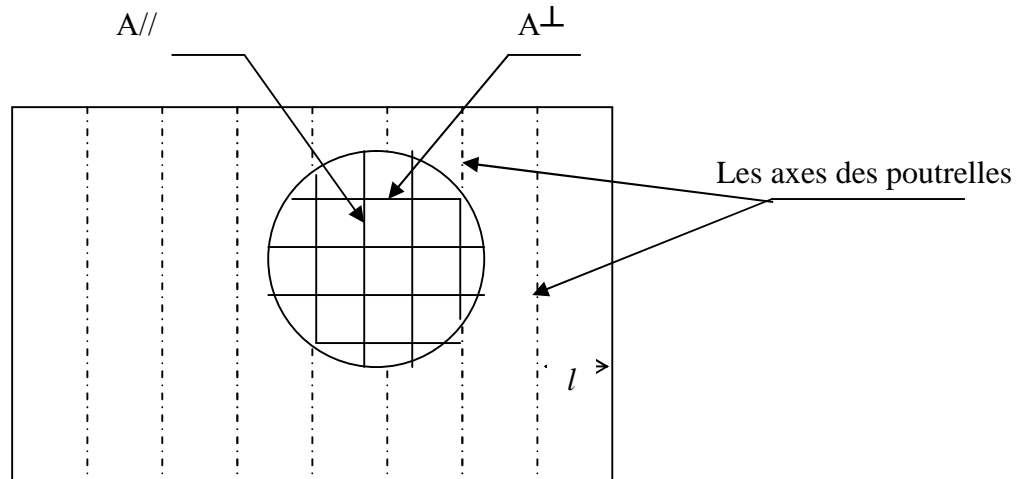


dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5 mailles par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (3 mailles par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.



Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A^{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } L \leq 50\text{cm}$$

$$A^{\perp} \geq 4xL/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A// \geq A^{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 215 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A^{\perp} \geq 4x65/215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A^{\perp} = 5\phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A// \geq 2,51/2 = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A// = 5\phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On prend un quadrillage de section $5\phi 8$ avec un espacement de 20 cm

- Etude de la poutre noyée:**-Introduction :**

Poutre noyée est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités.

- Pré dimensionnement :**Selon le B.A.E.L 91**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad L: \text{ la portée de la poutre noyée.}$$

$$0,3.d < b < 0,4d$$

$$360/15 \leq h_t \leq 360/10$$

$$24 \leq h_t \leq 36 \text{ cm}$$

On prend: $b = 25 \text{ cm}$ et $h_t = 30 \text{ cm}$

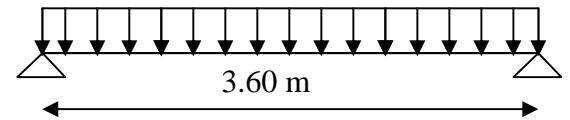


Figure : poutre noyée semi encastrée sur les deux extrémités

- Vérifications des conditions du R.P.A. 99 « révisées en 2003 »:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 30 = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- Descente des charges :

La charge permanente G :	3,22 KNN/m
La réaction de la dalle sur la poutre noyée	14,63 KN/m (charge majorée)
La charge d'exploitation Q :	2,5 KN/m

$$qu = (1,35 \times 3,22) + 14,63 + (1,5 \times 2,5) = \mathbf{22,72 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = qu.L^2/8 = \mathbf{23,88 \text{ KN.m}}$$

- Ferrailages :**- En travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 = 20,30 \text{ KN.m ; } d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,078$$

$$A_s = \mathbf{2,23 \text{ cm}^2}.$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b.d.ft_{28}/f_e = 0,23.25.27.2,1/400 = 0,90 \text{ cm}^2.$$

$$A_{cal} = 2,23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,90 \text{ cm}^2.$$

Donc On adopte $A_t = 2,26 \text{ cm}^2/\text{mL}$ Soit 2T12/mL.

- En appuis :

$$M_a = 0,4 M_0 = 9,55 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,0030 ;$$

$$A_a = 1,03 \text{ cm}^2.$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b.d.ft_{28}/f_e = 0,23.25.27.2,1/400 = 0,90 \text{ cm}^2.$$

$$A_{cal} = 1,03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,90 \text{ cm}^2.$$

Donc On adopte $A_a = 2,26 \text{ cm}^2/\text{mL}$ Soit 2T12/mL

-Vérifications :

-Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$Q_{ser} = 3,22 + 14,63 + 2,5 = 20,35 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{Q l^2}{8} = 21,39 \text{ KN.m}$$

En travée:

$$M_{t.ser} = 0,85 \cdot 21,39 = 18,18 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

$$A_s = 2,26; \quad d = 27 \text{ cm}$$

$$\frac{b y^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0$$

$$15 y^2 + 33,90 y - 915,30 = 0 \Rightarrow y = 6,76 \text{ cm}$$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 31289,64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{18,18 \times 10^3}{31289,64} \times 6,76 = 3,92 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,92 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées en travée à l'E.L.U conviennent

En Appuis

$$M_a = 0,4 \cdot 21,39 = 8,55 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 6,76 \text{ cm}$$

$$I = 31289,64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,55 \times 10^3}{31289,64} \times 6,76 = 1,84 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,84 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T = \frac{Q \cdot L}{2} = 29,50 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{29,50 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,36 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 5 \text{Mpa}\} = 3,25 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,36 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n ya pas risque de cisaillement

-Armatures transversales: At:

-Diamètre des armatures At:

$$\leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_L\right\} = \min\{0,86, 2,5, 10\}$$

On prend $\varnothing_t = 6 \text{mm}$

-Espacement St:

$$st \leq \min\{0,9d, 40 \text{cm}\} = \min\{24, 3,40\} \text{cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale} = 10 \text{cm} \quad st \leq \min\{15 \text{cm}, 10 \varnothing_L\}$$

$$\text{Zone courante} = 15 \text{cm} \quad st \leq 15 \varnothing_L$$

-Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{MPa}\right\} = \max\{0,18; 0,4\} = 0,4 \text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 25}{235} = 0,042 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Section des armatures transversales:

$$\frac{A_T \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,36 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 25 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = 0,0014 \text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max de (1)

$$A_t \geq 0,042 \cdot S_t$$

$$\text{on prend : } S_t = 15 \text{cm}$$

$$A_t \geq 0,63 \text{cm}^2$$

-Ancrage des armatures tendues:

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à

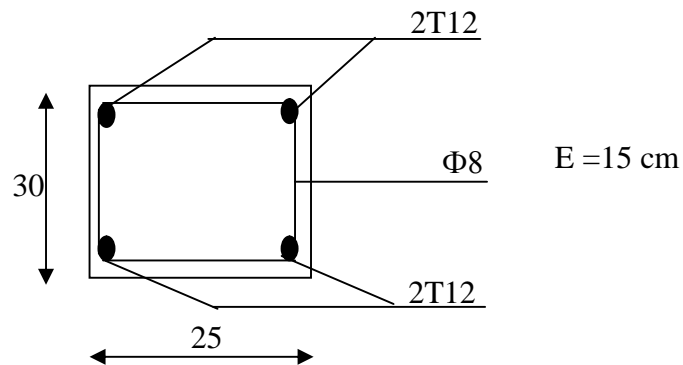
$$r=5, \quad \emptyset=6,6\text{cm}$$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\emptyset}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,6 + 6,6) = 16,8\text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \times 6,6 - 16,8}{1,87} = 5,92\text{cm}$$

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$30/360=0,08 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0,08 > 0,085$	Condition Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2f_e$	$2,26/25.27=0,0033 < 0,0105$	Condition Vérifiée



-Schéma de ferrailage de la poutre noyée

CHAPITRE IV

LES ELEMENTS NON

STRUCTURAUX

III.1.ETUDE DE L'ACROTÈRE :

.Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme un paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante.

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

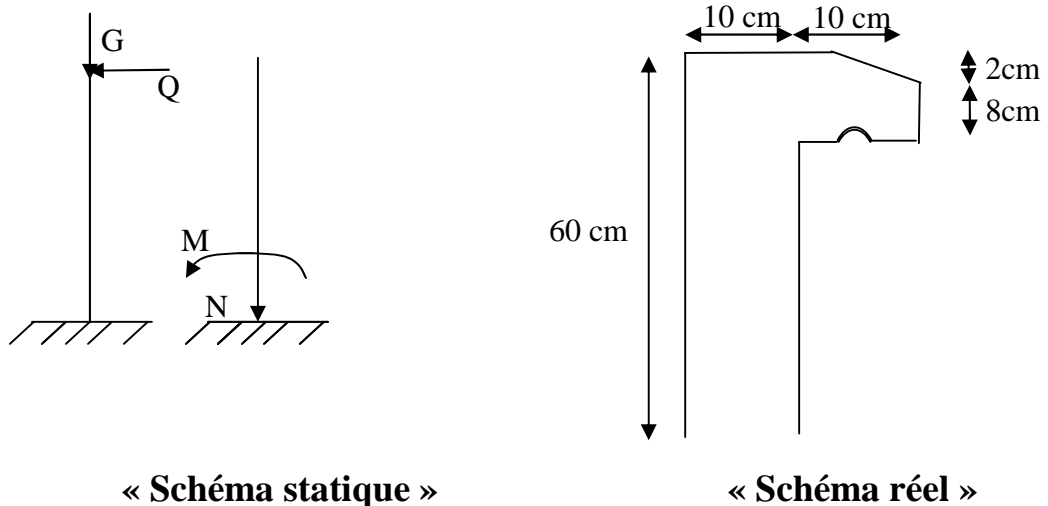
L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

2-Dimensions :

La hauteur $h = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)



- Calcul des sollicitations :

- poids propre :

$$S = \left[\frac{0,02 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) \right] = 0,0690 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0690 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,725 \text{ KN/ml}$$

- Surcharges :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1,00 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,725 = 2,329 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

-Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend $C = C' = 2\text{cm}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,329} = 0,39\text{m} \quad \text{L'excentricité:}$$

$$ep/2 = 0,10/2 = 0,05\text{m} < 0,39\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures

- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,329 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,98\text{KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,329 - 0,98 = -0,82\text{KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,80\text{KN.m}$$

$$-0,82\text{KN.m} < 24,80\text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h = (100 \times 10)\text{cm}^2$

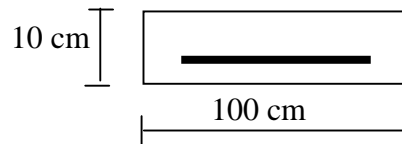
.Ferrailage de l'acrotère:

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

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

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

$$d = 0,9 \times 10 = 9\text{ cm}$$

**- Calcul du ferrailage E. L. U. R :**

$$M_u = 0,98\text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,98 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,00854$$

- vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 + 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec: } 1000 \epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 * 0,668 (1 - 0,4 * 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,00854 \Rightarrow \beta = 0,996$$

on calcul:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,98 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,314\text{cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,314 - \frac{2,329 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,247\text{cm}^2$$

-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 1,7125 / 0,6 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \text{ ht} = 9 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{\min}) = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4HT6 p.m; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,2825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 4HT 6p.m

-Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,725(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65550 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

a-Ditérmination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{655,5}{1064,68} \times 1,59 = 0,978 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,978 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

b-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 10 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}; \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{655,50}{1064,68} (9 - 1,59) = 68,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 68,43 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification du ferrailage vis-à-vis du séisme:

D'après le R.P.A 99 (Révisées en 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \dots \dots \dots (1)$$

RPA 99 (Article 6.2.3)

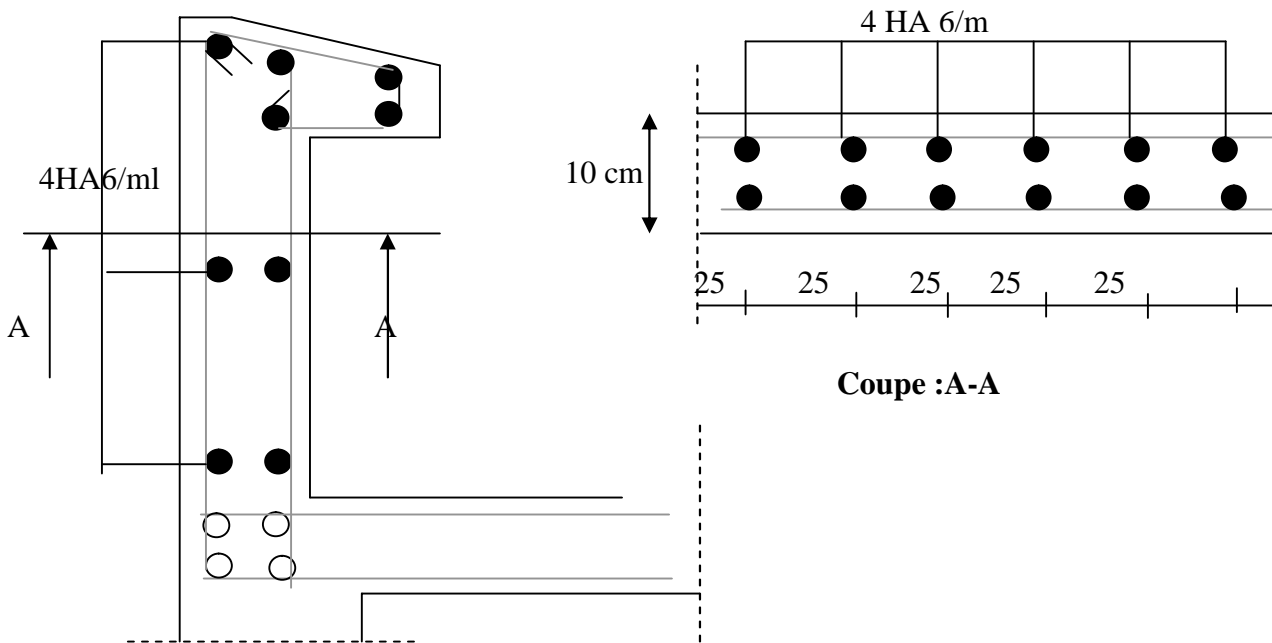
A	coefficient d'accélération de zone A = 0,15
Cp	facteur de force horizontale Cp=0,8
Wp	poids propre de l'acrotère Wp = 1,725 KN
Fp	force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,7125 \cdot 0,8 = 0,822 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

Figure : Croquis de ferrailage (Acrotère Terrasse inaccessible)



Balcon:

Introduction:

Le balcon est une plate forme en saillie sur la façade d'un bâtiment et qui communique avec les appartements.

On a 02 types des balcons :

Type A: balcon se forme de console.

Type B :

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

Résistance à la flexion

Isolation acoustique $e \geq 12cm$

Sécurité en matière d'incendie $e = 11cm$ pour 2 heurs de coup feu

Donc on adopte $e = 12cm$

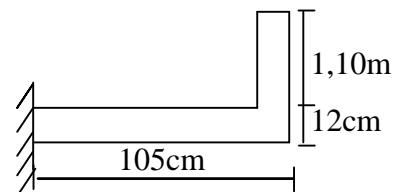
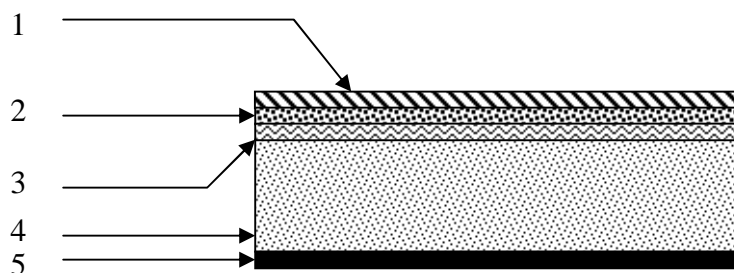


Schéma du balcon " Type A "



-Decent des charges :

a- Charge permanente :

- poids propre de la dalle0,12.25 = 3,00KN/m2.
- revêtement de carrelage (2cm).....0,02.20 = 0,40KN/m2.
- mortier de pose (2cm).....0,02.20 = 0,40KN/m2.
- lit de sable (2cm).....0,02.13 = 0,26KN/m2.
- enduit en ciment (2cm).....0,015.18= 0,27KN/m2.
- poids propre:G=4,33KN/m2.

b- Charge d'exploitation :

-sur charge : Q=3,50KN/m2.

$q_u = 1,35.G+1,5.Q = 11,10KN/m^2$.

Charge par mL $q_u = 11,10KN/M.1m=11,10KN/m$.

$q_{ser} = G+Q = 7,83KN/m^2$

Charge par mL $q_{ser} = 7,83.1m = 7,83KN/m$.

c- Charge concentrée:

$P1 = \delta \times b \times h \times 1m = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1m = 1,43 KN$.

$P_u = 1,35.1,43 = 1,93.KN$

$P_{ser} = 1,43kN$

- Calcul du moment maximale et effort tranchant:

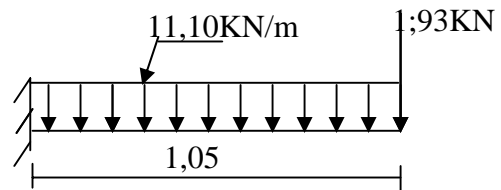
$T_{max} = q.L+P=13,58KN$

$M_{max} = -q_u \cdot \frac{L^2}{2} - P_u \cdot L$

$M_{max} = -11,10 \cdot \frac{(1,05)^2}{2} - 1,93 \cdot 1,05$

$M_{max} = -8,15KN.m$

$d = 0,9.h = 0,9.12 = 10,8cm$.



Ferrillage

$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{8150}{100.(10,8)^2.14,17} = 0,049 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$.

$\alpha = 1,202(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}) = 0,0628$

$\beta = 0,974$

$A_u = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{8150}{0,974.10,8.348} = 2,22cm^2 / mL$.

-Condition non fragilité:

$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_c = 1,30cm^2$.

$A_{cal} = 2,22cm^2 > A_{min} = 1,30cm^2$.

$A_{adopte} = 3,93cm^2/mL$ soit **5T10/mL**

L'espacement St = 20cm < min (3h, 33cm) = 33cm.....condition vérifiée.

-Armatures de répartition:

$$A_r = A_p/4 = 0,98\text{cm}^2 ; A_r = 1,51\text{cm}^2/\text{mL} \text{ soit } \boxed{3\text{T8}/\text{mL}}$$

St = 33cm < min (4h, 45cm) = 45cm.....condition vérifiée.

-Les vérifications :**a-Vérifications des contraintes à L'E.L.S :**

$$M_{\text{ser}} = (-q_{\text{ser}}.L^2/2) - (P_{\text{ser}}.L) = [-7,83. (1,05)^2/2] - 1,43(1,05)$$

$$M_{\text{ser}} = -5,81 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 . f_{c28} = 15 \text{ Mpa} ; d = 10,8 \text{ cm} ; A_u = 3,93 \text{ cm}^2 .$$

-Détermination de y_1 (position de l'axe neutre):

$$(b.y_1^2)/2 - 15A (d-y_1) = 0$$

$$Y_1 = 3,03\text{cm}.$$

-Détermination de moment d'inertie :

$$I = b.y_1^3/3 + 15.A (d-y_1)^2$$

$$I = 100.(3,03)^3/3 + 15.3,93(10,8-3,03)^2$$

$$I = 4486,25\text{cm}^4$$

-Détermination de $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = (M_{\text{ser}}/I).y_1 = 242295,9.10^{-5} . 3,03 = 7,34 \text{ Mpa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 7,34 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}.....condition vérifiée.$$

Les armateurs calculés à L' E.L.U. conviennent.

b- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\text{max}} = 13,58 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = T_{\text{max}} / b.d = 13,58/100.10,8 = 0,125\text{Mpa}.$$

$$1-\tau_{\text{limite}} = \min(0,1. f_{c28}, 4\text{Mpa}) = 2,5 > \tau_u = 0,15 \text{ Mpa}.....condition vérifiée.$$

$$0,125 < 2,5\text{Mpa}.....condition vérifiée$$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage , Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{13,58 \times 10^3}{0,9 \times 10,8 \times 18,84 \times 10^2} = 0,7415\text{Mpa}$$

n = 6 : nombre.d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14\text{cm} : \text{périmetre d'armatures tendues}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,7415\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa}.....condition vérifiée$$

-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6\text{mm}; \eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{5,81 \times 10^3}{4486,25} (10,8 - 3,30) = 150,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 150,94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

C- Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console la flèche F est :

$$F_1 = \frac{q_u \cdot L^4}{8EI} : \text{Pour une charge uniformément répartie}$$

$$F_2 = \frac{p_u \cdot L^3}{3EI} : \text{Pour une charge concentrée.}$$

Donc : $F = F_1 + F_2$.

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(100 \cdot 12 \cdot 6) + (15 \cdot 3,93 \cdot 10,8)}{(100 \cdot 12) + (15 \cdot 3,93)}$$

$$y_G = 6,22 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \cdot (6,22)^3}{3} + \frac{100 \cdot (12 - 6,22)^3}{3} + 15 \cdot 3,93 \cdot (10,8 - 6,22)^2$$

$$I = 15694,64 \text{ cm}^4$$

$$F_1 = \frac{q_u \cdot L^4}{8EI} = \frac{11,10 \cdot 1,05^4}{8EI}$$

$$F_2 = \frac{p_u \cdot L^3}{3EI} = \frac{1,93 \cdot 1,05^3}{3EI}$$

$$F = \left[\frac{(11,10 \cdot 1,05)}{8} + \frac{(1,93)}{3} \right] \cdot \left[\frac{(1,05)^3 \cdot 10^2}{32164,2 \cdot 15937,28 \cdot 10^{-5}} \right]$$

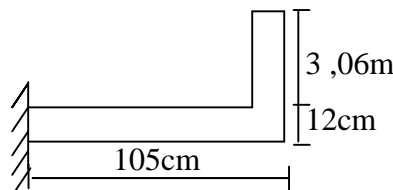
$$F = 0,048 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/250 = 105/250$$

$$F_{adm} = 0,42 \text{ cm}$$

Donc : $F = 0,048 \text{ cm} < F_{adm} = 0,42 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- Schéma du balcon " Type B"



-Decent des charges :

a- Charge permanente :

- poids propre de la dalle0,12.25 = 3,00KN/m².
 - revêtement de carrelage (2cm).....0,02.20 = 0,40KN/m².
 - mortier de pose (2cm).....0,02.20 = 0,40KN/m².
 - lit de sable (2cm).....0,02.13 = 0,26KN/m².
 - enduit en ciment (2cm).....0,015.18= 0,27KN/m².
 - enduit en plâtre (2cm)..... =0,20 KN/m²
- poids propre: **G=4,53KN/m².**

b- Charge d'exploitation :

-sur charge : Q=3,50KN/m².

$$q_u = 1,35.G+1,5.Q = 11,36KN/m^2.$$

$$\text{Charge par mL } q_u = 11,36KN/M.1m=11,36KN/m.$$

$$q_{ser} = G+Q = 8,03KN/m^2$$

$$\text{Charge par mL } q_{ser} = 8,03.1m = 8,03KN/m.$$

c- Charge concentrée:

$$P1 = 2,88 \times 1m = 2,88 \text{ KN.}$$

$$P_u = 1,35.2,88 = 3,88.KN$$

$$P_{ser} = 2,88KN.$$

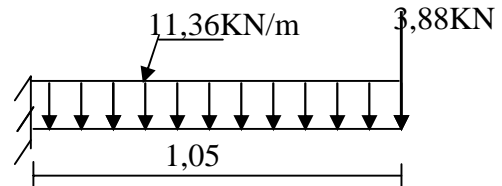
- Calcul du moment maximale et effort tranchant:

$$T_{max} = q.L+P=13,58KN$$

$$M_{max} = -q_u \cdot \frac{L^2}{2} - P_u \cdot L$$

$$M_{max} = -11,36 \cdot \frac{(1,05)^2}{2} - 3,88 \cdot 1,05$$

$$M_{max} = -10,33KN.m$$



$$d = 0,9.h = 0,9.12 = 10,8cm.$$

-Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{10330}{100.(10,8)^2.14,17} = 0,062 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,202(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}) = 0,0800$$

$$\beta = 0,967$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{10330}{0,967.10.8.348} = 2,84cm^2 / mL.$$

-Condition non fragilité:

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_c = 1,30cm^2.$$

$$A_{cal} = 2,8cm^2 > A_{min} = 1,30cm^2.$$

$$A_{adopte} = 3,93cm^2/mL \text{ soit } \boxed{5T10/mL}$$

L'espacement $St = 20cm < \min(3h, 33cm) = 33cm.....condition vérifiée.$

-Armatures de répartition:

$$A_r = A_p/4 = 0,98\text{cm}^2 ; A_r = 1,51\text{cm}^2/\text{mL soit } \boxed{3\text{T8}/\text{mL}}$$

$St = 33\text{cm} < \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

-Les vérifications :**a-Vérifications des contraintes à L'E.L.S :**

$$M_{ser} = (-q_{ser}.L^2/2) - (P_{ser}.L) = [-8,03. (1,05)^2/2] - 2,88.1; 0)$$

$$M_{ser} = -7,45 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 . f_{c28} = 15 \text{ Mpa} ; d = 10,8 \text{ cm} ; A_u = 3,93 \text{ cm}^2 .$$

-Détermination de y_1 (position de l'axe neutre):

$$(b.y_1^2)/2 - 15A (d-y_1) = 0$$

$$Y_1 = 3,03\text{cm.}$$

-Détermination de moment d'inertie :

$$I = b.y_1^3/3 + 15.A (d-y_1)^2$$

$$I = 100.(3,03)^3/3 + 15.3,93(10,8-3,03)^2$$

$$I = 4486,25\text{cm}^4$$

--Détermination de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I).y_1 = 5,03\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,03\text{MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures calculés à L' E.L.U. conviennent.

b- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = 15,80\text{KN}$$

$$\tau_u = T_{max} / b.d = 15,8/100.10,8 = 0,146\text{Mpa.}$$

$$1-\tau_{limite} = \min(0,1. f_{c28}, 4\text{Mpa}) = 2,5 > 0,14\text{Mpa}$$

$$0,146 < 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage,

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15,80 \times 10^3}{0,9 \times 10,8 \times 18,84 \times 10^2} = 0,8627\text{Mpa}$$

$n = 6$: nombre.d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14\text{cm} : \text{périmetre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,8627\text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console la flèche F est :

$$F_1 = \frac{q_u . L^4}{8EI} : \text{Pour une charge uniformément répartie}$$

$$F_2 = \frac{p_u \cdot L^3}{3EI} : \text{Pour une charge concentrée.}$$

Donc : $F = F_1 + F_2$.

