



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic republic of Algeria

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم و التكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية و المعمارية

Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GCA/2020

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE
MASTER ACADEMIQUE**

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'une tour en S/Sol + RDC + 8 étages
en béton armé**

Présenté par :

- HANOUS Nadjima Yasmine Bouchera

- FLITTI Bendehiba

Soutenu le .. / .. / 2020 devant le jury composé de :

Président : Mr BESSAI Touhami

Examineur: Mr MEHALA Tewfik

Encadrant : Dr MALIKI Mustapha

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui on voudrait témoigner toute notre reconnaissance.

Tout d'abord exprimer toute notre considération à l'ensemble des membres du jury et les remercier de l'attention qu'ils ont portée à notre travail.

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre professeure encadreur monsieur Maliki professeur au département de génie civil à l'université de Mostaganem. Je le remercie de nous avoir encadrés, orienté, aidé et conseillé.

Je remercie mes très chers parents, Djamel et Nadia, qui ont toujours été là pour moi.

Je remercie mes sœurs Naila et Manel, pour leurs encouragements.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Hanour Nadjima Yasmine Bouckra

Dédicace

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être a mes anges gardien papa et maman merci pour votre aide je ne serais jamais arrivé sans vous mes anges gardien.

A mes chères sœurs pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral oui j'ai une chance énorme dont j'ai conscience je suis quelqu'un de privilégié et ce la grâce a ma famille

A la mémoire de mes grands parents J'aurais tant aimé que vous soyez présents.

Que Dieu ait vos âmes dans son vaste paradis

A monsieur le chef de département monsieur Bouhaloufa

A monsieur adjoint du recteur Yahla

A toute ma famille, mes amis, mes professeurs toute les personnes que j'aime et qui m'aime pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infaillible,

Merci d'être toujours là pour moi.

Hancour Nadjima Yasmin Bouchea

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chères familles qui n'ont manqué à aucun moment de nous encourager ;

A la mémoire de mon père partie bien trop tôt que dieu accueille son âme dans son vaste paradis.

A tous les amis et à tous ceux que nous connaissons bien ;

A notre promotion

Et

A tous qui nous ont aidé de près ou de loin d'achever cette tâche.

Fiti Bendhiba

Résumé

Le bâtiment étudié dans ce mémoire, est constitué de parkings au niveau du sous-sol, de locaux commerciaux au rez-de-chaussée, de locaux à usage administratif aux réez de chaussée, et de logements d'habitation aux autres étages. Ces différences de fonctions entraînent des irrégularités de la structure entre les étages.

L'ossature du bâtiment est constituée d'une structure en béton armé porteuse (planchers – poutre – poteaux ...).

Le but de l'étude est la modélisation de la structure avec un logiciel de calcul, ETABS, afin d'effectuer l'analyse modale et le calcul sismique, mais aussi l'analyse managériale relative à ce bâtiment.

Les résultats extraits du logiciel de calcul ont permis de vérifier la stabilité de ce bâtiment, ses déformées et le ferrailage de ses éléments porteurs.

Les calculs ont été effectués d'après les règlements algériens: RPA99V2003, BAEL 91modifier 99.

Le dimensionnement a été réalisé à l'ELU puis vérifié à l'ELS et les plans de ferrailage établis avec le logiciel Auto CAD en tenant compte des dispositions constructives.

Ainsi un dossier d'exécution du bâtiment a été produit (plans de ferrailage et de coffrage,...) et des recommandations ont été faites pour l'exécution des ouvrages en infrastructure.

Pour mieux rendre le projet plus complet, on fait une étude managériale ou nous somme fixés uniquement comme objectif de définir le délai de réalisation du projet.

Summery

The building studied in this dissertation consists of parking spaces at the basement level, commercial premises on the ground floor, administrative premises on the ground floor, and residential accommodation on the other floors. These functional differences lead to structural irregularities between the floors.