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(100 \cdot 12 \cdot 6) + (15 \cdot 3,93 \cdot 10,8)}{(100 \cdot 12) + (15 \cdot 3,93)}$$

$$y_G = 6,22 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \cdot (6,22)^3}{3} + \frac{100 \cdot (12 - 6,22)^3}{3} + 15 \cdot 3,93 \cdot (10,8 - 6,22)^2$$

$$I = 15694,64 \text{ cm}^4$$

$$F_1 = \frac{q_u \cdot L^4}{8EI} = \frac{11,36 \cdot 1,05^4}{8EI}$$

$$F_2 = \frac{p_u \cdot L^3}{3EI} = \frac{3,88 \cdot 1,05^3}{3EI}$$

$$F = \left[\frac{(11,10 \cdot 1,05)}{8} + \frac{(1,93)}{3} \right] \cdot \left[\frac{(1,05)^3 \cdot 10^2}{32164,2 \cdot 15937,28 \cdot 10^{-5}} \right]$$

$$F = 0,059 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/250 = 105/250$$

$$F_{adm} = 0,42 \text{ cm}$$

Donc : $F = 0,05 \text{ cm} < F_{adm} = 0,42 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Escalier :

Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

1-Therminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

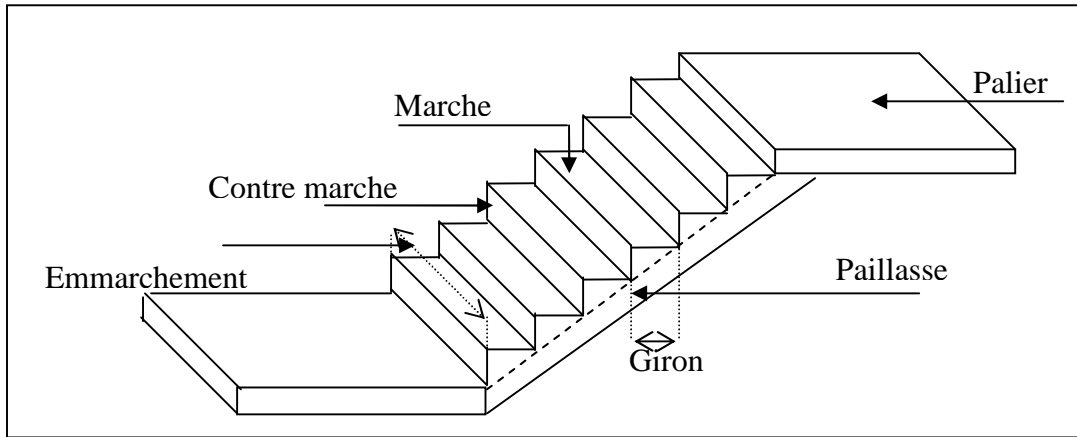


Figure : schéma d'un escalier

2-Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=he/2$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total du volée : $L = (n - 1)g$

-Escalier: Escalier à un seul palier et deux volée

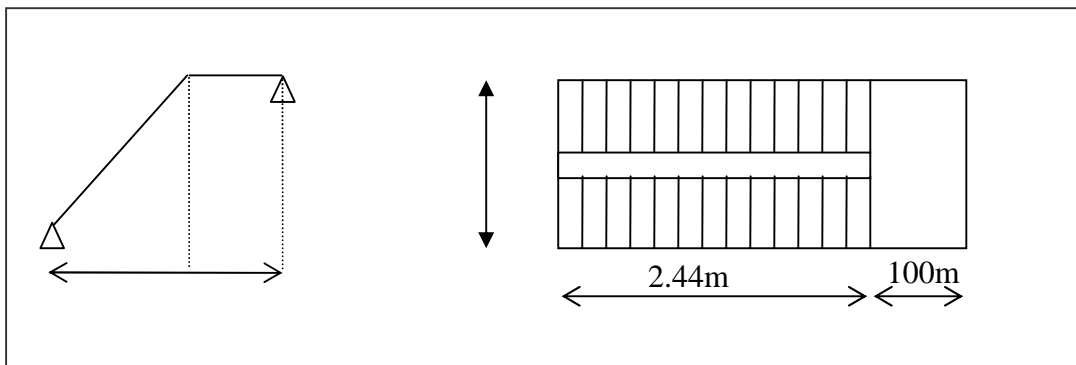


Figure : Schéma statique de l'escalier.

- Dimensionnement de l'escalier :

La hauteur = 3,06m.

$H = 306/2 = 153\text{cm}$; on prend : $h = 17\text{cm}$.

Donc: $n = 153/17 = 9$ (nombre de contre marche)

$(n-1) = 9-1 = 8$ marches de chaque volée.

D'autre part : $(n-1) g = L \Rightarrow g = L/(n-1) = 240/8 = 30 \text{ cm}$.

D'après la formule de **BLONDEL** on à :

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

$2.17+30 = 64$ et que $59 \leq 64 \leq 66 \dots\dots\dots$ condition est vérifiée

$\text{tga} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54$.

- Epaisseur de la paillasse (ep):

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{2.44}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{2.44}{20 \cos \alpha} \Leftrightarrow 9.19 \leq ep \leq 13.79$$

En prend: $ep = 12\text{cm}$

-Epaisseur de palier (ev):

$$ev = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{0.87} = 13.79\text{cm}$$

On prend : $ev = 16\text{cm}$.

-Décent des charges :

1-Volée :

a) Paillasse :

N=0	Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical ep x22x h/g	0,02	22,00	0,249
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,226
6	Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	0,12	25,00	3,448
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,015	10,00	0,172

-charge permanente : $G = 7,24\text{KN/m}^2$

-Surcharge : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

$QU1 = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 13,53\text{KN/ml}$

$Qser1 = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 9,74\text{KN/ml}$

b) Palier

N=0	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep x 25	0,16	25,00	4,00
2	Carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de plâtre	0,015	0,10	0,15

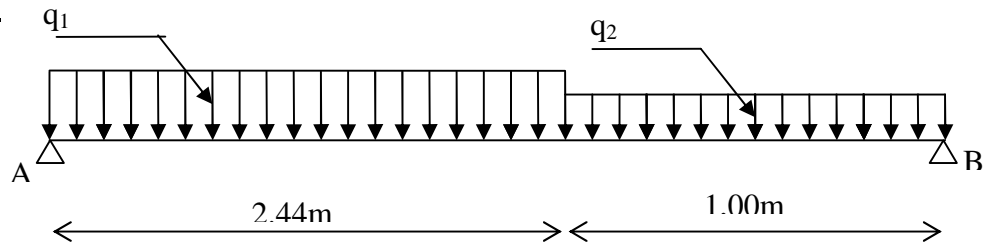
- charge permanente : $G2 = 5,33\text{KN/m}^2$

- surcharge d'exploitation : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

$QU2 = (1,35 G2 + 1,5 Q2) \cdot 1\text{m} = 10,94\text{KN/ml}$

$Qser2 = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7,83\text{KM/ml}$

Schéma statique



-Calcul du moment maximal :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (13,53 \cdot 2,44) + (10,94 \cdot 1,00) = 43,95 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (-R \cdot 3,44) + (10,94 \cdot 1,00 \cdot 2,94) + (13,53 \cdot 2,44 \cdot 1,22) = 0$$

$$R_A = 22,90 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 21,06 \text{ KN}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 3,3 \text{ m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,20 \text{ m}$ $X = 0 \Rightarrow T(x) = R_A$ $X = (3,3) \Rightarrow T(x) = -15,68 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $M(x=2,2) = 34,80 \text{ KN.m}$ $M(0) = 0$ $M(3,3) = 26,22 \text{ m}$
$3,3 \leq x \leq 4,4 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 3,3q_1 - q_2(x - 3,3)$ $x = 3,3 \Rightarrow T(x) = -15,68 \text{ KN}$ $x = 4,4 \Rightarrow T = -27,70 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot 3,3(x - \frac{3,3}{2}) - q_2 \frac{(x - 3,3)^2}{2}$ $M(4,4) = 0$

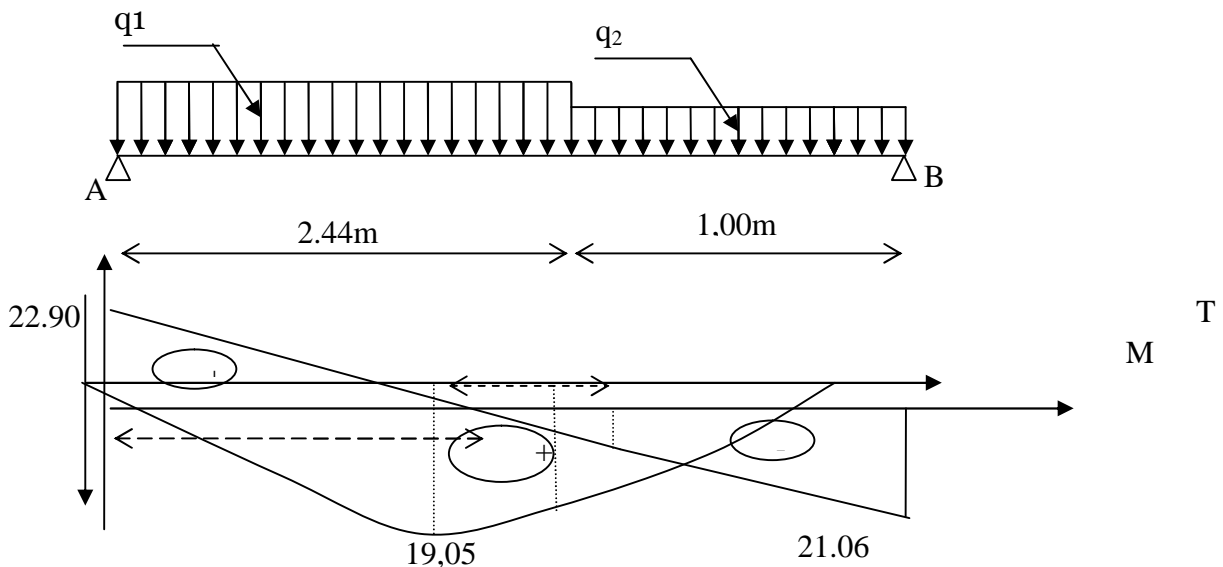


Figure : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

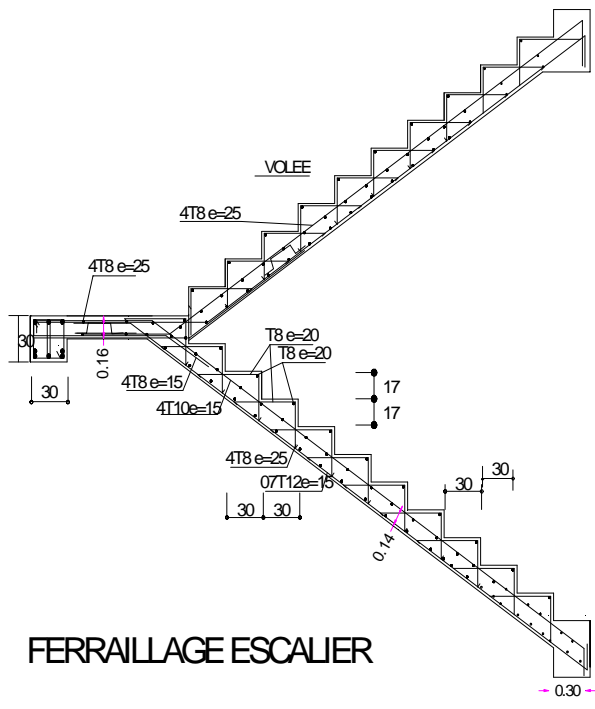
Donc: $M_{max} = 19,05 \text{ KN.m}$

D'où : $M_T = 0,85 \cdot 19,05 = 16,19 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,40 \cdot 16,19 = 6,47 \text{ KN.m}$

-Ferrailage:

Caractéristique	htravée=13cm happui=16cm	b=100cm	Fe=400	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$	d travée=0,9.h=11,7cm d appui=0,9.h=14,4cm		
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{ad}(\text{cm})$	$A_r(\text{répartition})=A_{ad}/4$	
Travée	16.19	0,131	0,929	7,25	7T12/ml =7,92cm ² St=15cm	1,97	4 ϕ 8/ml =2,01cm ² St=25cm
Appuis	6.47	0,0473	0,975	2,84	4T10/ml =3,14cm ² St=25cm	0,785	4 ϕ 8/ml =2,01cm ² St=25cm



1-Vérifications:

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{c28}/F_e=1,52\text{cm}^2$	$A=4,52\text{cm}^2$ $A>A_{\min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{22,90.10}{100 \times 11,7} \times 10 = 1,95\text{Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{F_e} (V_u + \frac{M_a}{0,9d})$ $= \frac{1,15}{400} (22,90 + \frac{6,47}{0,9 \times 11,70}) = 0,06$	$A=3,14\text{cm}^2$ $A>0,06\text{cm}^2$ vérifiée

-Vérification des contraintes à l'E.L.S:**En travée :****Mtser=13.70KN.m; As=4,52cm²/ml****Position de l'axe neutre:**

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,8y - 732,24 = 0 \Rightarrow y = 3,20\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 5008,39\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,70 \times 10^3}{5008,39} \times 3,20 = 8,75\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,22\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui:**Maser=5.48KN.m, As=3,14cm²/ml****Position de l'axe neutre:**

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 678,24 = 0 \Rightarrow y = 3,24\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 6999,83\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,48 \times 10^3}{6999,83} \times 3,24 = 2,53\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,05\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-vérification de La flèche:

Condition	Vérification	
$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	0,05 < 0,0625	Condition non vérifiée
$\frac{h_t}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0}$	0,05 < 0,085	Condition non vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	0,0041 < 0,0105	Condition vérifiée

Deux Conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche:

-Centre de gravité de la section:

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + n \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + n \cdot A_s} = 6,25\text{cm}$$

3-2-Calcul des moments d'inertie:

$$I_0 = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} + \frac{b \cdot (ht - Y_G)^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y_G)^2$$

$$I_0 = 15878,63\text{cm}^4$$

Calcul de la flèche : Chargement :

Charge permanente	G = 7,24KN/ml
Charge d'exploitation	Q = 2,5KN /ml
Charge permanente sans revêtement	j = 5,31KN/m
Charge permanente avec revêtement	g = 7,24KN/m
Charge (G+Q)xb	q = 9,74kN/m

Calcul les moments:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment correspondant à j : } M_j = 0,75 \cdot jL^2/8 = 2,86\text{KN.m} \\ \text{Moment correspondant à g : } M_g = 0,75 \cdot gL^2/8 = 3,91\text{KN.m} \\ \text{Moment correspondant à q : } M_q = 0,75 \cdot qL^2/8 = 5,26\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul les contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte correspondant à j : } \sigma_j = M_j/(A_s \times z) = 59,46\text{Mpa.} \\ \text{Contrainte correspondant à g : } \sigma_g = M_g/(A_s \times z) = 81,30\text{Mpa.} \\ \text{Contrainte correspondant à q : } \sigma_q = M_q/(A_s \times z) = 109,37\text{Mpa.} \end{array} \right.$$

Module de déformation du béton :

Module de déformation longitudinale instantanée E_i	$11000(f_{c28})^{1/3}$	32164,19Mpa
Module de déformation longitudinale instantanée E_v	$3700(f_{c28})^{1/3}$	10818,85 Mpa

Calcul les coefficients :

Coefficient ρ : $\rho = A_s / (b \times d) = 0,0041$

Coefficient instantané λ_i : $\lambda_i = 0,05 f_{t28} / (2 + 3b_0/b) \rho = 5,12$

Coefficient différé λ_v : $\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 2,04$

Coefficient correspondant à j : $\mu_j = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_j + f_{t28})] = -0,19$

Coefficient correspondant à g : $\mu_g = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_g + f_{t28})] = -0,070$

Coefficient correspondant à q : $\mu_q = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_q + f_{t28})] = 0,213$

Calcul les moments d'inertie :

Moment d'inertie correspondant à j : $I_{ji} = 1,1x I / (1 + \lambda_i \mu_j) = 642150,47 \text{ cm}^4$

Moment d'inertie correspondant à g : $I_{gi} = 1,1x I / (1 + \lambda_i \mu_g) = 27223,33 \text{ cm}^4$

Moment d'inertie correspondant à q : $I_{qi} = 1,1x I / (1 + \lambda_i \mu_q) = 8354,93 \text{ cm}^4$

Moment d'inertie correspondant à v : $I_{vi} = 1,1x I / (1 + \lambda_v \mu_g) = 20376,21 \text{ cm}^4$

Calcul de la flèche :

La flèche correspondant à j : $f_{ji} = M_j L^2 / 10 E_i I_{ji} = 0,00079 \text{ m}$.

La flèche correspondant à g : $f_{gi} = M_g L^2 / 10 E_i I_{gi} = 0,00025 \text{ m}$.

La flèche correspondant à q : $f_{qi} = M_q L^2 / 10 E_i I_{qi} = 0,0011 \text{ m}$.

La flèche correspondant à v : $f_{gv} = M_g L^2 / 10 E_v I_{vi} = 0,00102 \text{ m}$.

La flèche total : $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi} = 0,00108 \text{ m}$.

La flèche admissible : $\Delta f_{tadm} = L / 500 = 0,0048 \text{ m}$.

$\Delta f_t = 0,00108 < \Delta f_{tadm} = 0,0048 \text{ m}$ vérifiée

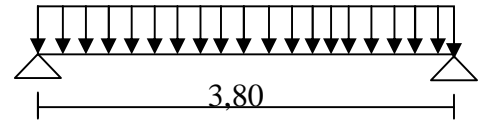
-Etude de La poutre palière:

La poutre palière est considérée comme semi encastree sur les deux extremités (poteaux).

-Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow h = 30\text{cm} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 0,3.27 \leq b \leq 0,4.27 \Rightarrow b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

**Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 30 = 30 \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

-Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,88 \times (3,06 - 0,3) = 7,94 \text{KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 34,31 \text{KN/m}$

$$G = 44,50 \text{KN/m}$$

On a : $q_u = 1,35(2,25 + 7,94) + 34,31 \text{KN/m} = 48,40 \text{KN/m}$

-Calcul des sollicitations:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 67,90 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 57,71 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 27,16 \text{KN.m}$$

Le Ferrailage:

caractéristique	h = 30cm	b = 30cm	d = 0,9h = 27cm	$\sigma_s = 348 \text{Mpa}$	$F_e = 400 \text{Mpa}$
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$
En travée	57,71	0,186	0,896	6,85	7,70 soit 5T14
En appui	27,16	0,087	0,954	3,03	3,39 soit 3T12

-Vérifications:**-Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,98 \text{cm}^2$$

$$\text{En travée: } 7,70 > 0,98 \text{cm}^2$$

$$\text{En appuis: } 3,39 > 0,98 \text{cm}^2$$

-Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$Q_{ser}=G=44,5\text{KN/m}$$

$$M_{ser}=\frac{Ql^2}{8}=62,42\text{KN.m}$$

$$M_{t,ser}=0,85.62,42=53,06\text{KN.m}$$

$$M_a=0,43.19=24,96\text{KN.m}$$

En travée:

Position de l'axe neutre: $A_s=7,70$; $d=27\text{cm}$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 115,5y - 3118,5 = 0 \Rightarrow y = 11,07\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 42861,25\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{53,06 \times 10^3}{42861,25} \times 11,07 = 13,70\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,70\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

Sur appui:

$$A_s=3,39\text{cm}^2 \Rightarrow y=6,89\text{cm}$$

$$I=17587,02\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{24,96 \times 10^3}{17587,02} \times 6,89 = 9,77\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,77\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = \frac{Q.L}{2} = 81,07\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{81,07 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 1,0008\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}\} = 3,25\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 1,00\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

pas risque de cisaillement

-Armatures transversales: At:

-Diamètre des armatures At:

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_L \right\} = \min \{0,86, 3,10\}$$

On prend $\varnothing_t = 8\text{mm}$

-Espacement St:

$$S_t \leq \min \{0,9d, 40\text{cm}\} = \min \{24, 3,40\}\text{cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

Zone nodale $S_t \leq \min \{15\text{cm}, 10\varnothing_L\}$

Zone courante $S_t \leq 15\varnothing_L$.

-Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} \cdot 0,4\text{MPa} \right\} = \max \{0,35; 0,4\} = 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Section des armatures transversales:

$$\frac{A_T \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,70 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = 0,011\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max de (1) et (2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,05 \cdot S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15\text{cm} \\ A_t \geq 0,75\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend $A_t = 1,13\text{cm}^2$ soit 4φ 6

-Ancrage des armatures tendues:

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{Mpa}$$

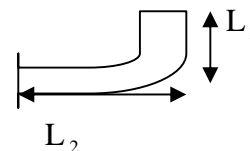
La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à : $r = 5,5 \varnothing = 6,6\text{cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\varnothing}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,6 + 6,6) = 16,8\text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \times 6,6 - 16,8}{1,87} = 5,92\text{cm}$$



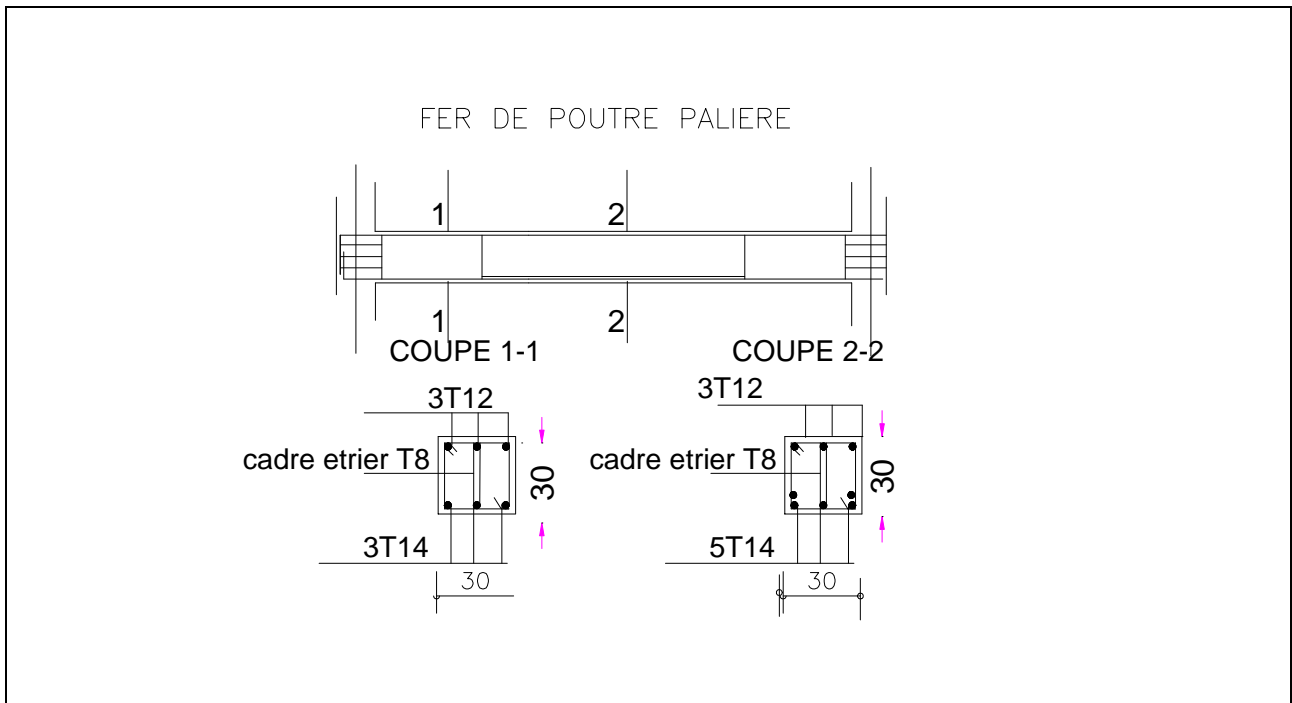
-Calcul de la flèche:

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$30/335=0,089 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0,089 > 0,085$	Condition Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2 / f_e$	$7,7/30.27=0,009 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

Figure :Ferrailage de la poutre palière:(30x30) cm²



L'ascenseur

1)-Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une qui on doit lui associer les dispositifs mécaniques permettant se déplacement (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

2) Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémité du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge dans la cabine
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

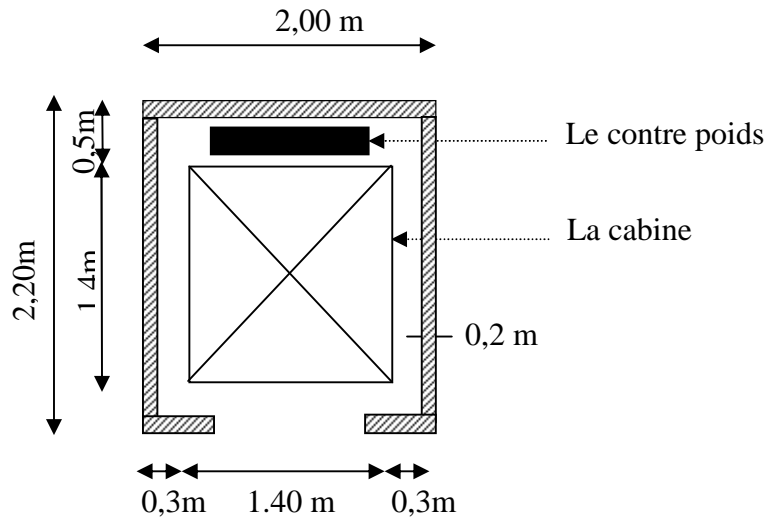
Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur : 1,4 m
- profondeur : 1,4 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 0,8m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 34,00m

La surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$



-Figure : vue en plan de l'ascenseur-

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0=16\text{ cm}$

Soit (S) la surface des parois :

a)Le poids mort :

Poids de la cabine: $S=(2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24\text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 8,8 \times 1,4 = 148,8\text{ kg}$
Poids de plancher : $S=2,00 \times 2,2 = 4,4\text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 4,4 = 484\text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = 20 \times 4,4 = 88\text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,4) = 172\text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 40\text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80\text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60\text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S=0,2 \times 0,8 = 1,6\text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120\text{ kg}$

-Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1192,8\text{ kg}$

-le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1192,8 + \frac{675}{2} = 1530,3\text{ kg}$

b) calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. Pour notre cas en prend $C_s=12$.

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre du poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle que soit le

nombre des tirons , Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500\text{ mm} \Rightarrow d = 12,22\text{ mm}$

On à : $C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (1)$

Avec C_s : coefficient de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M = Q + P$

$$\text{Donc } C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 1192,8) = 22413,6 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{22413,6}{0.85} = 26368,94 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec m : type de mouflage (Assemblage de poulies) (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câbles

Pour un câble de $d = 12,22$ mm et $m = 2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26368,94}{8152 \times 2} = 1,62 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

Le poids des câbles (M_g)

$$M_g = m \times n \times l$$

m : la masse linéaire du câble $m = 0,515 \text{ Kg/m}$

l : longueur du câble = 34 m

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 34 = 35,02 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1192,8 + 35,02 = 1902,82 \text{ kg}$$

Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{27716,8}{1902,82} = 14,56 > 12 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul de la charge permanente total G:

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

P_m : poids mort total

P_{treuil} : Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

P_p : le contre poids

M_g : le poids des câbles

- La charge permanente totale : $G = 1192,8 + 1530,3 + 1200 + 35,02 = 3960,12 \text{ kg}$

- la surcharge : $Q = 675 \text{ kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6358,74 \text{ kg}$$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime : $q_u = 6358,74 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6358,74}{4} = 1589,69 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$\{ U = a + h_0 = 10 + 16 = 26 \text{ cm}$$

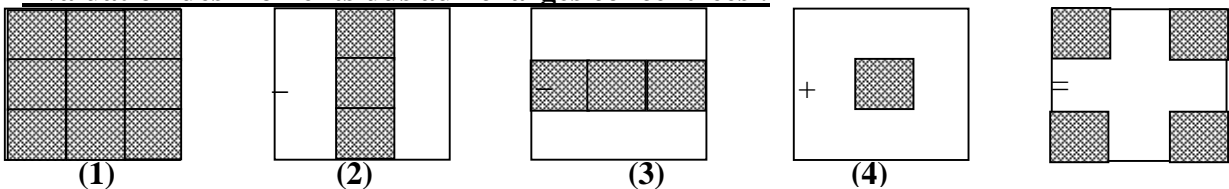
$$\{ V = b + h_0 = 10 + 16 = 26 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(26 + 26) = 104 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0.045 \times 104 \times 16 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 12480 \text{ kg} > q_0 = 1588,99 \text{ kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



Distances des rectangles :

1) le rectangle (1) :

$$\{ U = 126 \text{ cm}$$

$$\{ V = 136 \text{ cm}$$

2) le rectangle (2):

$$\{ U = 74 \text{ cm}$$

$$\{ V = 136 \text{ cm}$$

3) le rectangle (3)

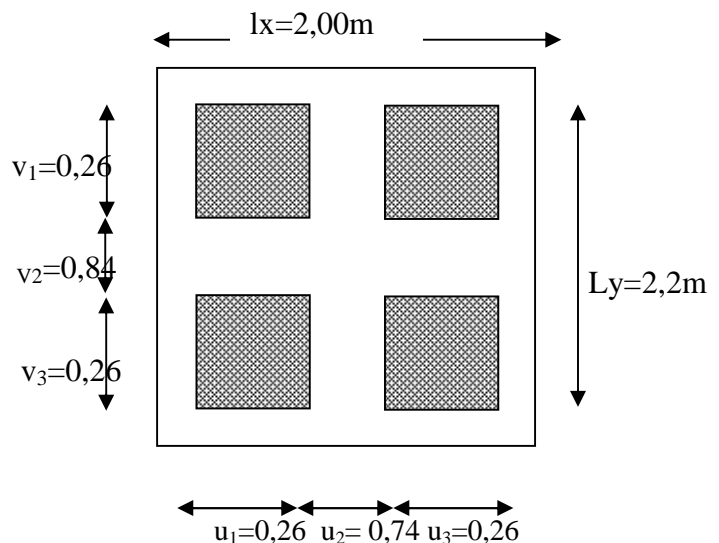
$$\{ U = 126 \text{ cm}$$

$$\{ V = 84 \text{ cm}$$

4) le rectangle (4):

$$\{ U = 74 \text{ cm}$$

$$\{ V = 84 \text{ cm}$$



Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson

À L'E L U ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26)cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{1589.69}{0,26 \cdot 0,26} = 23516.12 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: Lx=2,00m ; Ly=2,20m

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,63	0,62	0,078	0,062	1,71	23505,77	40194,87	3135,2	2492,08
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,006	23505,77	23646,80	2506,56	1868,09
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	23505,77	24916,12	2317,2	2018,20
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	23505,77	14573,58	1879,99	1603,09

Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 191,4391, \text{ m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 208,8808, \text{ m}$$

Moments dues aux charges réparties (poids propre de la dalle):**Chargement :**

$$L_x = 2,00 \text{ m}$$

$$L_y = 2,20 \text{ m} \quad h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$- \text{ poids propre : } G = 0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg /m}$$

$$\text{Charge ultime: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 690 \text{ kg/m}$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2,2} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{ La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 125,86 \text{ kg.m/m} \\ M_{y2} = 98,60 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{X1} + M_{X2} = 191,43 + 125,86 = 317,29 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0Y} = M_{Y1} + M_{Y2} = 208,88 + 98,60 = 307,48 \text{ kg.m/m}$$

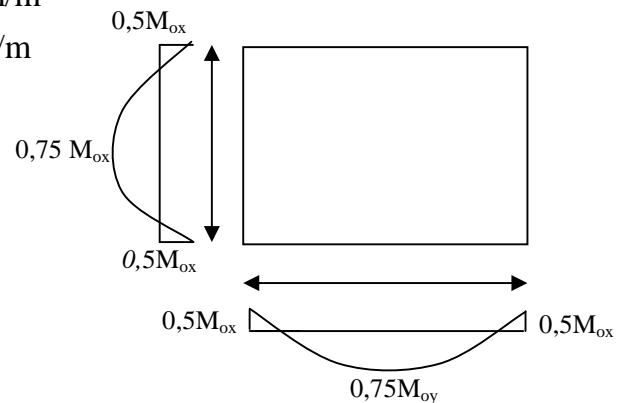
Moments retenus :**En travée:**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0X} = 237,97 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0Y} = 230,61 \text{ kg.m/m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0X} = 158,645 \text{ kg.m/m}$$



Calcul du ferrailage de la dalle: Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h=16\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=14,4\text{ cm}$. ou $d= 16-2=14\text{ cm}$ en prend $d=14\text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ Mpa}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ Mpa}$, $f_{bc}=14,17\text{Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mp}$
- Fissuration peu préjudiciable

❖ **En travée :**➤ **Sens L_x :**

Le moment ultime: $M_{tx} = 237,97 \text{ kg.m} = 2379,7 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2379,7}{100 \times (14,00)^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

La section d'acier (A_{S_x}): $A_{S_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2379,7}{0,996 \times 14,4 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Sens L_y :**

Le moment ultime: $M_{ty} = 230,61 \text{ kg.m} = 2306,1 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2306,1}{100 \times (14,00)^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

La section d'acier (A_{s_x}): $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2306,1}{0,996 \times 14,00 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Sur appui:**

Le moment ultime: $M_{ax} = M_{ay} = 158,645 \text{ kg.m} = 1586,45 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1586,45}{100 \times (14,00)^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,005 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9975$$

La section d'acier (A_{s_x}): $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1586,45}{0,9975 \times 14,00 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Section minimale des armatures:

Puisque $h_0 = 16 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquée la formule suivante:

• **Sens Ly:**

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 \text{ (m)} = 8 \cdot 0,16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_y} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_y} = A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_y} = A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

• **Sens Lx:**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,28 \left(\frac{3 - 0,9}{2} \right) = 1,34 \text{ cm}^2 / \text{mL}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_x} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Choix des aciers:

Le diamètre: $h_0 = 16 \text{ cm} = 160 \text{ mm}$

$$\text{On à : } \phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 16 \text{ mm}.$$

✓ **En travée:**

▪ **Sens Lx:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_x} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

▪ **Sens Ly:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_y} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_y = 25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

✓ **Sur appuis (chapeaux):**

$$\begin{cases} Aa=1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St=25 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise

2) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

avec : $\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d}$; et $\bar{\tau} = \frac{10.h_0}{3} \cdot \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$

$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_y & \text{Sens Lx} \end{cases}$

$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$

On calcule Vx et Vy:(efforts tranchants dus aux charges reparties):

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

Charge ultime de la dalle: $q_u=1,35G+1,5Q=690 \text{ kg/m} = 6900 \text{ N/m}$

$$V_x = 6900 \frac{2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 4761\text{N} + 4,76\text{KN}$$

Donc :

$$V_y = \frac{6900 \cdot 2}{3} = 4600\text{N} = 4,6\text{KN} < V_x$$

On calcule Vv et Vu (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{p_u}{2u + v} = \frac{1589,69}{2 \cdot 0,26 + 0,26} = 20,38\text{KN}$$

$$(V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{1589,69}{3 \cdot 0,26} = 20,38\text{KN}$$

Comme (u=v=26 cm) $\Rightarrow V_u = V_v = 20,38 \text{ KN}$ **Donc l'effort total V_{tot}:**

- **Sens Lx** : $V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,761 + 20,38 = 25,14 \text{ KN}$
- **Sens Ly** : $V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 4,6 + 20,38 = 24,98 \text{ KN}$

D'où: $V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y})$

$$V_{\text{tot}} = 25,14 \text{ KN}$$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b.d} = \frac{25,14.10^3}{1000.144} = 0,174 \text{ MPa.}$$

15cm < h₀ = 16cm < 30cm on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \frac{10.h_0}{3} . \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 0,174\text{MPa} < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \frac{10.0,16}{3} . \min(0,13.25 ; 5\text{Mpa}) = 1,73 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

-Les vérifications à L'E.L.S :

- Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

a) charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p'_{\text{ser}}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p'_{\text{ser}} \quad \text{Avec: } v = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} . S' = \frac{P_{\text{aser}}}{u.v} . S'$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{P_{\text{aser}}}{u.v}; \quad P_{\text{aser}} = (G + Q) . \frac{1}{4}$$

$$P_{\text{aser}} = (3960.18 + 675) . 1/4 = 1158,80 \text{ kg}$$

$$\text{Donc: } q_{\text{ser}} = 1158,80 / (0,26)^2 = 17141,94 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{\text{ser}} = 17141.94 . S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} .S'	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0,63	0,62	0,078	0,062	1,71	29299,7	2648,7	2273,66
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,006	17237,12	2099,48	1727,16
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	18162,38	1983,33	1808,97
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	10623,3	1604,12	1442,64

- Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 170,01 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 180,17 \text{ kg.m/m}$$

b- Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,16.2500 = 400\text{Kg/m}^2; \text{ ep} = 16\text{cm}$$

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

$$Q_{\text{ser}} = 100 + 400 = 500\text{Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{oxr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0528 \cdot 500 \cdot 2^2 = 105,6 \text{ kg/m}$$

$$M_{oyr} = \mu_y \cdot M_{oxr} = 0,8502 \cdot 105,6 = 89,78 \text{ kg.m/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 170,01 + 105,6 = 275,61 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 180,17 + 89,78 = 269,95 \text{ kg.m/m}$$

Les moments en travées et en appuis :

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 206,71 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 202,46 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{ox} = 137,81 \text{ kg.m}$$

- vérification des contraintes dans le béton :

❖ Suivant L_x :

✓ En travée :

$$M_{tx} = 2067,1 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On a :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15 \cdot 3,14(14,4 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,24 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (3,24)^3/3 + 15 \cdot 3,14(14,4 - 3,24)^2$$

$$I = 6700 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 2067,1 / 6700 \cdot 3,24 = 0,999 = 1,00 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1,00 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

✓ **sur appuis :**

$$M_{app} = 137,81 \text{ kg.m} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,24 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 6700 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 1378,1 / 6700 \cdot 3,24 = 0,67 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0,67 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

❖ **Suivant L_y :**

✓ **En travée :**

$$M_{t_y} = 202,46 \text{ kg.m} \quad ; A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On a :

$$A_s' = 0 \quad ; \text{et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15 \cdot 2,01(14,4 - y) = 0$$

Donc : **y = 2,66 cm**

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (2,66)^3/3 + 15 \cdot 3,14(14,4 - 2,66)^2$$

$$I = 4782,87 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 2024,6 / 4782,87 \cdot 2,66 = 1,13 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\sigma}_{bc}=0,6 f_{c28}=15\text{MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc}=1,13 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc}=15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Disposition du ferrillage:

-Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

$$\text{Fe400 ; } f_{c28}=25\text{MPa.}$$

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40.0,8 = 32\text{cm.}$$

* Cas des charges uniformes.

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci.

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{Ma}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (32\text{cm} ; 40\text{cm}).$$

$$L_1 = 40\text{cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s, L_1/2) = \max (32\text{cm} ; 20\text{cm})$$

$$L_2 = 32\text{cm.}$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis a raison d'un sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée.

$$L_x / 10 = 200 / 10 = 20 \text{ cm}$$

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /mL avec $S_t = 25\text{cm}$

$$A_a = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 /\text{mL} \text{ avec } S_t = 25\text{cm}$$

Suivant L_y : $A_t = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 4T8 /mL avec $S_t = 25\text{cm}$

$$A_a = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 /\text{mL} \text{ avec } S_t = 25\text{cm}$$

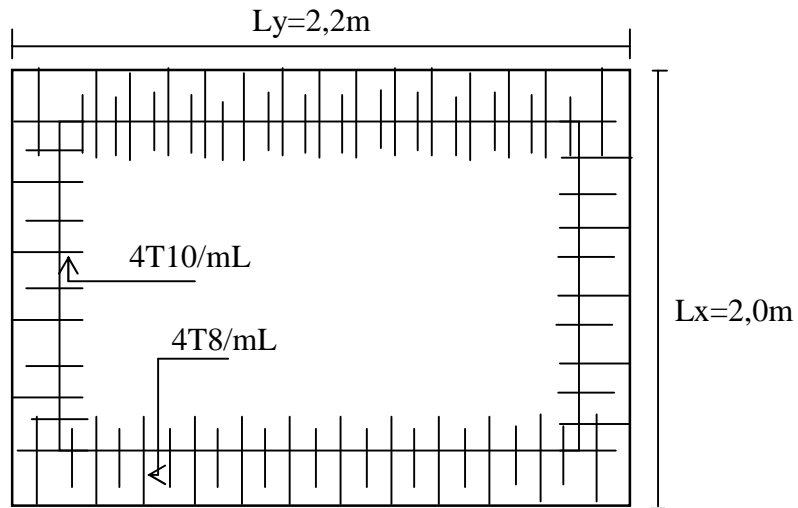
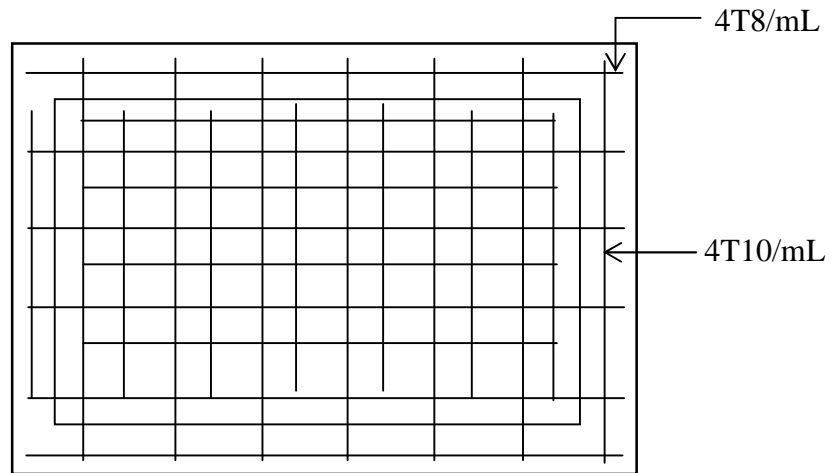


Figure -Ferrailage Supérieur du panneau de dalle -



FigureIV-2 - Ferrailage Inférieur du panneau de dalle -

- Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm.

On

adopte une épaisseur $e_p = 20$ cm.

Dans notre

cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par:

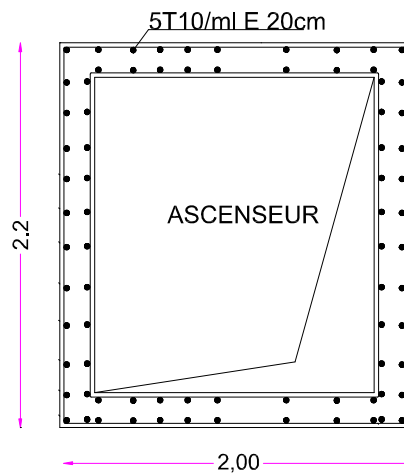
$$A_{\min} = 0,1\% b \cdot h_t = 0,1 \cdot 0,01 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec **5T10/ml** soit ($A_{\text{adopté}} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

L'espacement $S_t = 20$ cm.

PLAN DE FERRAILLAGE DE VOILE D'ASCENSEUR

Ech:1/25



CHAPITER V

ETUDE SISMIQUE

V.1 introduction :

le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent .

Dans les régions sismiques, on doit réaliser des constructions dites parasismiques afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base sur une étude dynamique des constructions agitées. Cette étude sismique nous permettra de réaliser des bâtiments pouvant résister à de tels phénomènes. Tout en satisfaisant les trois aspects essentiels qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

V.2 Etude dynamique:

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000,ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ETABS version 9.7 .4.

V.3 Présentation du programme ETABS

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi. ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc.Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations. Parmi ces améliorations, le manuel du logiciel qui parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde ; il cite les codes de la communauté européenne connus par le terme « Eurocodes », les code du Mexique, du Canada, de l'Inde, etc.

V.4 Méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- Méthode équivalente statique.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Notre structure est implantée dans une zone IIa et le groupe d'usage 2 de plus la hauteur dépasse 23m donc la méthode équivalente statique est inapplicable.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient avec notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4.1. Méthode statique équivalente:

- Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

V.4.2.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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximaux des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.4 .3 le choix de la méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS» qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Fonction...) Pour notre cas, on a choisi « Response Spectrum Fonction» qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{ax} > 80\% V_{st}$$

$$V_{ay} > 80\% V_{st}$$

3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \text{ avec : } \delta_k = R \delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du étage k aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta_k}$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $1/(1 - \theta_k)$;

structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs de coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V.4 .4. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

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.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.4 .4 .1. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

Coefficient d'accélération A:

- Zone(III) D'après la classification sismique de wilaya d'Alger (RPA 99)
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.25**

Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un portique mixte par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**

Facteur de qualité Q :

Q : le facteur de qualité de la structure est fonction de :

1-Conditions minimales sur les files de contreventement.

2-redondance en plan.

3-régularité en élévation.

4-régularité en plan

5-contrôle de qualité de matériaux.

6-contrôle de qualité de l'exécution.

Sens longitudinal : $Q = 1 + \sum Pq = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,20$.

Sens transversal = $1 + \sum Pq = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,20$.

□ □ Facteur de correction d'amortissement "η":

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7 \dots$$

Formule 4.3 : **RPA 99 0,7ξ27** ≥ + Où ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ = 10 % pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

Donc : $\eta = \sqrt{7 / (2 + 10)} = 0,764 \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,764$.

Période T1 et T2 du site considéré:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15. \\ T_2 = 0,40. \end{array} \right.$$

Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = $9,81\text{m/s}^2$

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

Zone III

Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,4 s

Système de contreventement : R=4

Coefficient d'accélération de la zone A=0,25

Facteur de qualité Q=1,2

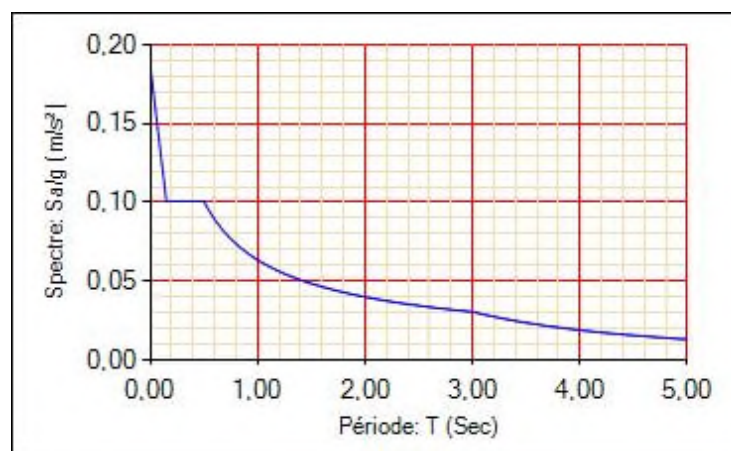


Figure V.1: Diagramme de spectre de réponse

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

: Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Il est donné par le **tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 31.**

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 30,07\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$T = 0,05 * (30,07)^{3/4} \rightarrow T = 0,64 \text{ s}$$

➤ **Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et du période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol : (Tableau 4.7)

On a un sol ferme site 2 donc : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,4 \text{ sec}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.4 \leq 0,64 \leq 3$

$$\rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,764 \times \left(\frac{0,4}{0,64}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.40$$

➤ **Poids total de la structure W :**

Niveau	W(t)
9	390,2154
8	392,3699
7	394,1057
6	400,245
5	403,5527
4	407,7084
3	407,7084
2	411,0488
1	410,1708
RDC	594,5084
TOTAL	3821,4181

Tableau V. 1 : Poids de la structure

➤ V.6 Vérifications :

V.6 .1 Vérification des forces sismiques : ($V_{dy} > 80\% V_{st}$) :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$V_{st} = \frac{0.25 \times 1.4 \times 1.2 \times 3821.4181}{4} = 401.25 \text{ t}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

Forces sismiques	V_{dx} (t)	V_{dy} (t)
	422.37	397.33

$V_{dx} = 422.37 \text{ t} > 80 \% V_{st} = 320.99 \text{ t} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

$V_{dy} = 397.33 \text{ t} > 80 \% V_{st} = 320.99 \text{ t} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

V.6 .2. Vérification de la période fondamentale :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_t \times H^{3/4} = 0,05 \times 30,07^{3/4} = 0,64 \\ T_x = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 30,07}{\sqrt{26,95}} = 0,52 \\ T_y = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 30,07}{\sqrt{21,75}} = 0,58 \end{array} \right. \rightarrow \begin{cases} T_x = 052 \\ T_y = 0.58 \end{cases}$$

La

valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique : $T_{dyn} = 0,6517 \text{ s}$

sens	Trpa(s)	Tetabs	1,3*Trpa	Observation
X	0,52	0,651799	0,676	cv
y	0,58	0,651799	0,754	cv

V.6 .3 Vérification des facteurs de participation massique :

Mode	Periode	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,651799	60,4129	0,1293	0	62,185	0,344
2	0,610172	0,1426	64,3681	0	63,261	64,807
3	0,500045	0,2368	0,0046	0	70,238	66,766
4	0,159116	0,0003	15,1204	0	84,502	66,772
5	0,137635	19,0963	0	0	85,499	70,454
6	0,135917	0,051	0	0	85,676	85,167
7	0,127719	0,1115	0	0	90,693	85,168
8	0,126922	0,2305	0	0	90,962	85,191
9	0,117228	0,0001	0,2262	0	92,863	85,563
10	0,094446	0,0004	0	0	92,974	91,839
11	0,073441	0,0013	5,7338	0	94,476	91,844

Tableau V. 2 : Facteur de participation massique

Conclusion : on constate que plus de 60% de la masse a participé dans le mouvement sismique en premier mode qu'en deuxième mode, ce qui implique une translation dans les deux premiers modes.

Sens transversal :

$$\Sigma\alpha_y = 94.467\% > 90\% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens longitudinal :

$$\Sigma\alpha_x = 91.844\% > 90\% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

V.6 .4 Les déplacements latéraux inter- étage :

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
9	0,014005395	0,010407689

8	0,014005256	0,010807388
7	0,013605317	0,011207069
6	0,013220317	0,011621115
5	0,01240645	0,01160679
4	0,010407345	0,010407001
3	0,007993067	0,009194242
2	0,005612488	0,006410519
1	0,0008	0,0012

Tableau V. 3 : Les déplacements latéraux inter-étage.

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \text{ et } \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 4

UX	UY	δ_{ek}	$\delta_{k}=\delta_{ek}.R$	Δ_k	0,01*he	observation
0,023	0,0008	0,023014	0,092055635	0,014005	0,0322	cv
0,0195	0,0007	0,019513	0,07805024	0,014005	0,0322	cv

0,016	0,0006	0,016011	0,064044984	0,013605	0,0322	cv
0,0126	0,0005	0,01261	0,050439667	0,01322	0,0322	cv
0,0093	0,0003	0,009305	0,03721935	0,012406	0,0322	cv
0,0062	0,0002	0,006203	0,0248129	0,010407	0,0322	cv
0,0036	0,0001	0,003601	0,014405554	0,007993	0,0322	cv
0,0016	0,0001	0,001603	0,006412488	0,005612	0,0322	cv
0,0002	0	0,0002	0,0008	0,0008	0,0322	cv

Tableau V. 4 : Vérifications des déplacements latéraux inter-étage

UX	UY	δ_{ek}	$\delta_k = \delta_{ek} \cdot R$	Δ_k	$0,01 \cdot h_e$	observation
0,0008	0,0207	0,020715	0,082861813	0,010408	0,0322	cv
0,0007	0,0181	0,018114	0,072454123	0,010807	0,0322	cv
0,0006	0,0154	0,015412	0,061646736	0,011207	0,0322	cv
0,0005	0,0126	0,01261	0,050439667	0,011621	0,0322	cv
0,0003	0,0097	0,009705	0,038818552	0,011607	0,0322	cv
0,0002	0,0068	0,006803	0,027211762	0,010407	0,0322	cv
0,0001	0,0042	0,004201	0,016804761	0,009194	0,0322	cv
0,0001	0,0019	0,001903	0,007610519	0,006411	0,0322	cv
0	0,0003	0,0003	0,0012	0,0012	0,0322	cv

V.6 .5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ :

L'effet de P- Δ est négligé quand il s'agit d'une hauteur de bâtiment peu importante.

V.6 .6 Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

L'excentricité accidentelle

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes rigides dans leur plan, le RPA99/Version2003 (art4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

L'excentricité théorique résultant des plans.

- L'excentricité théorique :

$$e_x = | X_G - X_{ct} |$$

$$e_y = | Y_G - Y_{ct} |$$

plancher	W étage (t)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
		x _G	y _G	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
9	390,2154	15,270	8,327	15,001	7,830	0,165	0,512
8	392,3699	15,261	8,338	15,082	7,853	0,179	0,485
7	394,1057	15,250	8,291	15,149	7,879	0,101	0,412
6	400,245	15,213	8,334	15,261	7,918	0,048	0,416
5	403,5527	15,208	8,334	15,400	7,970	0,192	0,364
4	407,7084	15,202	8,332	15,557	8,040	0,355	0,292
3	407,7084	15,202	8,332	15,715	8,129	0,513	0,203
2	411,0488	15,187	8,320	15,800	8,257	0,613	0,063
1	410,1708	15,242	8,333	15,489	8,541	0,247	0,208
RDC	594,5084	13,052	10,498	13,844	10,717	0,792	0,219
Total	3821,4181						

Tableau V.5 : L'excentricité.

CHAPITRE VI

ETUDE AU VENT

1-présentation générale:

La présente étude consisté a fournir les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble de la construction et sur ses différentes parties, le document technique réglementaire (D.T.R – B.C –2.47) intitulé "Règlement Neige et vent-(R.N.V.99)" fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions

L'ouvrage se comporte comme une console verticale encastrée dans le sol soumise à une pression dynamique répartie sur la hauteur.

02-Les caractéristiques de la construction :

.Notre bâtiment Située dans la zone I du vent

03-le Coefficient de topographie C_t

. le coefficient topographique C_t prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines , les dénivellation isolées , etc il est donne dans le tableau ci-dessous en fonction de la nature du site.

Tableau VI.01: Coefficient topographique

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des plateaux	1.3
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

- Pour notre cas en prend le site plat avec $C_t = 1$

04- La pression dynamique de référence $q_{réf}(N/m^2)$

pour les constructions permanentes ;elle est donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la **zone du vent** :

Tableau VI.02: Les zones du Vent

zone	$V_{réf}$ (m/s)	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	25	375
II	28	470
III	31	575

Pour notre cas en prend la zone (I) avec $V_{réf} = 25m/s$ et $q_{réf} = 375 N /m^2$

. La vitesse de référence du vent, $V_{réf}$ est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité de dépassement égale à 0,02(ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

$q_{réf}$ en (N/m²) est calculée par: $q_{réf} = 0,5 \times \rho \times V_{réf}^2$, ou $\rho = 1.20$ (kg/m³) est la masse volumique de l'air et $V_{réf}$ en (m /s) est la vitesse de référence du vent

05-La catégories de terrain :

La catégorie de notre terrain est la catégorie (IV), elle est donnée dans le tableau suivant, ainsi **que les** valeurs des paramètres suivants :

- K_T , facteur de terrain,

- h_0 (en m); paramètre de rugosité,

- h_{min} (en m); hauteur minimale,

- ϵ ; coefficient utilisé pour le calcul de coefficient dynamique C_d

Tableau VI.03:catégories de terrain

Catégorie de terrain	K_T	$h_0(m)$	$h_{min}(m)$	ϵ
(I) En bord de mer , au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 Km de longueur au vent , régions lisses et sans obstacles.	0.17	0.01	2	0.11
(II) Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0.19	0.05	4	0.26
(III) Zones industrielles ou suburbaines , forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0.22	0.3	8	0.37
(IV): zone urbaine dont aux moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieur à 15m.	0,24	1	16	0,46

- Dans notre cas en prend la catégorie de terrain : (IV)

06-Le coefficient de rugosité C_r :

$C_r = K_T \times \ln (h/h_0)$ pour $h_{min} \leq h \leq 200m$

$C_r = K_T \times \ln (h_{min}/h_0)$ pour $h < h_{min}$

- K_T , facteur de terrain,

- h_0 (en m); paramètre de rugosité,

- h_{\min} : (en m); hauteur minimale,

- h : hauteur considérée en (m)

07-Calcul de l'action du vent :

1.1-principe de calcul:

- ❖ Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître-couple
- ❖ Pour la détermination de l'action du vent, on distingue la catégorie de la construction:
Catégorie I (regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation, administratif, Scolaire, industriel ...)
- ❖ Pour une direction du vent donnée, on doit effectuer les opérations suivantes:

Vérification à la stabilité d'ensemble de la construction:

Pour déterminer la force qui tend à renverser la construction on doit effectuer les opérations suivantes:

Détermination du coefficient dynamique C_d : Le **coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.**

Doit être déterminée à l'aide de l'abaque donnée dans la fig.3.1 (RNV 99 P51)

On a : pour les dimensions suivantes:

- la hauteur total =30.60 m
- la largeur b =32,75 m
- la largeur d =17.00 m

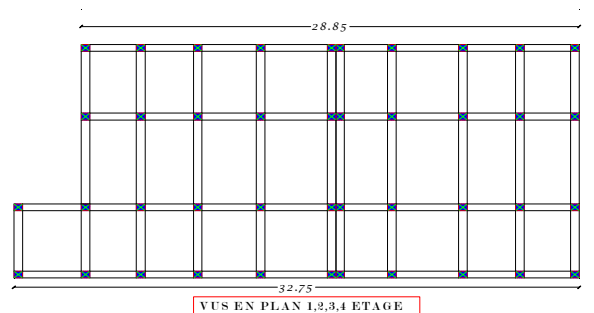


Figure VI .01

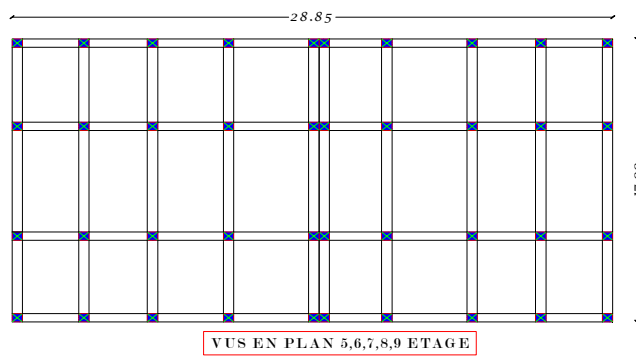


Figure VI .02

Suivant la direction du vent V_1 on a: $C_{d1}=0,94 < 1,2$

Suivant la direction du vent V_2 on a: $C_{d2}=0,96 < 1,2$

Donc la structure est peu sensible aux excitations dynamiques

08-Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} :

$$q_{dyn} = q_{réf} \cdot C_e \quad (\text{N/m}^2) \quad \text{avec: } q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

Coefficient d'exposition au vent C_{ex} : il tient compte des effets de la rugosité du terrain,

de la topographie du site et de la hauteur h au-dessus du sol .En outre il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_{e(z)} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_{r(z)} \times C_{t(z)}} \right]$$

C_t : coeff. de topographie..... $C_t=1$

C_r : coeff. de rugosité..... Selon le cas entre h et h_{min}

K_T : facteur de terrain $K_T=0,24$

(h) : (en m) hauteur considérée de chaque niveau

On détermine le coefficient d'exposition C_e à chaque hauteur considérée

D'abord on calcule le coeff. de rugosité $C_{r(z)}$:

Le tableau suivant résume les valeurs de la pression dynamique du vent

H	Kt	ho	h _{min}	C _t	C _r	C _e	Q _{réf}	Q _{dyn} (N/m ²)
Hauteur cumulé	facteur de terrain	paramètre de rugosité	hauteur minimale	Coéf de topographie	Coéf de rugosité	Coéf d'exposition	préssion dyna de référence	préssion dynamique
3,06	0,24	1	16	1	0,66542129	1,561	375	585,26
6,12	0,24	1	16	1	0,66542129	1,561	375	585,26
9,18	0,24	1	16	1	0,66542129	1,561	375	585,26
12,24	0,24	1	16	1	0,66542129	1,561	375	585,26
15,3	0,24	1	16	1	0,66542129	1,561	375	585,26
18,36	0,24	1	16	1	0,69844185	1,661	375	622,95
21,42	0,24	1	16	1	0,73543802	1,776	375	666,15
24,48	0,24	1	16	1	0,76748555	1,878	375	704,40
27,54	0,24	1	16	1	0,79575348	1,970	375	738,78
30,6	0,24	1	16	1	0,82104	2,053	375	770,05

09- Coefficient de pression extérieur Cp_e:

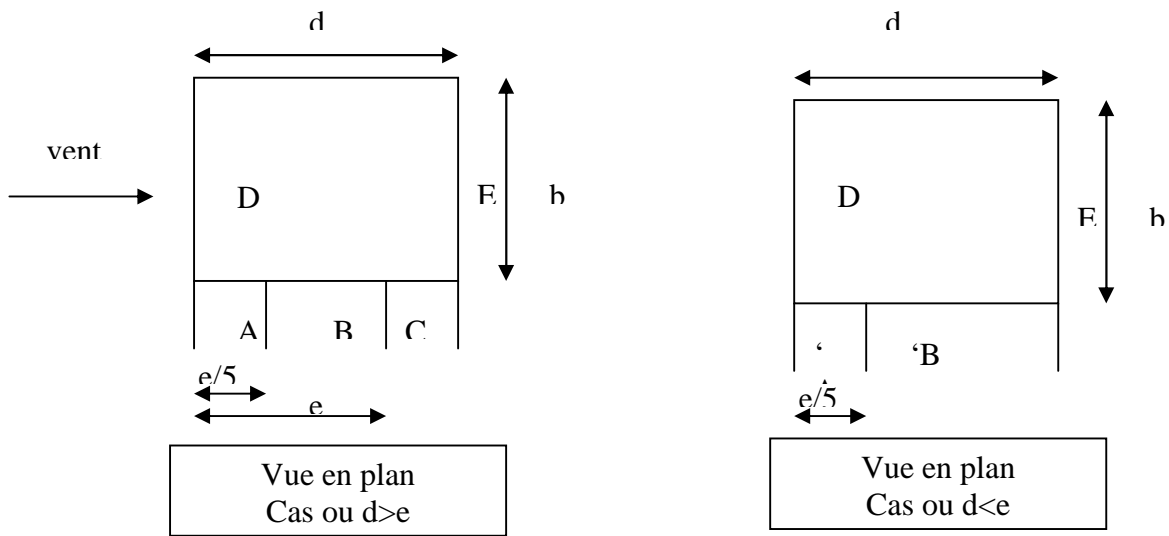
Construction a base rectangulaire : (RNV 99 Article 01 page 64)

Les coefficient de pression extérieure Cp_e des constructions a base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépend de la dimension de la surface chargée.

Pour les surfaces chargées de 10 m² et plus le coefficient Cp_e est donné par les tableaux ci-dessous :

Tableau VI.04: Coefficient de pression exterieur

A,A'	B,B'	C	D	E
Cp _e	Cp _e	Cp _e	Cp _e	Cp _e
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3



$$e = \min (b , 2xh)$$

avec $h =$ la hauteur totale

Figure VI.02 Représentation en plan

Calcul des coefficients de pression extérieures :

Vent perpendiculaire a la grande face

b= 32.75 m

d = 17.00 m

h = 30.60 m

e = min (32.75 , 2x30.60) = 32.75 m

d<e donc A' = e/5 =32.75/5= 6.55 m

B' = d- A' = 17.00-6.55=10.45 m

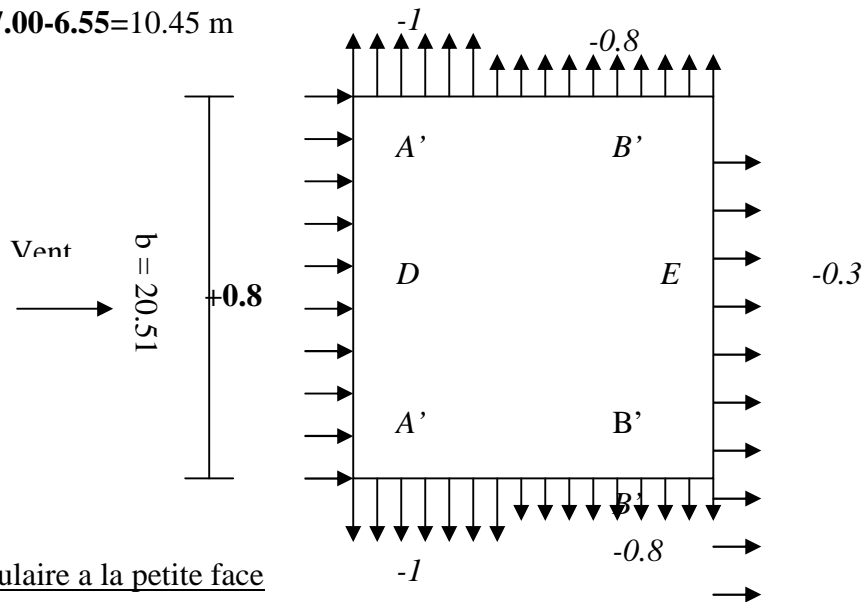


Figure VI.03 Vent
perpendiculaire a la grande face

Vent perpendiculaire a la petite face

b= 17.00 m

d = 32.75 m

h = 30.60 m

e = min 17.00 , 2x30.60) = 17.00 m

d>e donc A = e/5 =17.00/5= 3.40 m

B =e=17.00 , C=d - (A+B) = 12.35 m

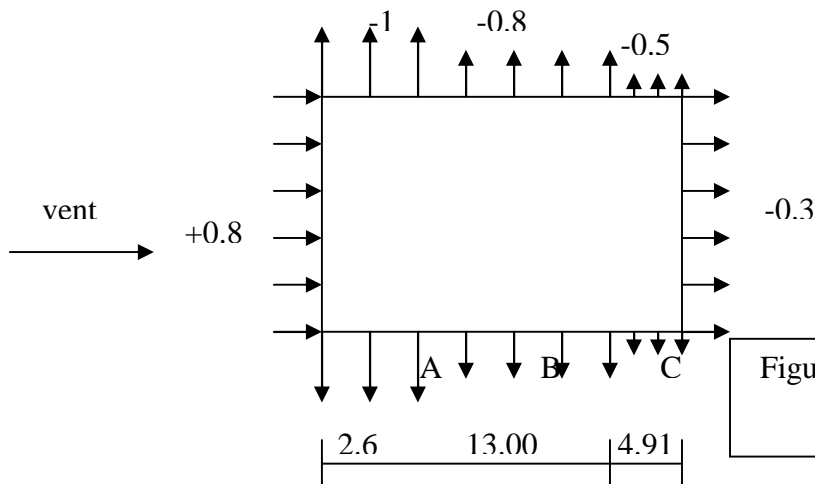


Figure VI.04 Vent perpendiculaire
a la petite face

10-Calcul de la pression du au vent:(q_j)

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn(z_j)} \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

1 Vent perpendiculaire a la grande face

On détermine la pression q_j dans chaque face de la tour (A, B, D, E) : [Cd=0,94, Cpi=-0,5]

qj(N/m²)	Cd	Cpi	Cpe	q _{dyn}	face
-275,07	0,94	-0,5	-1	585	A
-165,04	0,94	-0,5	0,8-	585	B
715,19	0,94	-0,5	0,8	585	D
110,03	0,94	-0,5	-0,3	585	E
-292,79	0,94	-0,5	-1	623	A
-175,67	0,94	-0,5	0,8-	623	B
761,25	0,94	-0,5	0,8	623	D
117,11	0,94	-0,5	-0,3	623	E
-313,09	0,94	-0,5	-1	666	A
-187,85	0,94	-0,5	0,8-	666	B
814,04	0,94	-0,5	0,8	666	D
125,24	0,94	-0,5	-0,3	666	E
-331,07	0,94	-0,5	-1	704	A
-198,64	0,94	-0,5	0,8-	704	B
860,78	0,94	-0,5	0,8	704	D
132,43	0,94	-0,5	-0,3	704	E
-347,23	0,94	-0,5	-1	739	A
-208,34	0,94	-0,5	0,8-	739	B
902,79	0,94	-0,5	0,8	739	D
138,89	0,94	-0,5	-0,3	739	E
-361,92	0,94	-0,5	-1	770	A
-217,15	0,94	-0,5	0,8-	770	B
941,00	0,94	-0,5	0,8	770	D
144,77	0,94	-0,5	-0,3	770	E
-375,41	0,94	-0,5	-1	799	A
-225,24	0,94	-0,5	0,8-	799	B
976,06	0,94	-0,5	0,8	799	D
150,16	0,94	-0,5	-0,3	799	E
-390,22	0,94	-0,5	-1	830	A
-234,13	0,94	-0,5	0,8-	830	B
1014,57	0,94	-0,5	0,8	830	D
156,09	0,94	-0,5	-0,3	830	E

2- Vent perpendiculaire a la petite face: On détermine la pression q_j dans chaque face de la tour (A, B, C,D, E) [Cd=0,96, Cpi=-0,5]

qj(N/m²)	Cd	Cpi	Cpe	q _{dyn}	face
-280,92	0,96	-0,5	-1	585	A
-168,55	0,96	-0,5	0,8-	585	B
0,00	0,96	-0,5	0,5-	585	C
730,40	0,96	-0,5	0,8	585	D
112,37	0,96	-0,5	-0,3	585	E
-299,04	0,96	-0,5	-1	623	A
-179,42	0,96	-0,5	0,8-	623	B
0,00	0,96	-0,5	0,5-	623	C
777,50	0,96	-0,5	0,8	623	D
119,62	0,96	-0,5	-0,3	623	E
-319,68	0,96	-0,5	-1	666	A
-191,81	0,96	-0,5	0,8-	666	B
0,00	0,96	-0,5	0,5-	666	C
831,17	0,96	-0,5	0,8	666	D
127,87	0,96	-0,5	-0,3	666	E
-337,92	0,96	-0,5	-1	704	A
-202,75	0,96	-0,5	0,8-	704	B
0,00	0,96	-0,5	0,5-	704	C
878,59	0,96	-0,5	0,8	704	D
135,17	0,96	-0,5	-0,3	704	E
-354,72	0,96	-0,5	-1	739	A
-212,83	0,96	-0,5	0,8-	739	B
0,00	0,96	-0,5	0,5-	739	C
922,27	0,96	-0,5	0,8	739	D
141,89	0,96	-0,5	-0,3	739	E
-369,60	0,96	-0,5	-1	770	A
-221,76	0,96	-0,5	0,8-	770	B
0,00	0,96	-0,5	0,5-	770	C
960,96	0,96	-0,5	0,8	770	D
147,84	0,96	-0,5	-0,3	770	E
-383,52	0,96	-0,5	-1	799	A
-230,11	0,96	-0,5	0,8-	799	B
0,00	0,96	-0,5	0,5-	799	C
997,15	0,96	-0,5	0,8	799	D
153,41	0,96	-0,5	-0,3	799	E

Tableau VI .05 Valeur des coefficient de frottement C_{fr} .

Etat de Surface	Coefficient de frottement C_{fr}
<u>Lisse</u> (acier. béton lisse. ondulations parallèles au vent. Paroi enduite. etc.)	0.01
<u>Rugueux</u> (béton rugueux , paroi non enduit , etc.)	0.02
<u>Très rugueux</u> (ondulation perpendiculaire au vent, nervures, plissements, etc.)	0.04

On prendra dans notre cas un bardage en niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaire a la direction du vent . Donc $C_{fr} = 0.04$

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_j \times C_{fr} \times S_f)$$

q_j : en (N/m^2) la pression du vent.

S_f : en (m^2) aire de frottement de l'élément de surface j.

C_{fr} : coefficients de frottement

11-Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction :

En général, la force résultante (R) se décompose en deux forces:

- ❖ une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction
- ❖ une force de soulèvement F_u qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Dans notre construction on n'a pas de toiture, alors $F_u=0$ est sera donc:

$$R = F_w = \sum F_{wi} = \sum (q_j \cdot S_j) + \sum F_{fr} \dots [\text{en KN}]$$

Avec: Σ : désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : en (N/m^2) la pression du vent.

S_j : en (m^2) aire de l'élément de surface j.

Donc on détermine la force horizontale (F_w) parallèle à la direction du vent considérée dans les deux faces perpendiculaires à cette force, (face A etD) à chaque niveau :

1 Vent perpendiculaire a la grande face

Portail au Vent (face D)								
Niv	q_{dyn}	1	2	3=1x2	4	5	6=3x4x5	7= (3x4)+6
	(N/m ²)	Hauteur en (m)	Largeur en (m)	Si en m2 Surface	q_j (N/m ²) préssion dynamique	C_{fr} Coef de frottement	F_{fr} en KN Force defrottement	$F_w(D)$ KN Préssion dynamique
RDC	585,26	12,24	32,75	400,86	715,19	0,04	11,47	298,158
1	585,26							
2	585,26							
3	585,26							
4	585,26	3,06	32,75	100,22	761,25	0,04	3,05	79,340
5	622,95	3,06	28,85	88,28	814,04	0,04	2,87	74,739
6	666,15	3,06	28,85	88,28	860,78	0,04	3,04	79,030
7	704,40	3,06	28,85	88,28	902,79	0,04	3,19	82,887
8	738,78	3,06	28,85	88,28	941,00	0,04	3,32	86,395
9	770,05	3,06	28,85	88,28	976,06	0,04	3,45	89,614

1 Vent perpendiculaire a la grande face

Portail Sous Vent (face E)								
Niv	q_{dyn}	1	2	3=1x2	4	5	6=3x4x5	7= (3x4)+6
	(N/m ²)	Hauteur en (m)	Largeur en (m)	Si en m2 Surface	q_j (N/m ²) préssion dynamique	C_{fr} Coef de frottement	F_{fr} en KN Force defrottement	$F_w(D)$ KN Préssion dynamique
RDC	585,26	12,24	32,75	400,86	110,03	0,04	1,76	45,870
1	585,26							
2	585,26							
3	585,26							
4	585,26	3,06	32,75	100,22	117,11	0,04	0,47	12,206
5	622,95	3,06	28,85	88,28	125,24	0,04	0,44	11,498
6	666,15	3,06	28,85	88,28	132,43	0,04	0,47	12,159
7	704,40	3,06	28,85	88,28	138,89	0,04	0,49	12,752
8	738,78	3,06	28,85	88,28	144,77	0,04	0,51	13,292
9	770,05	3,06	28,85	88,28	150,16	0,04	0,53	13,787

Recapitulatif (Vent perpendiculaire a la grande face)

Niv	Fw (D) KN	Fw(E) KN	Fw _i =Fw _E +Fw _D
	Préssion dynamique	Préssion dynamique	Préssion dynamique totale
RDC	298,16	45,87	344,03
1			
2			
3			
4	79,340	12,206	91,546
5	74,739	11,498	86,237
6	79,030	12,159	91,189
7	82,887	12,752	95,639
8	86,395	13,292	99,686
9	89,614	13,787	103,401
Fw _{total} (KN) =.....			911,73

La force horizontale globale suivant la grande face est: Fw=911.73 KN

2 Vent perpendiculaire a la Petite face

Portail au Vent (face D)								
Niv	q _{dyn} (N/m ²)	1	2	3=1x2	4	5	6=3x4x5	7= (3x4)+6
		Hauteur	Largeur	Si en m2	q _j (N/m ²)	C _{fr}	F _{fr} en KN	Fw(D) KN
		en (m)	en (m)	Surface	préssion dynamique	Coef de frottement	Force defrottement	Préssion dynamique
RDC	585,26	12,24	17,00	208,08	730,40	0,04	6,08	158,062
1	585,26							
2	585,26							
3	585,26							
4	585,26	3,06	17,00	52,02	777,50	0,04	1,62	42,064
5	622,95	3,06	17,00	52,02	831,17	0,04	1,73	44,967
6	666,15	3,06	17,00	52,02	878,59	0,04	1,83	47,533
7	704,40	3,06	17,00	52,02	922,27	0,04	1,92	49,896
8	738,78	3,06	17,00	52,02	960,96	0,04	2,00	51,989
9	770,05	3,06	17,00	52,02	997,15	0,04	2,07	53,947

2 Vent perpendiculaire a la Petite face

Portail Sous Vent (face E)								
Niv	q _{dyn} (N/m ²)	1	2	3=1x2	4	5	6=3x4x5	6=3x4x5
		Hauteur	Largeur	Si en m2	q _j (N/m ²)	C _{fr}	F _{fr} en KN	Fw (E)KN
		en (m)	en (m)	Surface	préssion dynamique	Coef de frottement	Force defrottement	Préssion dynamique
RDC	585,26	12,24	17,00	208,08	112,37	0,04	0,94	24,317
1	585,26							
2	585,26							
3	585,26							
4	585,26	3,06	17,00	52,02	119,62	0,04	0,25	6,471
5	622,95	3,06	17,00	52,02	127,87	0,04	0,27	6,918
6	666,15	3,06	17,00	52,02	135,17	0,04	0,28	7,313
7	704,40	3,06	17,00	52,02	141,89	0,04	0,30	7,676
8	738,78	3,06	17,00	52,02	147,84	0,04	0,31	7,998
9	770,05	3,06	17,00	52,02	153,41	0,04	0,32	8,299

Récapitulatif (Vent perpendiculaire a la petite face)

Niv	Fw (D) KN	Fw(E) KN	Fw _i =Fw _E +Fw _D
	Préssion dynamique	Préssion dynamique	Préssion dynamique totale
RDC	158,06	24,32	182,38
1			
2			
3			
4	42,064	6,471	48,535
5	44,967	6,918	51,885
6	47,533	7,313	54,845
7	49,896	7,676	57,572
8	51,989	7,998	59,987
9	53,947	8,299	62,246
		Fw_{total} (KN) =	517,45

La force horizontale globale suivant la petite face est: Fw=517.45 KN

- ❖ les résultats obtenus par le règlement neige et vent Algérien (RNV 99) sont supérieurs aux résultats obtenus par le règlement NV65 . donc on se met plus en sécurité en utilisant le RNV99.
- ❖ Les résultats seront comparables si on utilise la méthode simplifiée du règlement NV65, qui est plus conservative que la méthode exacte.
- ❖ par comparaisant entre les forces horizontales dues au séisme et celle du au vent, on remarque que le cas le plus défavorable a prendre en considération dans les calculs est le cas de l'action sismique , car elle est la plus importante .

CHAPITRE VII

ETUDE DES

PORTIQUES

ETUDE DES PORTIQUES :

CHARGEMENT DES PORTIQUES

I) -Etude sous charges verticales et horizontales :

1- Introduction :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts

Qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées. Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme d'analyse des structures SAP2000 version 7.40 ce qui nous a permis d'étudier les portiques selon les différentes combinaisons de calcul.

2- Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (révisées en 2003)]

❖ Poutres :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (révisées en 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare 0,8G \pm E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

❖ Poteaux :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare G + Q \pm 1,2 E \\ \blacksquare 0,8G \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

E : Effort sismique

-Le chargement : Pour le Bloc (A et B)

Pour la détermination du chargement du portique, on calcule les charges supportées par la poutre De part et d'autre

Sens longitudinal : « poutre principale (30x55) cm² »

Portique de rive (1) et (10) : $L=L_1 / 2=3,20 / 2=1.60$ m

Niveaux	Désignation	Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC , 01 , 02,03,04	Plancher	1.600	x	0.504		=	0.81	1.91	1.60	x	0.15	=	0.24	
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=							0.41
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900	=							0.69
	Voiles	0.200	x	3.060	x	2.500	=	1.53	1.53					
	Balcon	la réaction sur la poutre =						0.54	0.54	1.00	x	0.350	=	0.35
RDC , 05 , 06,07,08	Plancher	1.600	x	0.504		=	0.81	1.91	1.60	x	0.15	=	0.24	
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=							0.41
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900	=							0.69
	Voiles	0.200	x	3.060	x	2.500	=	1.53	1.53					
	Balcon	la réaction sur la poutre =												
09^{eme} Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	1.40	1.60	x	0.100	=	0.16
	Plancher	1.600	x	0.568		=	0.91							
	Poutre	0.450	x	0.300	x	2.500	=	0.34						

Portique intermediaire (02) et (09) : $L=3.20/2 + 3.30/2=3,25$ m

Niveaux	Désignation	Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC , 01 , 02,03,04	Plancher	3.250	x	0.504		=	1.64	2.33	3.25	x	0.15	=	0.49	
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=							0.41
	Mur intérieur	0.100	x	3.060	x	0.900	=							0.28
05 , 06,07,08	Plancher	3.250	x	0.504		=	1.64	2.33	3.25	x	0.15	=	0.49	
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=							0.41
	Mur intérieur	0.100	x	3.060	x	0.900	=							0.28
09^{eme} Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	2.41	3.25	x	0.100	=	0.33
	Plancher	3.250	x	0.568		=	1.85							
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						

Portique intermediaire (03) : $L=4.10/2 + 3.30/2=3,70$ m

Niveaux	Désignation	Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC , 01 , 02,03,04	Plancher	3.700	x	0.504		=	1.86	2.55	3.70	x	0.15	=	0.56	
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=							0.41
	Mur interieur	0.100	x	3.060	x	0.900	=							0.28
05 , 06,07,08	Plancher	3.700	x	0.504		=	1.86	2.55	3.70	x	0.15	=	0.56	
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=							0.41
	Mur interieur	0.100	x	3.060	x	0.900	=							0.28
09^{eme} Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	2.66	3.70	x	0.100	=	0.37
	Plancher	3.700	x	0.568		=	2.10							
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						

Portique intermediaire (04) : $L=4.10/2 + 3.00/2=3,55$ m

Niveaux	Désignation	Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC , 01 , 02,03,04	Plancher	3.550	x	0.504		=	1.79	2.48	3.55	x	0.15	=	0.53	
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=							0.41
	Mur interieur	0.100	x	3.060	x	0.900	=							0.28
05 , 06,07,08	Plancher	3.550	x	0.504		=	1.79	2.48	3.55	x	0.15	=	0.53	
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=							0.41
	Mur interieur	0.100	x	3.060	x	0.900	=							0.28
09^{eme} Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	2.58	3.55	x	0.100	=	0.36
	Plancher	3.550	x	0.568		=	2.02							
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						

Portique de rive (05) : $L=3.00/2=1.5$ m

Niveaux	Désignation	Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
			x				=			x		=		
RDC , 01 , 02,03,04	Plancher	1.500	x	0.504			=	0.76	1.86	1.50	x	0.15	=	0.23
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900	=	0.69						
	Voiles	0.200	x	3.060	x	2.500	=	1.53						
05 , 06,07,08	Plancher	1.500	x	0.504			=	0.76	1.86	1.50	x	0.15	=	0.23
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900	=	0.69						
	Voiles	0.200	x	3.060	x	2.500	=	1.53						
09^{eme} Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	1.41	1.50	x	0.100	=	0.15
	Plancher	1.500	x	0.568			=	0.85						
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						

Portique de rive (06) : $L=4.10/2=2.05$ m

Niveaux	Désignation	Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
			x				=			x		=		
RDC , 01 , 02,03,04	Plancher	2.050	x	0.504			=	1.03	2.13	2.05	x	0.15	=	0.31
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900	=	0.69						
	Voiles	0.200	x	3.060	x	2.500	=	1.53						
05 , 06,07,08	Plancher	2.050	x	0.504			=	1.03	2.13	2.05	x	0.15	=	0.31
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900	=	0.69						
	Voiles	0.200	x	3.060	x	2.500	=	1.53						
09^{eme} Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	1.73	2.05	x	0.100	=	0.21
	Plancher	2.050	x	0.568			=	1.16						
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						

Portique intermediaire (07) : $L=4.10/2 + 3.65/2=3,875$ m

Niveaux	Désignation	Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC , 01 , 02,03,04	Plancher	3.875	x	0.504			=	1.95	2.64	3.88	x	0.15	=	0.58
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						
	Mur interieur	0.100	x	3.060	x	0.900	=	0.28						
05 , 06,07,08	Plancher	3.875	x	0.504			=	1.95	2.64	3.88	x	0.15	=	0.58
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						
	Mur interieur	0.100	x	3.060	x	0.900	=	0.28						
09 ^{eme} Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	2.76	3.88	x	0.100	=	0.39
	Plancher	3.875	x	0.568			=	2.20						
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						

Portique intermediaire (08) : $L=3.65/2 + 3.30/2=3,475$ m

Niveaux	Désignation	Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC , 01 , 02,03,04	Plancher	3.475	x	0.504			=	1.75	2.44	3.48	x	0.15	=	0.52
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						
	Mur interieur	0.100	x	3.060	x	0.900	=	0.28						
05 , 06,07,08	Plancher	3.475	x	0.504			=	1.75	2.44	3.48	x	0.15	=	0.52
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						
	Mur interieur	0.100	x	3.060	x	0.900	=	0.28						
09 ^{eme} Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	2.54	3.48	x	0.100	=	0.35
	Plancher	3.475	x	0.568			=	1.97						
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						

Portique de rive (11): $L=3.90 /2=1.95$ m

Niveaux	Désignation	Opérations						Charge $G_T(t)/m$	Surcharge $Q(t)/m$					
RDC , 01 , 02,03,04	Plancher	1.950	x	0.504			=	0.98	2.08	1.95	x	0.15	=	0.29
	Poutre	0.550	x	0.300	x	2.500	=	0.41						
	Mur exterior	0.250	x	3.060	x	0.900	=	0.69						

Sens transversal : « poutre secondaire (30,35)cm² »

Portique de rive (A), (D): $L=L_1/2=0.65/2=0.325$ m

Niveaux	Désignation	Opérations				Charge G _T (t)/m	Surcharge Q(t)/m							
RDC , 01 , 02,03,04	Plancher	0.325	x	0.504	=	0.16	1.11	0.325	x	0.250	=	0.08		
	Poutres	0.350	x	0.300	x	2.500							=	0.26
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900							=	0.69
	voiles		x		x								=	0.00
05 , 06,07,08	Plancher	0.325	x	0.504	=	0.16	1.11	0.325	x	0.150	=	0.05		
	Poutre	0.350	x	0.300	x	2.500							=	0.26
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900							=	0.69
	Voiles		x		x								=	0.00
	Balcon	la réaction sur la poutre				=	0.54	0.54	1.000	x	0.350	=	0.35	
09^{eme} Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	0.60	0.325	x	0.100	=	0.03
	Plancher	0.325	x	0.568	=	0.18								
	Poutre	0.350	x	0.300	x	2.500	=	0.26						

Portique intermédiaire (C) , (B): $L=0.65$

m

Niveaux	Désignation	Opérations				Charge G _T (t)/m	Surcharge Q(t)/m							
RDC , 01 , 02,03,04	Plancher	0.650	x	0.504	=	0.33	1.28	0.650	x	0.250	=	0.16		
	Poutres	0.350	x	0.300	x	2.500							=	0.26
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900							=	0.69
	voiles	0.200	x	4.080	x	2.500							=	2.04
	Dalle pleine	2.400	x	0.599	=	1.44							1.44	2.400
05 , 06,07,08	Plancher	0.650	x	0.504	=	0.33	1.28	0.650	x	0.150	=	0.10		
	Poutre	0.350	x	0.300	x	2.500							=	0.26
	Mur extérieur	0.250	x	3.060	x	0.900							=	0.69
	Dalle pleine	2.400	x	0.599	=	1.44	1.44	2.400	x	0.150	=	0.36		
	Voiles	0.200	x	3.060	x	2.500	=	1.53	1.53					
	Balcon	la réaction sur la poutre				=	0.54	0.54	1.000	x	0.350	=	0.35	
09^{eme} Terrasse	Acrotère	0.600	x	0.100	x	2.500	=	0.15	0.78	0.650	x	0.100	=	0.07
	Plancher	0.650	x	0.568	=	0.37								
	Poutre	0.350	x	0.300	x	2.500	=	0.26						

FERRAILLAGE DES PORTIQUES

1) Ferrailage des poutres (Bloc A et B) :

Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}
- sollicitation du 2^{eme} genre $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{array} \right.$

- si $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2}
- si $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ Mpa.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$ Mpa

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ Mpa.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$ Mpa

Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\% b ht.$
- Section d'armature maximale: $A_{max1}=4\% b ht.$ (Zone courante)

$A_{max2}=6\% b ht.$ (Zone de recouvrement)

1) sens longitudinal : « poutre principale (30x55) cm² »

a.1) Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections minimales et maximales des aciers qui devraient conditionner la section adopté, on a :

$A_{min} = 0,5\% bht = 0,5\% \times 30 \times 55 = 8.25$ cm² (sur toute la section)
 $A_{max1} = 4\% bht = 4\% \times 30 \times 55 = 66.00$ cm² (Zone courante)
 $A_{max2} = 6\% bht = 6\% \times 30 \times 55 = 99.00$ cm² (Zone de recouvrement)

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

Exemple de calcul :

Poutre principale intermédiaire

- En travée :

(Sp₁) ⇒ Mt_{sp1}=4.09 t.m

(Sp₂) ⇒ Mt_{sp2}=2.97 t.m

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1.38 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre b=30cm.
- Hauteur de la section h_t=55cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d=0.9xht=49.5 cm
- Contrainte des aciers utilisés f_e=400 Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours f_{c28}=25 Mpa
- Contrainte limite de traction du béton ft₂₈=2,1Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

Moment ultime Mu	Mu	4.09 t.m	μ=0.0587 < μ ₁ =0.392 pas d'acier comprimé	
Moment réduit	μ=Mu/(bx d ² x f _{bc})	0.0587		Pivot A
Etat limite de compression	μ ₁ =0.392	μ < μ ₁		
Coefficient de la fibre neutre	α=1,25(1-√1-2μ)	0.076		
Coefficient β	β =1-0,4 α	0.970		
Section d'aciers As	Mu / (σ _s x β x d)	2.99 cm²		
Section d'aciers As Min	0.23xbxdx(ft28/fe)	1.47 cm²		

- En appuis :

(Sp₁) ⇒ Ma_{sp1}=8.10 t.m...

(Sp₂) ⇒ Ma_{sp2}=7.28 t.m

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.11 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

Moment ultime M_u	Ma	7.28t.m	$\mu < \mu_1$ pas d'acier comprimé	
Moment réduit	$\mu = Ma / (b x d^2 x f_{bc})$	0.0.0699		Pivot A
Etat limite de compression	$\mu_l = 0.392$	$\mu < \mu_1$		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.091		
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0.964		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	4.39 cm²		
Section d'aciers A_s Min	$0.23 x b x d x (f_{t28} / f_e)$	1.79 cm²		

Tableau récapitulatif du ferrailage des différents niveaux :

Sens longitudinal : « poutre principale (30x55) cm² »

Poutres de rive : portiques (01 et 10) avec voiles

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		M _{sp1} / M _{sp2}	Moment de calcul	Section de l'acier en cm ²			
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =0.5% bh	A _s adoptée
RDC , 01 , 02,03,04	Appuis	7.38	6.79	1.09	M _{sp2} 6.79	5.08	5.29	8.25	2T16+1T14=5.56
	Travée	3.54	2.62	1.35	M _{sp1} 3.54	2.58	2.65		3T14=4.62
05, 06,07,08	Appuis	9.22	8.62	1.07	M _{sp2} 8.62	6.55	6.74	8.25	2T16+2T14=7.10
	Travée	3.97	2.96	1.34	M _{sp1} 3.97	2.9	3.13		3T14=4.62
Terrasse	Appuis	5.35	5.01	1.07	M _{sp2} 5.01	3.69	4.04	8.25	3T14=4.62
	Travée	2.75	2.06	1.33	M _{sp1} 2.75	1.99	2.24		3T14=4,62

Poutres intermédiaire : portiques (02et 09)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		M _{sp1} / M _{sp2}	Moment de calcul	Section de l'acier en cm ²			
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =0.5% bh	A _s adoptée
RDC , 01 , 02,03,04	Appuis	8.1	7.28	1.11	M _{sp2} 7.28	5.47	5.87	8.25	3T16=6.03
	Travée	4.09	2.97	1.38	M _{sp1} 4.09	2.99	3.87		3T14=4.62
05, 06,07,08	Appuis	8.59	8.16	1.05	M _{sp2} 8.16	6.18	6.51	8.25	2T16+2T14=7.10
	Travée	3.78	2.8	1.35	M _{sp1} 3.78	2.76	2.73		3T14=4.62
Terrasse	Appuis	6.86	6.2	1.11	M _{sp2} 6.2	4.62	4.87	8.25	2T14+1T16=5.09
	Travée	4.44	3.32	1.34	M _{sp1} 4.44	3.26	3.53		3T14=4,62

Poutres intermédiaires : portiques (03)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul	Section de l'acier en cm2				
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =0.5% bh	A _s adoptée	
RDC , 01 , 02,03,04	Appuis	11.65	8.74	1.33	Msp1	11.65	9.11	8.06	8.25	5T16=10.05
	Travée	5.83	4.23	1.38	Msp1	5.83	4.33	4.04		3T14=4.62
05, 06,07,08	Appuis	10.67	9.69	1.10	Msp2	9.69	7.44	6.64	8.25	4T16=8.04
	Travée	5.34	3.9	1.37	Msp1	5.34	3.95	4.04		3T14=4.62
Terrasse	Appuis	9.96	10.14	0.98	Msp2	10.14	7.82	6.96	8.25	4T16=8.04
	Travée	4.12	3.32	1.24	Msp1	4.12	3.02	3.05		3T14=4,62

Poutres intermédiaires : portiques (04)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul	Section de l'acier en cm2				
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =0.5% bh	A _s adoptée	
RDC , 01 , 02,03,04	Appuis	11.65	8.74	1.33	Msp1	11.65	7.19	6.79	8.25	5T16=10.05
	Travée	5.83	4.23	1.38	Msp1	5.83	3.49	2.61		3T14=4.62
05, 06,07,08	Appuis	10.67	9.69	1.10	Msp2	9.69	5.92	5.59	8.25	4T16=8.04
	Travée	5.34	3.9	1.37	Msp1	5.34	3.19	3.22		3T14=4.62
Terrasse	Appuis	9.96	10.14	0.98	Msp2	10.14	6.21	5.96	8.25	4T16=8.04
	Travée	4.12	3.32	1.24	Msp1	4.12	2.44	2.17		3T14=4,62

Poutres intermédiaires : portiques (05) avec voiles

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul	Section de l'acier en cm2				
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =0.5% bh	A _s adoptée	
RDC , 01 , 02,03,04	Appuis	7.18	6.59	1.09	Msp2	6.59	3.96	3.56	8.25	2T16+1T14=5.56
	Travée	3.34	2.42	1.38	Msp1	3.34	2.58	1.70		3T14=4.62
05, 06,07,08	Appuis	9.02	8.42	1.07	Msp2	8.42	5.11	4.78	8.25	2T16+2T14=7.10
	Travée	3.77	2.76	1.37	Msp1	3.77	2.23	2.26		3T14=4.62
Terrasse	Appuis	5.15	4.81	1.07	Msp2	4.81	2.86	1.23	8.25	3T14=4.62
	Travée	2.55	1.86	1.37	Msp1	2.55	1.50	1.52.		3T14=4,62

Poutres intermédiaires : portiques (06) avec voiles

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul		Section de l'acier en cm2			
		M _{sp1}	M _{sp2}				A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =0.5% bh	As adoptée
RDC , 01 , 02,03,04	Appuis	7.34	6.78	1.08	Msp2	6.78	4.08	3.93	8.25	2T16+1T14=5.56
	Travée	3.5	2.61	1.34	Msp1	3.50	2.07	1.92		3T14=4.62
05, 06,07,08	Appuis	9.18	8.61	1.07	Msp2	8.61	5.23	5.08	8.25	2T16+2T14=7.10
	Travée	3.93	2.95	1.33	Msp1	3.93	2.33	2.18		3T14=4.62
Terrasse	Appuis	5.31	5.00	1.06	Msp2	5.00	2.98	2.83	8.25	3T14=4.62
	Travée	2.71	2.05	1.32	Msp1	2.71	1.60	1.45		3T14=4,62

Poutres intermédiaires : portiques (07)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul		Section de l'acier en cm2			
		M _{sp1}	M _{sp2}				A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =0.5% bh	As adoptée
RDC , 01 , 02,03,04	Appuis	11.69	8.77	1.33	Msp1	11.69	7.22	6.81	8.25	5T16=10.05
	Travée	5.87	4.26	1.38	Msp1	5.87	3.51	2.63		3T14=4.62
05, 06,07,08	Appuis	10.71	9.72	1.10	Msp2	9.72	5.94	5.61	8.25	4T16=8.04
	Travée	5.38	3.93	1.37	Msp1	5.38	3.21	3.24		3T14=4.62
Terrasse	Appuis	10.00	10.17	0.98	Msp2	10.17	6.23	5.98	8.25	4T16=8.04
	Travée	4.16	3.35	1.24	Msp1	4.16	2.47	2.19		3T14=4,62

Poutres intermédiaires : portiques (08)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment de calcul		Section de l'acier en cm2			
		M _{sp1}	M _{sp2}				A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =0.5% bh	As adoptée
RDC , 01 , 02,03,04	Appuis	11.64	8.72	1.33	Msp1	11.64	7.19	7.18	8.25	5T16=10.05
	Travée	5.82	4.21	1.38	Msp1	5.82	3.48	3.47		3T14=4.62
05, 06,07,08	Appuis	10.66	9.67	1.10	Msp2	9.67	5.90	5.89	8.25	4T16=8.04
	Travée	5.33	3.88	1.37	Msp1	5.33	3.18	3.17		3T14=4.62
Terrasse	Appuis	9.95	10.12	0.98	Msp2	10.12	6.20	6.19	8.25	4T16=8.04
	Travée	4.11	3.30	1.24	Msp1	4.11	2.44	2.43		3T14=4,62

2- sens transversal (Bloc A et B): « poutre secondaire (30x35) cm² »

Armature longitudinale :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$A_{min} = 0,5\% bht = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$ (sur toute la section)
 $A_{max1} = 4\% bht = 4\% \times 30 \times 35 = 42,00 \text{ cm}^2$ (Zone courante)
 $A_{max2} = 6\% bht = 6\% \times 30 \times 35 = 63,00 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement)

Poutres de rive : portiques transversales (A)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		M _{sp1} / M _{sp2}	Moment calcul		Section de l'acier en cm ²			
		M _{sp1}	M _{sp2}				A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =0.5% bh	As adoptée
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	Appuis	2.29	2.68	0.85	M _{sp2}	2.680	2.53	3.05	5.25	2T14+1T12=4.21
	Travée	0.8031	0.6077	1.32	M _{sp1}	0.803	0.74	0.90		2T14+1T12=4.21
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	Appuis	3.46	4.12	0.84	M _{sp2}	4.120	3.96	3.57	5.25	2T14+1T12=4.21
	Travée	1.56	1.19	1.31	M _{sp1}	1.560	1.10	1.76		2T14+1T12=4.21
Terrasse	Appuis	2.42	2.97	0.81	M _{sp2}	2.970	2.81	3.15	5.25	2T14+1T12=4.21
	Travée	0.5915	0.5262	1.12	M _{sp2}	0.526	0.48	0.59		2T14+1T12=4.21

Poutres de rive : portiques transversales (D)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		M _{sp1} / M _{sp2}	Moment calcul		Section de l'acier en cm ²			
		M _{sp1}	M _{sp2}				A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =0.5% bh	As adoptée
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	Appuis	1.9000	2.4400	0.78	M _{sp2}	2.4400	2.30	2.77	5.25	2T14+1T12=4.21
	Travée	0.7978	0.6044	1.32	M _{sp1}	0.7978	0.74	0.90		2T14+1T12=4.21
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	Appuis	3.1900	3.5900	0.89	M _{sp2}	3.5900	3.43	3.15	5.25	2T14+1T12=4.21
	Travée	1.5200	1.1500	1.32	M _{sp1}	1.5200	1.41	1.71		2T14+1T12=4.21
Terrasse	Appuis	1.6600	2.1300	0.78	M _{sp2}	2.1300	2.00	2.41	5.25	2T14+1T12=4.21
	Travée	0.5100	0.4564	1.12	M _{sp2}	0.4564	0.42	0.51		2T14+1T12=4.21

Poutres intermédiaires : portiques transversales (B et C)

Niveaux	Localisation	Moments (t.m)		Msp1/ Msp2	Moment calcul	Section de l'acier en cm2				
		M _{sp1}	M _{sp2}			A _s calculée	A _s calculée par sap2000	A _s min =0.5% bh	As adoptée	
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	Appuis	4.4400	5.0100	0.89	Msp2	5.0100	4.88	4.36	5.25	2T14+1T16=5.21
	Travée	2.2100	1.6600	1.33	Msp1	2.2100	2.07	2.51		2T14+1T12=4.21
3 ^{eme} au 10 ^{eme}	Appuis	7.7800	8.5100	0.91	Msp2	8.5100	8.77	7.66	5.25	5T16=10.05
	Travée	2.4300	1.8000	1.35	Msp1	2.4300	2.29	2.76		2T14+1T12=4.21
Terrasse	Appuis	6.0500	7.0200	0.86	Msp2	7.0200	7.05	6.23	5.25	4T16=8.04
	Travée	0.9600	0.8700	1.10	Msp2	0.8700	0.80	0.98		2T14+1T12=4.21

Les vérifications :

Sens longitudinal : « poutre principale (30x55) cm²»

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 35 \times 36 \times 2,1 / 400 = 1,79 \text{cm}^2.$$

A dopté > Amin.....condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 15,22 \times 100 / (30 \times 50) = 1,01 \text{Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{Mpa}) = 3,25 \text{Mpa.} \end{array} \right.$
 $\tau_u = 1,01 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$\Phi t \leq \min (h/3.5 ; b/10 ; \Phi l)$
 $\Phi t \leq \min (15.71 ; 30 ; 16)$
 On adopte : $\Phi t = 8 \text{ mm}$

-Calcul de L'espace:

$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40 \text{cm}) \\ \Rightarrow St \leq 40.00 \text{cm} \\ St \leq \min (45 ; 40 \text{cm}) \end{array} \right.$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi l ; 30 \text{cm}) \Rightarrow St \leq 13.75 \text{cm}$
 $St \leq \min (13.75 ; 16,8 ; 30 \text{cm})$

Zone courante: $St \leq h/2$
 $St \leq 27.5 \text{cm}$

La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$Fe = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,01 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,062 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{1,41}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,705 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,705 \times b}{fe} = \frac{0,705 \times 30}{235} = 0,09 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,09 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 1,515 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 15.22 \text{ t} \quad M_{app} = 12.17 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z = 12.17 / (0,9 \times 27.00 \times 10^{-2}) = 50.08 \text{ t} > 15.22 \text{ t}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\bar{\sigma}_b = F_b / S \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b / \sqrt{2} \end{cases}$$

$$d'ou: \bar{\sigma}_b = 2T / ab$$

a : longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la bielle est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8bf_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 152,2 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,076 \text{ m} = 7,6 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 26 \text{ cm}$$

$$a = 26 \text{ cm} > 7,6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{u_{ser}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max T = 152,20 KN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n = 5

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 152,20 \times 10^3 / 0,9 \times 27,00 \times 5,024 \times 5 \times 10^2 = 2,49 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 2,49 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ Mp}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi f_e / 4\tau_s$

Avec Φ : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,6 \times 400 / (4 \times 2,835) = 56,44 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40.5\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 24,8\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 1,64 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 23,6\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 4,77\text{cm}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 22,4\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 7,89\text{cm}$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64\text{cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser}=6.10 \text{ t.m}$$

$$A=10.05 \text{ cm}^2$$

1-position de l'axe neutre :

$$by^2/2+n.A (d-y)=0 \Leftrightarrow$$

$$15.00 y^2 + 150.75 y + -6105.38 = 0.00$$

$$y = 15.77 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie:

$$I=by^3/3+n.A (d-y)^2= 131 413.48 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{6.10 \times 10000}{131413.48} \times 15.77 = 7.32 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 7.32 < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

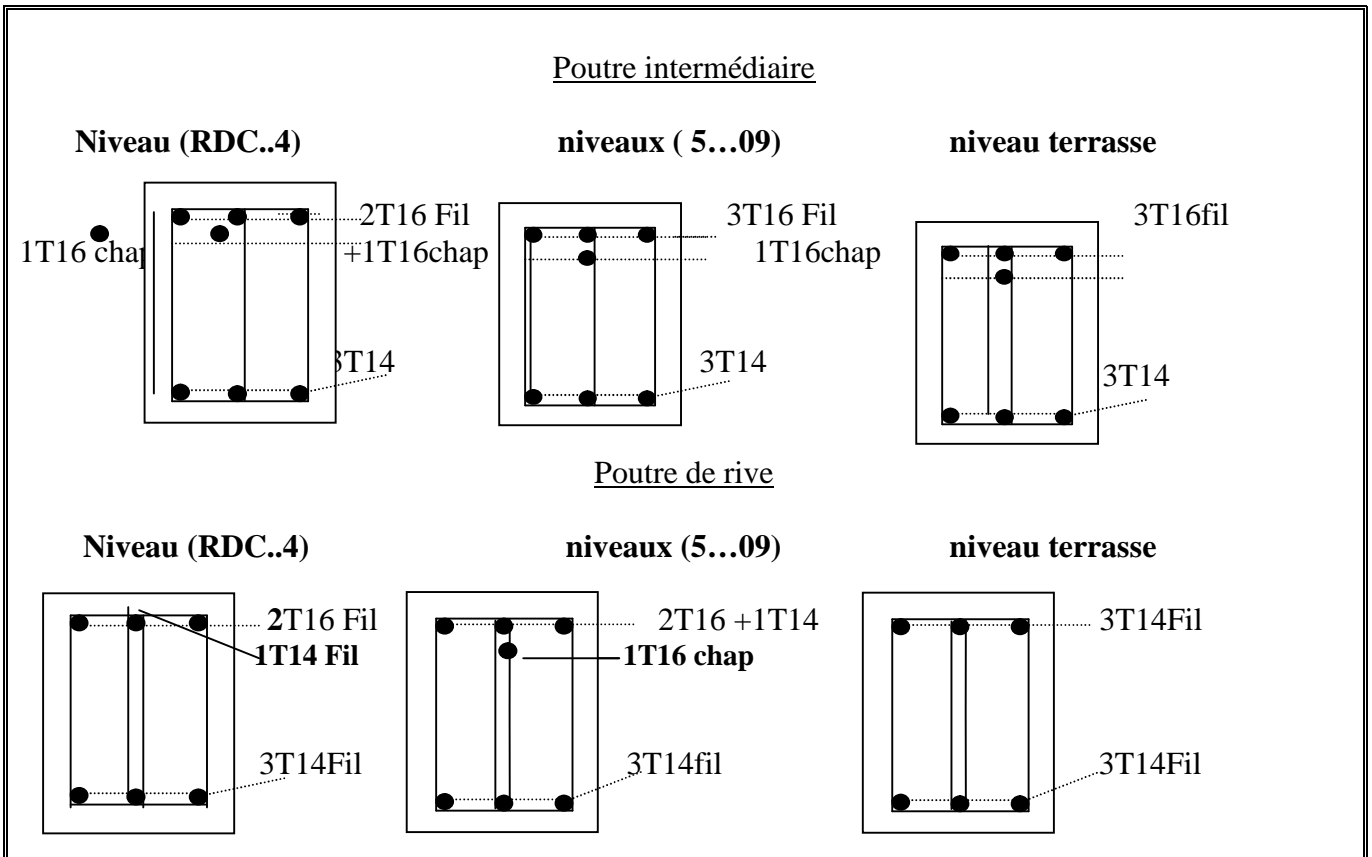
Vérification de la flèche :

$$M_{tmax}=6.10 \text{ t.m, } M_0 = (G+Q) l^2/8 = (4.90+1.44) \times (4.80)^2/8 = 18.26 \text{ t.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

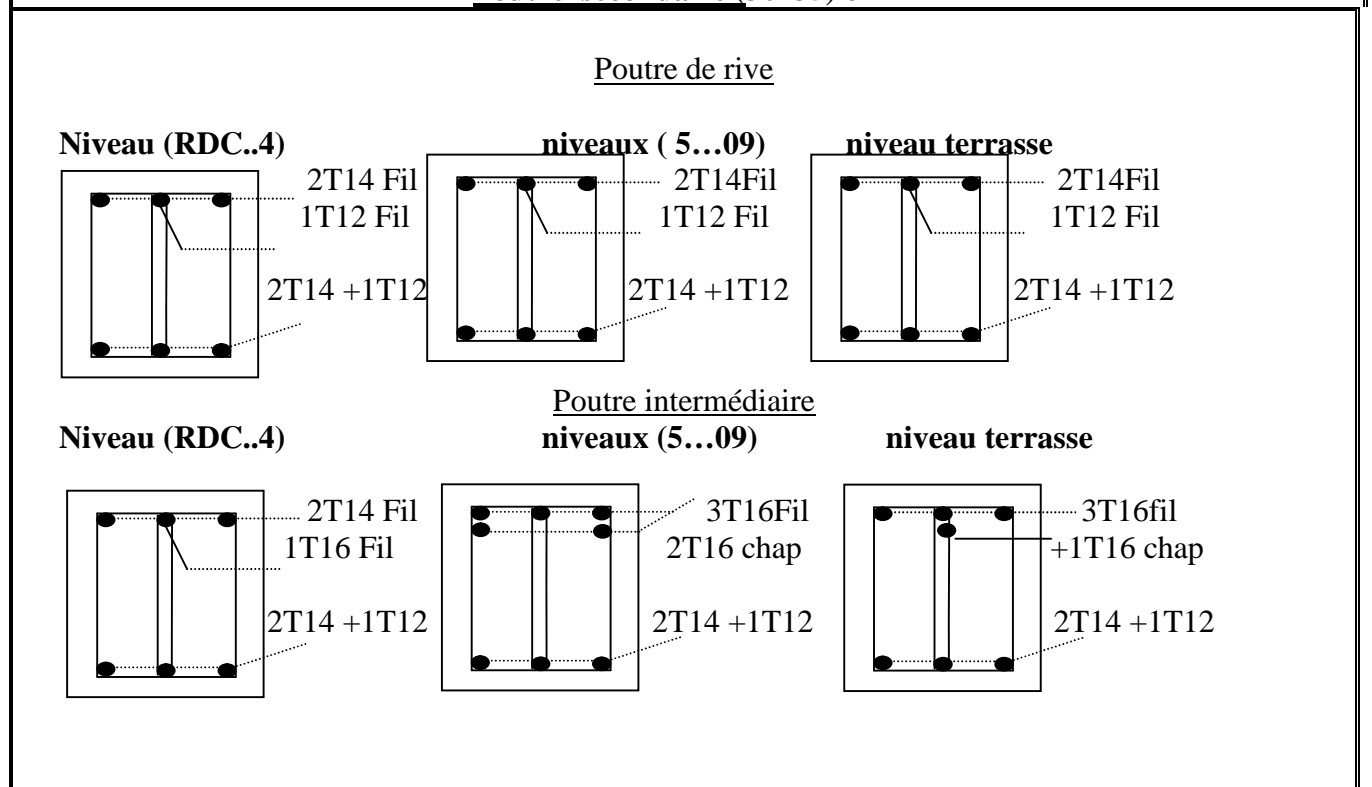
$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0.09 > 0,0625 \quad (\text{vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,09 > 0,033 \quad (\text{vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/fe \dots\dots\dots 0,0082 < 0,0105 \quad (\text{vérifiée}). \end{array} \right.$$

Poutre principale (30x45) cm²



Poutre secondaire (30x35) cm²



Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires

Ferraillage des poteaux :

Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 5 Combinaisons suivante :

$$\begin{aligned}
 - 1^{\text{er}} \text{Genre : } 1,35G+1,5Q &\Rightarrow \begin{cases} [N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1 \\ [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2 \\ [M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3 \end{cases} \\
 - 2^{\text{eme}} \text{ Genre : } 0,8G \pm E. &\Rightarrow \begin{cases} [N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4 \\ G+Q \pm 1,2E \quad [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5 \\ [M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6 \end{cases}
 \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s , γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.}$

$$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa}$$

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.}$

$$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa}$$

Ferraillage exigé par R.P.A 99(révisées en 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres Niveaux seront données dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(révisées en 2003) :

Famille de poteaux	Amin=0,8 %bht	Amax1=4%bht	Amax2=6%bht
1 ^{ere} famille(50x50)cm ²	20.00 cm ²	100.00 cm ²	150.00 cm ²
2 ^{eme} famille(45x45)cm ²	16,20cm ²	81.00cm ²	121,50cm ²
3 ^{eme} famille(40x40)cm ²	12,80cm ²	64.00cm ²	96.00cm ²

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du 1^{er} genre: unités principale (t.m).

Etages		RDC,1er...3eme		4eme,7eme		8eme,9eme,		
Poteaux	Combinaison - 1,35G+1,5Q	Sens long	Sens tran	Sens long	Sens tran	Sens long	Sens tran	
Poteau De rive	(a)	N _{max}	210.10	167.23	130.70	105.74	51.86	51.86
		M _{corr}	0.88	0.04	0.94	0.60	1.01	1.01
	(b)	N _{min}	101.41	68.11	42.22	28.94	6.06	6.06
		M _{corr}	0.93	1.13	1.69	0.40	1.40	1.40
	(c)	M _{max}	1.19	1.19	1.80	1.86	1.62	1.62
		N _{corr}	125.58	125.58	52.43	28.94	22.76	22.76
Poteau central	(a)	N _{max}	220.51	220.51	88.92	88.92	36.36	36.36
		M _{corr}	0.09	0.45	0.00	0.00	3.40E-05	3.40E-05
	(b)	N _{min}	68.11	69.09	30.72	24.47	1.71	8.48E+00
		M _{corr}	1.13	0.01	1.57E-06	3.81E-06	1.00E-06	1.01E-06
	(c)	M _{max}	1.13	1.09	1.56	1.23E-04	3.76E-05	3.36E-05
		N _{corr}	68.11	170.57	36.71	88.92	10.51	23.48

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre : unités principale (t.m).

Etages		RDC,1er...3eme		4eme,7eme		8eme,9eme,		
Poteaux	Combinaison 0,8G ± E / G+Q ± 1,2E	Sens long	Sens tran	Sens long	Sens tran	Sens long	Sens tran	
Poteau De rive	(a)	N _{max}	162.29	131.42	73.31	83.72	28.86	40.14
		M _{corr}	0.82	1.14	0.99	1.81	1.05	1.48
	(b)	N _{min}	40.47	13.82	17.46	6.41	2.61	2.61
		M _{corr}	0.21	0.99	1.45	1.85	1.43	1.27
	(c)	M _{max}	1.56	1.69	1.50	2.87	1.92	2.12
		N _{corr}	81.67	25.26	23.29	27.61	5.19	8.44
Poteau central	(a)	N _{max}	170.00	170.00	53.14	74.67	22.63	30.49
		M _{corr}	1.34	1.34	1.10	1.32	1.22	1.22
	(b)	N _{min}	18.83	18.83	3.86	6.64	0.50	0.50
		M _{corr}	0.41	0.41	1.59	0.23	0.04	0.04
	(c)	M _{max}	2.70	2.70	1.61	1.59	1.56	1.56
		N _{corr}	116.51	116.51	29.20	30.67	6.55	6.55

Exemple de calcul :

Poteau de rive (RDC, 1er...3^{eme} étage): section (50x50) cm²

1) Sens longitudinale :**Données :**

- Largeur du poteau $b=50\text{cm}$.
- hauteur de la section $ht=50\text{cm}$.
- Enrobage $c=2,5\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = ht-c=47.5\text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400\text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

❖ Combinaison de 1^{er} genre :

➤ (a) $N_{\max}=210.10\text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 0.88\text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0.88/210.10=0.0042\text{m}$$

$$M_u=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=210.10(0.475-0.50/2+0,0042)=48.15\text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu=210.10\text{ t} < 286.74\text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu=48.15\text{t.m} < 67.75\text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1=A'_1=0$)

➤ (b)- $N_{\min}=101.41\text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 0,93\text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,93/101.41=0.0091\text{ m}$$

$$M_u=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=101.41(0.475-0.50/2+0,0091)=23.74\text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ Mu \leq N.d (1-0,514Nu/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu=101.41\text{ t} < 286.74\text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu=23.74\text{t.m} < 40.70\text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_2=A'_2=0$)

➤ (c) $M_{\max} = 1.19 \text{ t.m}$ $N_{\text{corresp}} = 125.58 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$e=M/N=0.0095\text{m}$

$Mu = Nu (d-\frac{ht}{2} +e)=125.58(0,475-0,50/2+0,0095)= 29.45 \text{ t.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 125.58t < 286.74 \text{ t...Vérifiée} \\ Mu = 29.45t.m < 48.20 \text{ t.m ...Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_3=A'_3=0$)

❖ **combinaison de 2^{eme} genre :**

(a)- $N_{\max}=162.29 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 0.82 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$e=M/N=0.0050 \text{ m}$

$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2} +e)= 162.29 (0,475-0,50/2+0.0050)= 37.33 \text{ t.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/bdfbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 162.29 \text{ t} < 286.74 \text{ t ...Vérifiée} \\ Mu = 37.33t.m < 57.97 \text{ t.m ...Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armature ne sont pas

Nécessaires ($A_4=A'_4=0$)

(b)- $N_{\min}=40.47 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 0.21 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0.0052\text{m}$

$Mu=Nu (d-\frac{ht}{2} +e) =40.47 (0,475-0,50/2+0.0052) = 9.32\text{t.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 40.47 \text{ t} < 286.74 \text{ t ...Vérifiée} \\ Mu = 9.32t.m < 18.03 \text{ t.m ...Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_5=A'_5=0$)

(c) $M_{\max} = 1.56 \text{ t.m}$ $N_{\text{corresp}} = 81.67 \text{ t}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0.0191\text{m}$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 81.67 (0,475 - 0,50/2 + 0,0191) = 19.94 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 81.67 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 19.94 \text{ t.m} < 33.95 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$)

Section adoptée :

$$A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 20.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 20.00) = 20.00 \text{ cm}^2$$

2) Sens transversale:

❖ **combinaison de 1^{er} genre :**

➤ (a) $N_{\max} = 167.23 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 0.04 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0002 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 167.23 (0,475 - 0,50/2 + 0,0002) = 37.67 \text{ t.m}$$

vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 167.23 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 37.67 \text{ t.m} < 59.13 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$)

➤ (b)- $N_{\min} = 68.11 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 1.13 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0166$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 68.11 (0,475 - 0,50/2 + 0,0166) = 16.45 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 68.11 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 16.45 \text{ t.m} < 28.98 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$)

➤ (c) $M_{\max} = 1.19 \text{ t.m}$ $N_{\text{corresp}} = 125.58 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0095$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 125.58 \left(0,475 - 0,50/2 + 0.0095 \right) = 29.45 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 125.58 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 29.45 \text{ t.m} < 48.20 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$)

❖ **Combinaison de 2^{eme} genre :**

➤ (a)- $N_{max} = 131.42 \text{ t}$ $M_{corresp} = 1.14 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0087$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 131.42 \left(0,475 - 0,50/2 + 0,0087 \right) = 30.71 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 131.42 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 30.71 \text{ t.m} < 49.89 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$)

➤ (b)- $N_{min} = 13.82 \text{ t}$ $M_{corresp} = 0.99 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0713 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 13.82 \left(0,475 - 0,50/2 + 0,0713 \right) = 4.09 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 13.82 \text{ t} < 286.74 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 4.09 \text{ t.m} > 6.43 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5 = A'_5 = 0$)

➤ (c) $M_{max} = 1.69 \text{ t.m}$ $N_{corresp} = 25.26 \text{ t}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.0669 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 25.26 \left(0,475 - 0,50/2 + 0.0669 \right) = 7.37 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 25.26 t < 286.74 t \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 7.37 t.m < 11.54 t.m \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_6=A'_6=0$)

Section adoptée :

$$A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{min}) = \max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 20.00) = 20.00 \text{ cm}^2$$

$$Nu \leq 0,81fbc.b.h \quad \text{Condition (01)}$$

$$Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \quad \text{Condition (02)}$$

Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage des poteaux de rive :

Niveau	Sens	Combinai	1 ^{er} genre					2 ^{eme} genre					A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)		
			N _U (t)	M (t.m)	e (m)	Vérification		A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M (t.m)	e (m)	Vérification			A _{cal} (cm ²)	
						Condi	Condi					Condi				Condi
						1	2					1				2
RDC, 1 ^{er} ...3 ^{eme}	Longitudin	(a)	210,10	0,88	0,0042	Oui	Oui	0,00	162,29	0,82	0,0050	Oui	Oui	0,00	20,00	04 T20 + 04 T16=20.61
		(b)	101,41	0,93	0,0091	Oui	Oui	0,00	40,47	0,21	0,0052	Oui	Oui	0,00		
		(c)	125,58	1,19	0,0095	Oui	Oui	0,00	81,67	1,56	0,0191	Oui	Oui	0,00		
	Transve	(a)	167,23	0,04	0,0002	Oui	Oui	0,00	131,42	1,14	0,0087	Oui	Oui	0,00		
		(b)	68,11	1,13	0,0166	Oui	Oui	0,00	13,82	0,99	0,0713	Oui	Oui	0,00		
		(c)	125,58	1,19	0,0095	Oui	Oui	0,00	25,26	1,69	0,0669	Oui	Oui	0,00		
4 ^{eme} ,...7 ^{eme}	Longitudin	(a)	130,70	0,94	0,0072	Oui	Oui	0,00	73,31	0,99	0,0136	Oui	Oui	0,00	16,20	04 T20 + 04 T16=20.61
		(b)	28,94	1,69	0,0584	Oui	Oui	0,00	17,46	1,45	0,0830	Oui	Oui	0,00		
		(c)	52,43	1,80	0,0343	Oui	Oui	0,00	23,29	1,50	0,0644	Oui	Oui	0,00		
	Transve	(a)	105,74	0,60	0,0056	Oui	Oui	0,00	83,72	1,81	0,0216	Oui	Oui	0,00		
		(b)	28,94	0,40	0,0139	Oui	Oui	0,00	6,41	1,85	0,2886	Oui	Non	2,26		
		(c)	28,94	1,86	0,0643	Oui	Oui	0,00	27,61	2,87	0,1039	Oui	Oui	0,00		
8 ^{eme} ,...10 ^{eme}	Longitudin	(a)	51,86	1,01	0,0195	Oui	Oui	0,00	28,86	1,05	0,0364	Oui	Oui	0,00	12,80	08 T16 = 16.08
		(b)	6,06	1,40	0,2310	Oui	Non	2,00	2,61	1,43	0,5479	Oui	Non	1,53		
		(c)	22,76	1,62	0,0712	Oui	Oui	0,00	5,19	1,92	0,3699	Oui	Non	2,31		
	Transve	(a)	51,86	1,01	0,0195	Oui	Oui	0,00	40,14	1,48	0,0369	Oui	Oui	0,00		
		(b)	6,06	1,40	0,2310	Oui	Non	2,00	2,61	1,27	0,4866	Oui	Non	1,40		
		(c)	22,76	1,62	0,0712	Oui	Oui	0,00	8,44	2,12	0,2512	Oui	Non	2,53		

$N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h$

Condition (01)

$M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc})$

Condition (02)

Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage des poteaux Centraux :

Niveau	Sens	combinai	1 ^{er} genre						2 ^{eme} genre						A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
			N _U (t)	M (t.m)	e (m)	Vérification		A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M (t.m)	e (m)	Vérification		A _{cal} (cm ²)		
						Condi	Condi					Condi	Condi			
						1	2					1	2			
RDC, 1 ^{er} ...3 ^{eme}	Longitudin	(a)	220,51	0,09	0,0004	Oui	Oui	0,00	170,00	1,34	0,0079	Oui	Oui	0,00	20,00	04 T20 + 04 T16=20.61
		(b)	68,11	1,13	0,0166	Oui	Oui	0,00	18,83	0,41	0,0218	Oui	Oui	0,00		
		(c)	68,11	1,13	0,0166	Oui	Oui	0,00	116,51	2,70	0,0232	Oui	Oui	0,00		
	Transve	(a)	220,51	0,45	0,0021	Oui	Oui	0,00	170,00	1,34	0,0079	Oui	Oui	0,00		
		(b)	69,09	0,01	0,0002	Oui	Oui	0,00	18,83	0,41	0,0218	Oui	Oui	0,00		
		(c)	170,57	1,09	0,0064	Oui	Oui	0,00	116,51	2,70	0,0232	Oui	Oui	0,00		
4 ^{eme} ...7 ^{eme} ...9 ^{eme}	Longitudin	(a)	88,92	1,23E-04	1,38E-06	Oui	Oui	0,00	53,14	1,10	0,0207	Oui	Oui	0,00	16,20	04 T20 + 04 T16=20.61
		(b)	30,72	1,57E-06	5,12E-08	Oui	Oui	0,00	3,86	1,59	0,4119	Oui	Non	1,69		
		(c)	36,71	1,56	0,0425	Oui	Oui	0,00	29,20	1,61	0,0551	Oui	Oui	0,00		
	Transve	(a)	88,92	1,23E-04	1,38E-06	Oui	Oui	0,00	74,67	1,32	0,0177	Oui	Oui	0,00		
		(b)	24,47	3,81E-06	1,56E-07	Oui	Oui	0,00	6,64	0,23	0,0341	Oui	Oui	0,00		
		(c)	88,92	1,23E-04	1,38E-06	Oui	Oui	0,00	30,67	1,59	0,0518	Oui	Oui	0,00		
8 ^{eme} ...9 ^{eme}	Longitudin	(a)	36,36	3,40E-05	0,0000	Oui	Oui	0,00	22,63	1,22	0,0539	Oui	Oui	0,00	12,80	08 T16 = 16.08
		(b)	1,71	1,00E-06	5,85E-07	Oui	Oui	2,00	0,50	0,04	0,0827	Oui	Oui	0,00		
		(c)	10,51	3,76E-05	3,58E-06	Oui	Oui	0,00	6,55	1,56	0,2382	Oui	Non	1,74		
	Transve	(a)	36,36	3,40E-05	9,34E-07	Oui	Oui	0,00	30,49	1,22	0,0400	Oui	Oui	0,00		
		(b)	8,48	1,01E-06	1,20E-07	Oui	Oui	0,00	0,50	0,04	0,0827	Oui	Oui	1,40		
		(c)	23,48	3,36E-05	1,43E-06	Oui	Oui	0,00	6,55	1,56	0,2382	Oui	Non	1,74		

Les vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement : « le poteau le plus sollicité (50x50) cm² »

T_{max}=1.455 t

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot x_d) = 1.455 \times 100 / (50 \times 47.5) = 0,061 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$

$\tau_u = 0,21 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$

Pas de risque de cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales :**-Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi/3$$

$$\Phi_t = 20/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule su dessus; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

*** dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et IIa}$$

$$t \leq 10 \text{ cm.} \quad \text{en zone III et IIb}$$

***dans la zone courante :**

$$t \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone I et IIa}$$

$$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \quad \text{en zone III et IIb}$$

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en %** est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0,8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

b.1- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \text{min} (10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 10\text{cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 24\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$

b.2- Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7.L_0 / b = 0,7.3,06 / 0,50 = 4,284$$

$$\lambda_g = 4,284 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2")}.$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15.3,75.14 \cdot 5,5}{50 \times 235} = 0,69 \text{ cm}^2$$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3 < 4,76 < 5 : \quad 0,55 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055.10.50 = 2,75 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055.15.50 = 4,125 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 9\phi 8 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \quad \text{ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 50 / 235 = 1,27 \text{ cm}^2 < 3,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e- Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60 \text{ cm}) = \text{Max}(306/6; 45; 45; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 30 = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

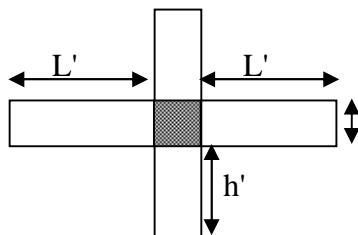
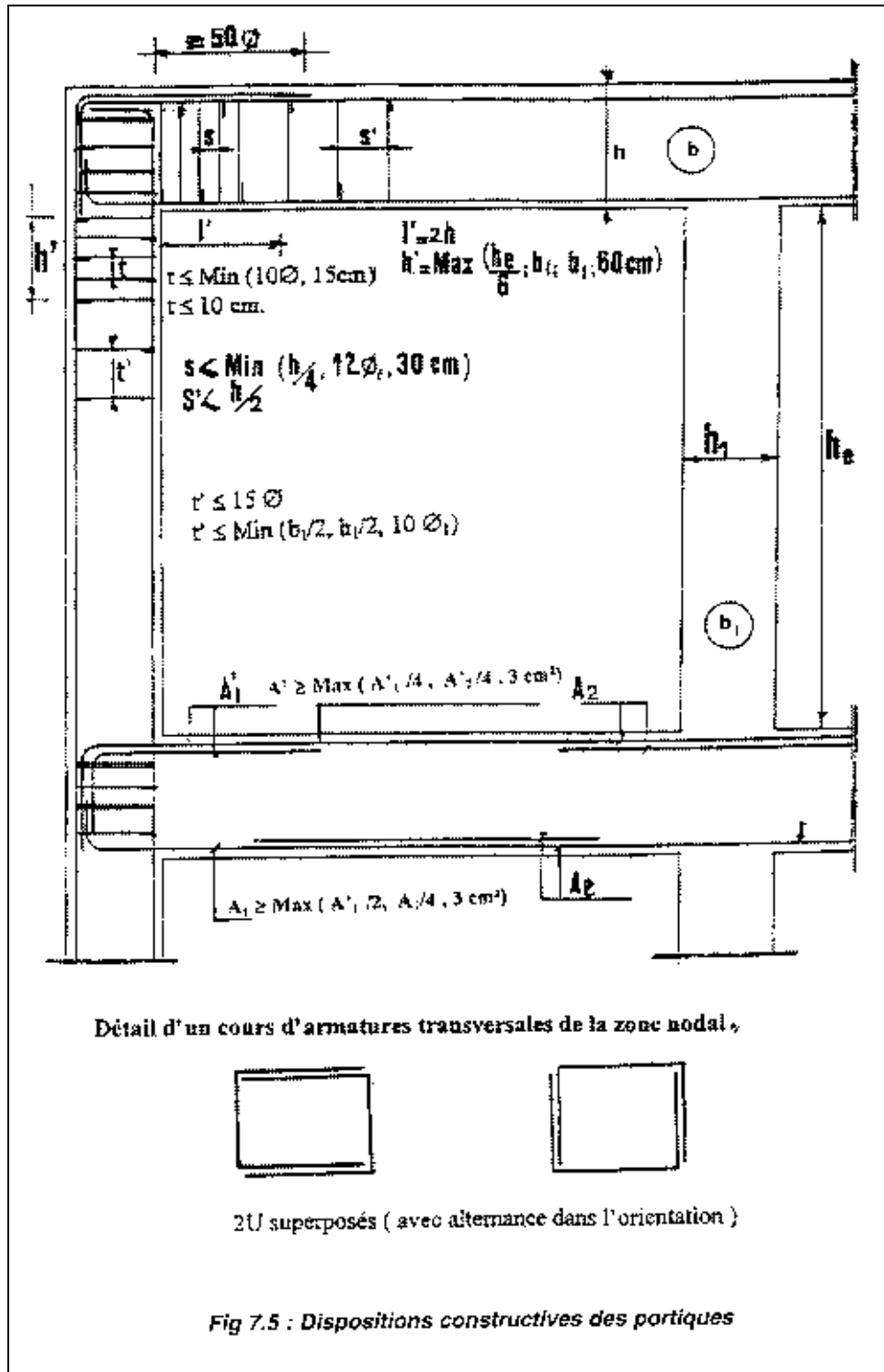


Figure VII .03 Schéma représentatif des armatures transversales



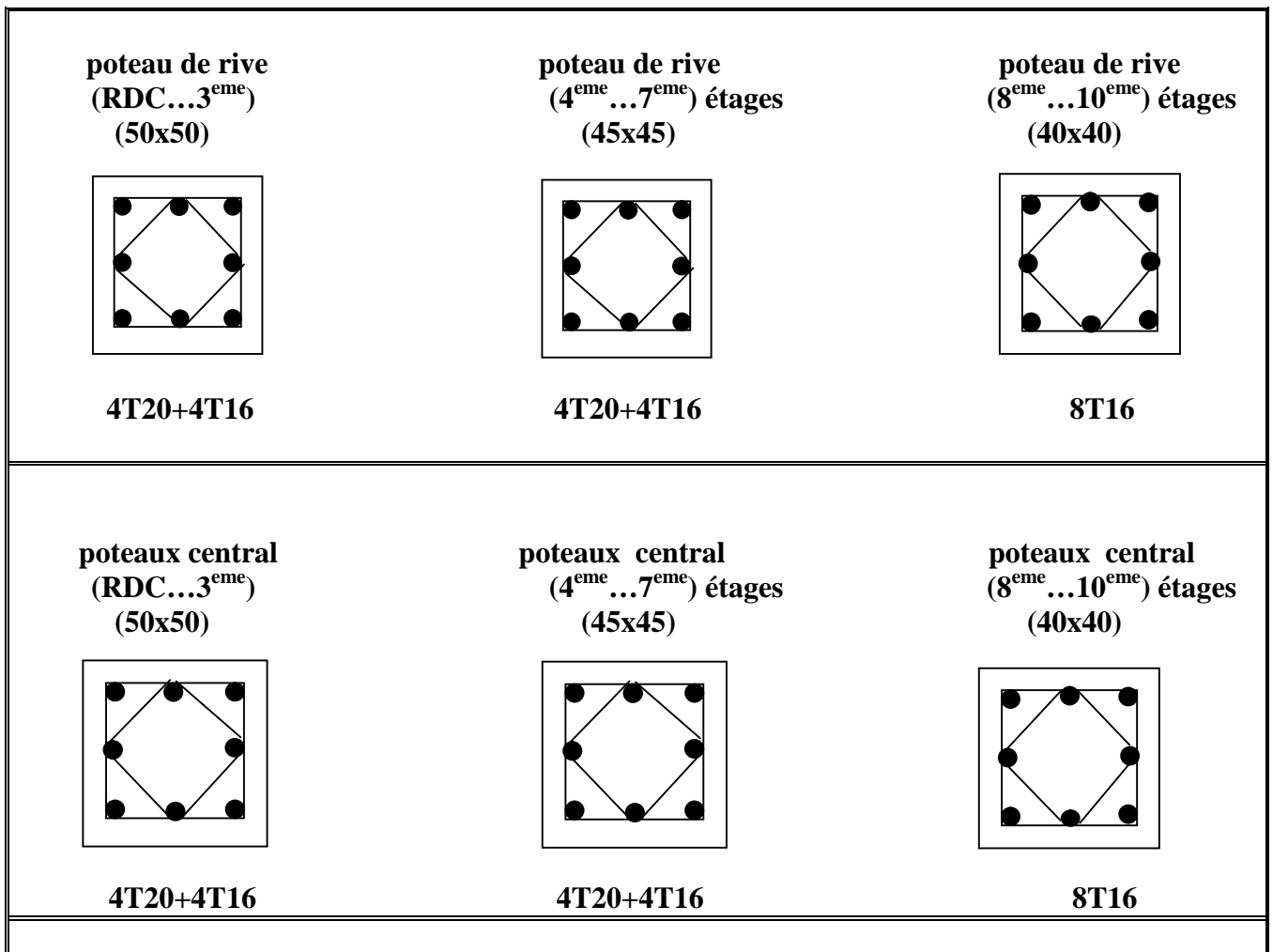


Figure VII .4 -Dessin de ferrillages des sections des poteaux

CHAPITRE VIII

ETUDE DU VOILE

Etude Des Voiles

01-Introduction:

Noyau central

Notre bâtiment est situé dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa), et pour cela le contreventement est assuré par des voiles conçu pour dresser et contreventer notre structure

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$
 Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

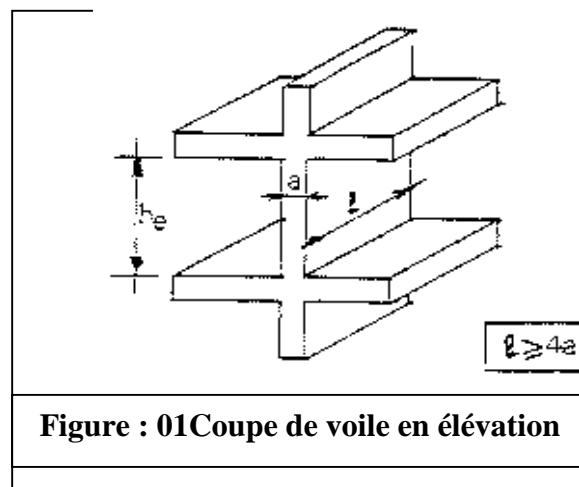


Figure : 01 Coupe de voile en élévation

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.
 Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.
 On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

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

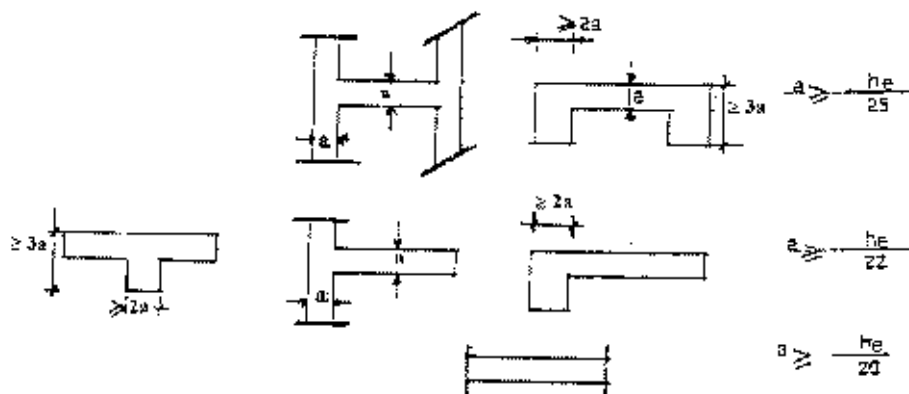


Figure :02 Coupe de voile en plan

pour notre structure la réalisation du voile concerne uniquement les Blocs (A et B) dont la hauteur d'étage est de 3.06 m a cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = h_e / 25$$

Niveau RDC et étage courant306 / 25 > = 12.24cm en prend **15 cm**

-Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

2) principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable

Selon les combinaisons suivantes :

- 1) **G + Q ± E** (vérification du béton)
- 2) **0,8G + E** (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(révisées en 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

03-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (révisées en 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e ; \text{ on compare } (A_v) \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (révisées en 2003).}$$

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec (A_v) .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

04- Aciers verticaux:

Il sont disposées on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (révisées en 2003) exige un pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%**. « article 7.7.4.1 »

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser **le 1/10 de l'épaisseur du voile**

05- Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5 a$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Niveau RDC + 3 $S < = 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm}$

$$S < = 30 \text{ cm en prend } \mathbf{30 \text{ cm}}$$

Niveau étage courant $S < = 1.5 \times 15 = 22.5 \text{ cm}$

$$S < = 30 \text{ cm en prend } \mathbf{22.5 \text{ cm}}$$

06- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Les armatures transversales peuvent être des épingle de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

07) ferrailage des voiles :

exemple de calcul (d'après les données obtenues par SAP 2000) :

.2)- voile sens transversal (N° 48) au niveau de l'étage:

$A = 0.391 \text{ m}^2$

$I = 0.3582 \text{ m}^4$

$V = 1.53 \text{ m}$

$N = 17.24 \text{ t}$

$M = 0.41 \text{ t.m}$

$T = 2.3 \text{ t.}$

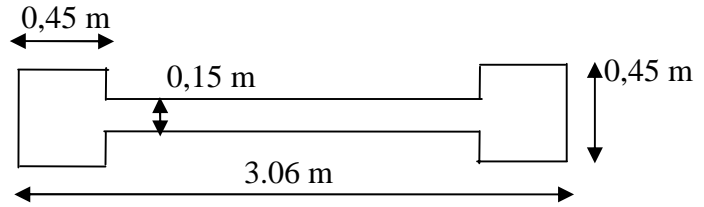


Figure : 03 voile sens transversal de l'étage

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{17.24 \cdot 10^{-2}}{0.391} + \frac{0.41 \times 1.53 \cdot 10^{-2}}{0.849} = 0.458 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{17.24 \cdot 10^{-2}}{0.882} - \frac{0.41 \times 1.53 \cdot 10^{-2}}{0.849} = 0.423 \text{ MPa}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

1- Calcul des armatures verticales ::

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on à :

$St \leq \min\{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$

$St \leq \min\{30, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$

$St \leq \min\{22.5, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 22.5 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$

Donc : $St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$

$$St \leq 22.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est **5 T 12 = 5,65 cm²/ml**

2- Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5 T 12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

3- Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ 6 par m²**.

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcule la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{2.3 \times 1,4}{0,15 \times 3,85} = 0,0558 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,0558 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Disposition des armatures :

1-armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ vérifiée

$$L=385 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 38.5 \text{ cm}$$

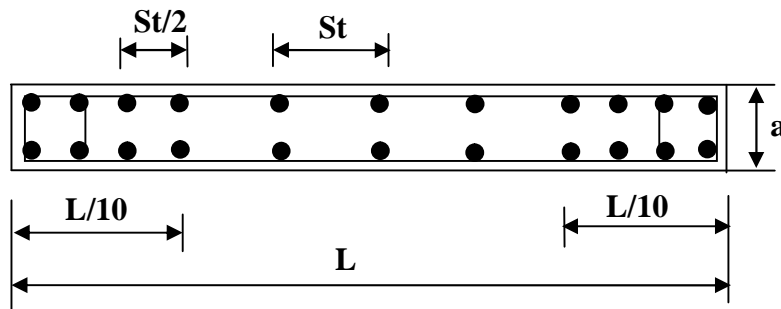


Figure : 04 Disposition des armatures verticales dans les voiles

2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournée aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

3-Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

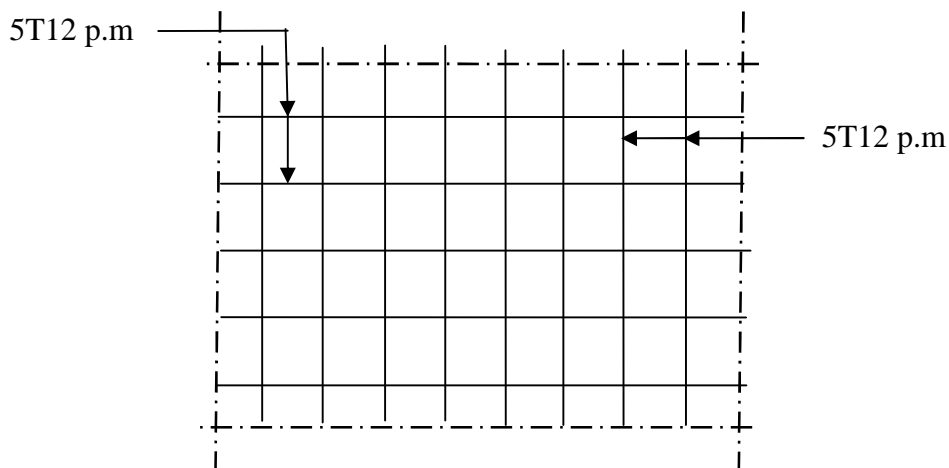


Figure :05 disposition du ferrailage du voile

CHAPITRE IX
ETUDE
L'INFRASTRUCTURE

-Calcul du voile périphérique :

- Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) (art-10-1.2), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de $0,1\%$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5\text{KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17\text{KN/m}^3$
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) = K_a / 1 \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$$

$$K_a' = K_a = 0,271$$

IX.1-2- le Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

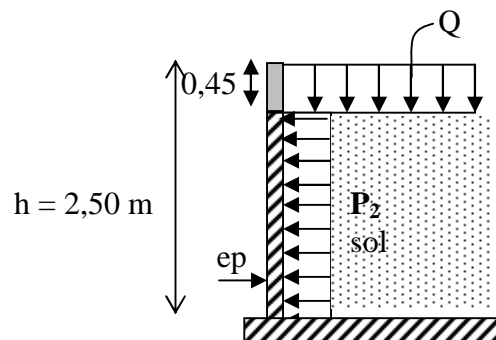
On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$.

IX.1-3-Calcul des charges :

a- Poussée des terres :

$$p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot h \quad \text{avec} : \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$p_1 = 0,271 \cdot 17 \cdot 2,50 = 1,15 \text{ t/ml}$$



b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \times 0,15 \times 2,50 = 0,10 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

C - La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 1,15 + 1,5 \times 0,10 = 1.703 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 1.703 \text{ t/ml.}$$

IX.1-4- Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3.00 - 0,45 = 2,55 \text{ m.}$$

$$L_y = 4,80 - 0,5 = 4.30 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,55}{4.30} = 0,61 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \alpha = 0.61 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0808 \\ \mu_y = 0,3075 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0.0808 \times 3.20 \times (2,55)^2 = 1.68 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,3075 \times 1,57 = 0.48 \text{ t.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 1.26 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 0,36 \text{ t.m}$$

Sens x :

$$M_{tx} = 1.18 \text{ t.m; } b = 100 \text{ cm; } h = 15 \text{ cm; } d = 0,9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1.18 \cdot 10^4}{100(13.5)^2 \cdot 14,17} = 0.045 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055 \mu} \right) = 0,057.$$

$$Z = d(1 - 0,416 \alpha) = 13,18 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \sigma_s} = \frac{1.18 \cdot 10^4}{13,18 \times 348} = 2.57 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens y :

$$M_{tx} = 0.36 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 13.5 - 1 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0.36 \cdot 10^4}{100(12.5)^2 \cdot 14,17} = 0,006 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0.020.$$

$$Z = d(1 - 0,416\alpha) = 12.39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z\sigma_s} = \frac{0,36 \cdot 10^4}{12.39 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Condition de non fragilité :**Sens y :**

D'après R.P.A 99 (révisées en 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 15 = 1.50 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

Et d'après B.A.E.L.91.

$$A_{y \min} = 8h_o = 8 \cdot 0 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}}\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{0,83; 1.5; 1,2\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 1.50 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

Sens x :

D'après R.P.A 99 (revisées en 2003) : on à :

$$A_{x \min} = 1.5 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,5 \left(\frac{3 - 0,61}{2} \right) = 1,43 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{2.57; 1.50; 1.43\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2.57 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

-Les vérifications :

a- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 1.703x \cdot \frac{3.00}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,61}{2}} = 1.96t$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{2.86x.10^4}{100.x13.5x10^2} = 0,212MPa.$$

$$1 - \tau_{u\text{limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07.25/1,5 = 1,17MPa.$$

$$\tau_{u\text{limi}} = 1,17 > \tau_u = 0,212MPa \quad \text{condition vérifiée.}$$

2- la dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b- Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 1.15 + 0,10 = 1,25t/ml.$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0,303t.m$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 0,093$$

$$M_{\text{tx}} = 0,23t.m$$

$$M_{\text{ty}} = 0,07t.m$$

Sens x :

$$M_{\text{ser}} = 0,31t.m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.13.5} = 0,218.$$

$$\text{abaque} \rightarrow K = 51,67 ; \beta = 0,29.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta.d.A_s} = \frac{0,31.x10^4}{0,925.x135.x3,93} = 63.17MPa.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right). \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6.2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63MPa$$

$$\sigma_s = 63.17MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{63.17}{51,67} = 1,22MPa.$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,22MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L'E.L.U.R conviennent.

Sens y :

$$M_{\text{ser}} = 0,07t.m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.13,5} = 0,218$$

d'ou $k = 51,67$; $\beta = 0,925$.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{0,07.10^4}{0,925.13.5 .3,93} = 14.26\text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

$\tau_s = 14.26\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$con dition vér ifiée.

$$\tau_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{14.26}{51,67} = 0,27\text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 0,27\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$co ndition vé rifiée

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Le voile sera ferrailé en deux nappes avec **5T10 =3,93 cm²/ml** chacune et avec un espacement

S_t=20cm

- Calcul des fondations :

- Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage , la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 2.50 m.

- Pour qu'il n'y ai pas de chevauchement entre deux fondation, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de10 cm.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l' E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l' E.L.U.R $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ❖ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ❖ Eviter les tassements différentiels.

-Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

Calcul du radier:**Blocs : A et B**

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

- Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i = 5\,265.23 \text{ t.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{12} Q_i = 4\,076.93 \text{ t}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 13\,223.45 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 9\,342.16 \text{ t.}$$

Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 7770.45 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 9\,342.16 \text{ t.}/1.5 = 518.30 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 80 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 601.10 \text{ m}^2$.

- Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminé à partir des conditions suivantes :

1^{ere} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06 \cdot f_{c28} \cdot$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime : } V_u = Q.L/2$$

$$L : \text{Longueur maximal d'une bande 1m ; } L = 4.80 \text{ m}$$

$$Q_u = N_u / S = 13\,223.45 / 601.10 = \mathbf{21.99 \text{ t/m}^2}.$$

$$\text{Par ml: } Q_u = 21.99.1 \text{ ml} = 21.99 \text{ t/ml.}$$

$$V_u = 21.99 \times 4.80 / 2 = \mathbf{52.77 \text{ t}}$$

$$\frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{52,77 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,30\text{m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 4,80\text{m}$$

$$0,19 \leq d \leq 0,24 \text{ m}$$

$$h = d + c = 24 + 5 = 29\text{cm} ; \text{ on prend : } h = 35\text{cm} ; d = 30\text{cm}$$

- Détermination de la hauteur de la poutre de libage:

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 53\text{cm} \leq h \leq 80\text{cm}$$

On prend : d=72 cm ; h = 80 cm ; b = 45 cm.

- Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [(0,35 \times 682,70) + (0,80 \times 0,45 \times 149,43)] = 731,85 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = 731,85 + 9342,16 = 10074,01 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{10074,01}{682,70} = 14,76 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Inerties du radier :

$$I_{XG} = 20666,67\text{m}^4$$

$$I_{YG} = 49651,67\text{m}^4$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,80)^3 / 12 = 0,0192\text{cm}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,45\text{m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

Exemple de calcul :

$$\alpha = l_x / L_y = 2.90 / 4.35 = 0.66 > 0.4$$

La dalle porte dans les deux sens.

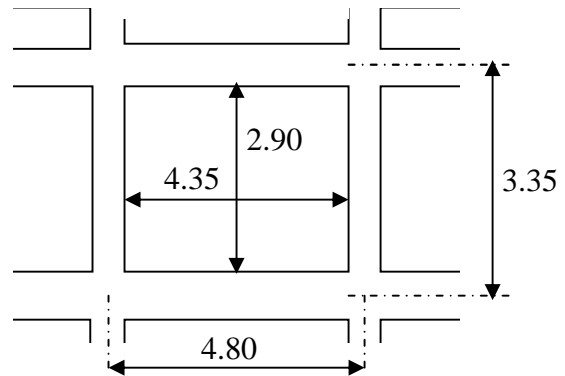
$$\rho = 0.66 \Rightarrow \mu_x = 0.0573 ; \mu_y = 0.5786.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0.0573 \times 18.49 \times (2.90)^2 = 8.91 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0.5786 \times 8.91 = 5.15 \text{ t.m}$$



-En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 8.91 = 7.57 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.57 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14.17} = 0.059 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.202 \left(1 - \sqrt{1 - 2.055 \mu} \right) = 0.053.$$

$$z = d(1 - 0.416 \alpha) = 0.979 \text{ m}$$

$$A = \frac{M}{z \sigma_s} = \frac{8.09 \cdot 10^4}{28.98 \times 348} = 6.14 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T14 / ml** , **A = 7.70 cm²/ml**, **S_t = 20 cm**

Sens y :

$$M_{ty} = 0.85 \times 5.15 = 4.37 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.0238 ; \alpha = 0.030 ; z = 0.988 \text{ m}$$

$$A = 3.53 \text{ cm}^2 .$$

On adopte **4T12 / ml** , **A = 4.52 cm²/ml**, **S_t = 25 cm**

-En appuis :

Sens x:

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \cdot 8.91 = 4.45 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.0243 ; \alpha = 0.031 ; z = 0.988 \text{ m}$$

$$A = 3.50 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T12 / ml** , **A = 4.52 cm²/ml** , **S_t = 25 cm**

Sens y:

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \cdot 5.15 = 2.57 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.014 ; \alpha = 0.018 ; z = 0.993 \text{ m}$$

$$A = 2.05 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 / ml, A = 3,93 cm²/ml, St = 20 cm

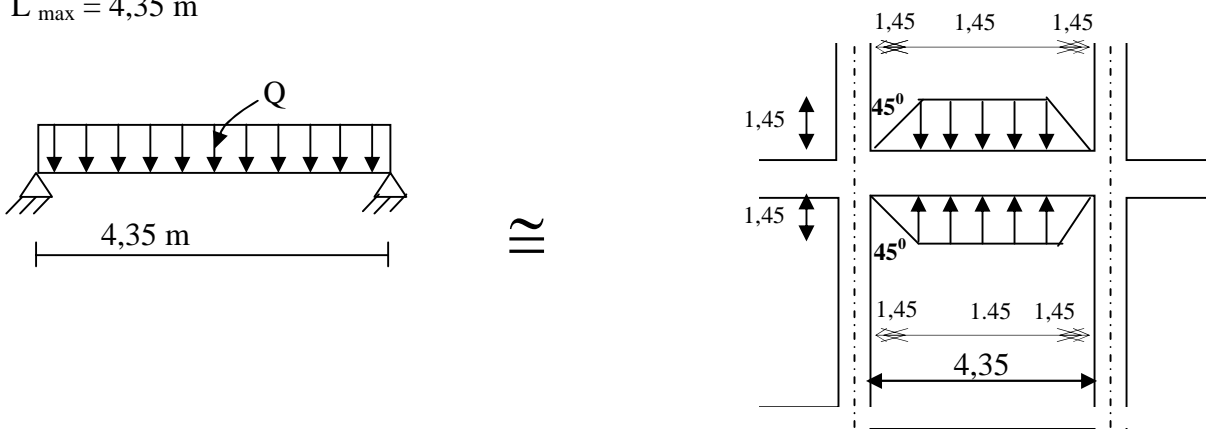
On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

- Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a- Sens longitudinal (y) :

$L_{max} = 4,35 \text{ m}$



Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 2.90\text{m}$

$Ly_1 = 4.35\text{m}$

$Lx_2 = 2.90\text{m}$

$Q = 18.49 \text{ t/m}^2$

$$Q' = \frac{18.49}{2} \left[\left(1 - \frac{2.90^2}{3 \times 4.35^2} \right) . 2.90 + \left(1 - \frac{2.90^2}{3 \times 4.35^2} \right) . 2.90 \right] = 45.68 \text{ t/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{45.68 \times 4.80^2}{8} = 131.59 \text{ t.m}$$

a.1- Calcul du ferrillage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 131,59 = 111,85 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{111,85.10^4}{45.(72)^2.14,2} = 0,259 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,383$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 0,847 \text{ m}$$

$$A = \frac{M}{z.\sigma_s} = \frac{111,85.10^4}{61,71.348} = 45,86 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit 5T20} \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit 5T20 ; } A = 47,13 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit 5T20} \end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 131,59 = 65,79 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,1526 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,208, \quad z = 0,917 \text{ m}, \quad A_s = 24,92 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20) Fil+ (4T20) chap. ; A = 25,13 cm².

Appuis de rive:

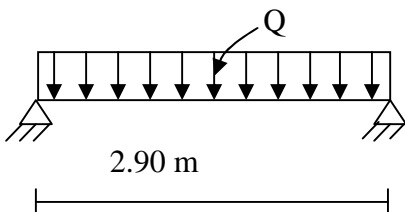
$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2.131,59 = 26,32 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0611 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,079; z = 0,968 \text{ m}; A_s = 9,44 \text{ cm}^2$$

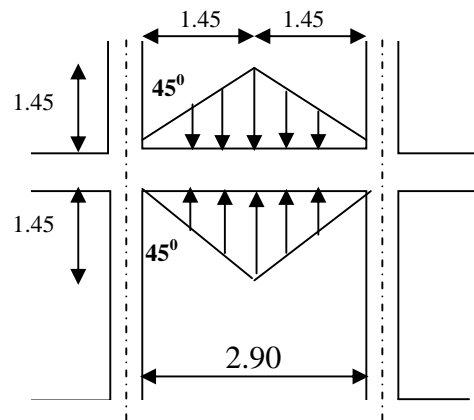
On adopte : (4T16) Fil+ (2T16) chap. ; A = 12,06 cm².

b- Sens transversal(x) :

$$L_{\text{max}} = 2,90 \text{ m.}$$



≃



Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 18.49 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 2.90 \text{ m}$$

$$Q' = 2/3 \times 18.49 \times 2.90 = 35.75 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{35.75 \times 2.90^2}{8} = 37.58 \text{ t.m}$$

b.1- Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 37.58 = 31.943 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{46,28 \cdot 10^4}{45 \cdot (72)^2 \cdot 14,2} = 0,0741 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0.096$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 0.96 \text{ lm}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{46 \times 28 \times 10^4}{96 \times 348} = 11.54 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \left\{ \begin{array}{l} \text{lit 4T20} \\ ; A = 12.56 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5 \cdot M_o = 0,5 \cdot 37.58 = 18.79 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0436 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,056, \quad z = 0.978 \text{ m}, \quad A_s = 6.67 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(2T16) Fil+ (2T14) chap ; A = 7.10 cm².**

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 0,2 \cdot 37.58 = 7.52 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0174 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,022; \quad z = 0.991 \text{ m}; \quad A_s = 2.63 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(2T14) Fil ; A = 3.08 cm².**

- Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (80 - 0,1 \text{ fe}) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a = 80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En

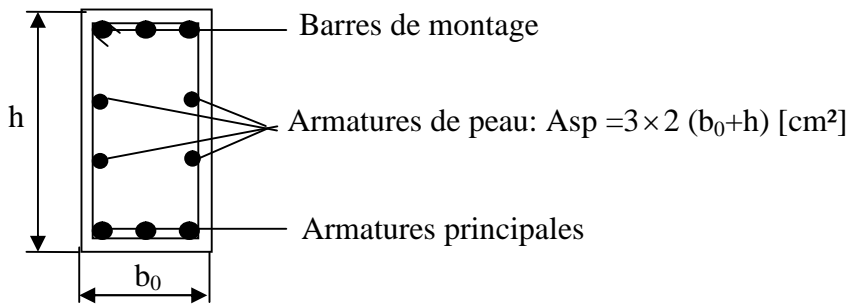
effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure ou supérieur de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque coté de la nervure, elle sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section (h x b₀) = (0,80 x 0,45) m², on a :

Asp = 3 × 2 (b₀+h) [cm²]

Asp = 3 × 2 (0,45 +0,80) = 7,5 cm²

On adopte **4T 16 Fil; A = 8,04cm².**



- Contrainte de cisaillement :

T_{max} = 28.76 t

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{28.76}{0,45 \cdot 0,72 \cdot 100} = 0.89 \text{MPa.}$

$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,50\text{MPa.}$

$\tau_u = 0.89\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Armatures transversales :

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1 ; b/10) = \min(22,86; 12; 50) = 12 \text{ mm}$
 on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(20, 14, 4) = 14,4\text{cm}$$

on prend $S_t = 15\text{cm}$.

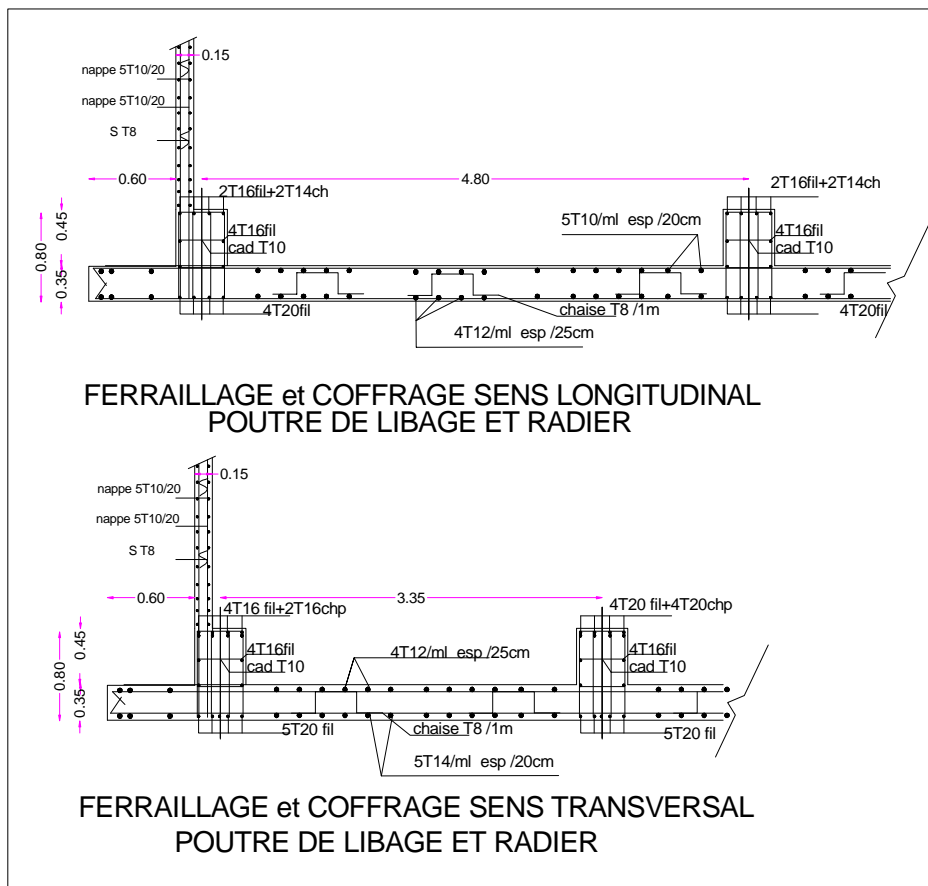
$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{45 \cdot (0,89 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 3,14} = 69,86\text{MPa}$$

Donc on utilise des armatures , Fe325, soit 4T10 , $A=3,14\text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2 ; 0,4\text{MPa}) = \max(0,44 ; 0,4\text{MPa}) = 0,44\text{MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 325}{45 \cdot 15} = 1,51 > 0,44\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition v\u00e9rifi\u00e9e.}$$



Conclusion

Ce projet, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir ces dernières en basant sur les documents techniques et l'utilisation des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures .

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique pour l'utilisateur .

Bibliographe

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontrées.

REGLEMENTS

D.T.R – B.C -2.48 R.P.A 99 Révisées C.G.S 2000

D.T.R – B.C -2.48 R.P.A 99 Révisées en 2003 C.G.S 2004

D.T.R – B.C -2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation C.G.S 1988

D.T.R – B.C -2. 41 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93 C.G.S 1994

D.T.R – B.C -2.331 Règles de calcul des fondations superficielles C.G.S 1991

FARKAS Gyorgyb Cours du béton armé et constructions hydrauliques Tome I béton armé aux états limites Office de publication universitaire Ben Aknoun 1991

D.T.R –B.C –2.47 Règles Neige et vent R.N.V 99 C.G.S 1999

B.A.E.L91 – B.8.4 justification des poteaux page 112

Cours :

1. Béton armé
2. Dynamique des structures
3. Résistance des matériaux

ANNOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service
E.L.U	Etat Limite Ultime
Cte	Valeur Constance
A_s	Section D'aciers
A_s'	Section D'aciers Comprimés
A_{max}, A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
A_s	Armatures Supérieures
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales
B_r	Section Réduite
B_o	Section Homogène Totale
E_s	Module D'élasticité
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
M_a	Moment Sur Appui.
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S
M_u	Moment Fléchissant A L'E.L.U
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service
N_u	Effort Normal Ultime
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	Largeur D'une Table De Compression
b_o	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T

b_1	Largeur d'une aile de tension en T
d	hauteur utile d'une section
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compr à- j- jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à
f_{t28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j
h	Hauteur totale d'une section
h_0	Hauteur d'une table de compression
i	rayon de giration
l_a	Portée d'ancrage
l_f	hauteur de flambement
l_i	Portée de travée
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement
l_o	Longueur fictive
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
ϵ_{st}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / y_s)
π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier /béton
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte limite des aciers tendus à L'EUS

τ_{SU}	Contrainte d'adhérence limite
τ_U	Contrainte tangentielle conventionnelle
ϕ	Diamètre d'une barre
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
ψ_s	Coefficient de scellement

Résumé :

L'objectif de cette étude est de prioriser et de renforcer la stabilité de l'ensemble des éléments secondaires et primaires, formant une tour de 9 étages située en zone sismique modérée (Alger).

L'étude comprenait quatre axes:

Le premier axe : détails généraux du projet qui comprend la définition du projet, le bâtiment, donnant les dimensions initiales des éléments et la charge de chaque élément pour son composant.

Le deuxième axe : Etudier les parties secondaires du bâtiment (terrasses pleines et creuses et tuiles).

Le troisième axe : l'étude dynamique de la construction par le programme SAP 2000, qui nous fournit les résultats définitifs qui permettent le renforcement des différents composants du bâtiment, en tenant compte de toutes les recommandations des codes pénaux résistants aux séismes.

Quant au dernier axe : il comprend l'étude des parties résistantes du bâtiment (colonnes, poutres, fondations), sur la base des BAEL91 clé 1999 et RAP99.

Mots clés : construction, renforcement, séisme, éléments porteurs, éléments secondaires.

ملخص:

تهدف هذه الدراسة هو إعطاء الأولوية والتسليح من استقرار جميع العناصر الثانوية والابتدائية، المشكلة للبرج المؤلف من 9 طوابق الواقعة في منطقة زلزالية متوسطة (الجزائر العاصمة).

اشتملت الدراسة على أربعة محاور:

المحور الأول: تفاصيل عامة للمشروع يشمل على تعريف المشروع، البنية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصر لمكونة لها.

المحور الثاني: دراسة الأجزاء الثانوية من البنية (المدرجات والبلاط المملوءة والمفرغة).

المحور الثالث: الدراسة الديناميكية للبناء بواسطة برنامج SAP2000 الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل.

أما المحور الأخير: يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (الأعمدة، العارضات، الأساسات)، اعتمادا على BAEL91 المفتاح 1999 و RAP99.

الكلمات المفتاحية: البناء، التقوية، زلزال، عناصر تحمل، العناصر الثانوية.

Abstract :

The aim of this study is to prioritize and reinforce the stability of all secondary and primary elements, forming a 9-storey tower located in a moderate seismic zone (Algers).

The study included four axes:

The first axis: general details of the project that includes the definition of the project, the building, giving the initial dimensions of the elements and the load of each element for its component.

The second axis: Studying the secondary parts of the building (filled and hollow terraces and tiles).

The third axis: the dynamic study of construction by the 2000 SAP program, which provides us with the final results that allow the reinforcement of the various components of the building, taking into account all the recommendations of the penal codes resistant to earthquakes.

As for the last axis: it includes the study of the resistant parts of the building (columns, beams, foundations), based on BAEL91 key 1999 and RAP99.

Keywords: construction, reinforcement, earthquake, bearing elements, secondary elements.