The framework of the building consists of a load-bearing reinforced concrete structure (floors - beams - posts, etc.).

The aim of the study is the modeling of the structure with a calculation software, ETABS, in order to proceed to the modal analysis and the seismic calculation, but also the managerial analysis relating to this building.

The results extracted from the calculation software made it possible to verify the stability of this building, its deformations and the reinforcement of its load-bearing elements.

The calculations were carried out according to the Algerian regulations: RPA99V2003, BAEL 91modifier 99.

The dimensioning was carried out at the ELU then verified at the ELS and the reinforcement plans established with the Auto CAD software, taking into account the construction provisions.

A building execution file was therefore produced (reinforcement and formwork plans, etc.) and recommendations were made for the execution of infrastructure works.

To better make the project more complete, we do a managerial study where we have set only the objective of defining the deadline for completion of the project

الملخص

يتكون المبنى الذي تمت دراسته في هذه الرسالة من أماكن وقوف السيارات في الطابق السفلي ، والمباني التجارية في الطابق الأرضي ، والمباني الإدارية في الطابق الأرضي ، والإقامة السكنية في الطوابق الأخرى. تؤدي هذه الاختلافات الوظيفية إلى حدوث مخالفات هيكلية بين الطوابق.

يتكون هيكل المبنى من هيكل خرساني مسلح حاملة (أرضيات - كمرات - أعمدة ، إلخ). الهدف من الدراسة هو نمذجة الهيكل باستخدام برنامج حسابي ، ETABS ، من أجل المضي قدمًا في التحليل النموذجي والحساب الزلزالي ، وكذلك التحليل الإداري المتعلق بهذا المبنى.

أتاحت النتائج المستخلصة من برنامج الحساب التحقق من ثبات هذا المبنى وتشوّهه وتقوية عناصره الحاملة.

تم إجراء الحسابات وفقًا للوائح الجزائرية: 2003V99RPA ، 91BAEL معدّل 99.

تم تنفيذ الأبعاد في ELU ثم تم التحقق منها في ELS وخطط التعزيز التي تم إنشاؤها باستخدام برنامج Auto CAD ، مع مراعاة أحكام البناء.

وهكذا ، تم إنتاج ملف تنفيذ المبنى (خطط التعزيز والقوالب ، إلخ) وتم تقديم التوصيات لتنفيذ أعمال البنية التحتية.

لجعل المشروع أكثر اكتمالاً بشكل أفضل ، نقوم بإجراء دراسة إدارية حيث حددنا فقط هدف تحديد الموعد النهائي لإكمال المشروع

Sommaire

Notations	12
1. Introduction :	15
2. Présentation du projet :	16
3. Caractéristiques de la structure :	16
3.1 Dimensions en élévation :	16
3.2 Dimensions en plans :	16
3.3 Données du site :	16
4. Caractéristique des matériaux :	16
4.1 Béton Armé :	16
4.2 Le béton :	17
4.2.1 Composition du béton :	17
4.2.2 Résistance du béton :	17
4.2.3 Contraintes limites de compression :	18
4.2.4 Contrainte limite de cisaillement (C.B.A 93, A5.1.2.1) :	18
4.2.5 Module d'élasticité (C.B.A 93, A2.1.2) :	18
4.3 L'Acier :	19
4.3.1 La limite d'élasticité f_e :	19
4.3.2 Contraintes limites :	19
5. Les plans d'architectures :	20
1. Introduction :	23
2. Descente de charge :	23
2.1 Charge Permanente :	23
2.1.1 Plancher à Corps Creux :	23
2.1.2 Plancher à dalle pleine (plancher haut du sous sol) :	24
Tableau II.3 : charge permanente du plancher à dalle pleine	24
2.2 Surcharge d'exploitation :	25
3. Pré dimensionnement des éléments structuraux	25
3.1 Pré dimensionnement des poutres :	25
3.1.1 Poutres Principales P.P :	26
3.1.2 Poutres secondaires P.S :	27
3.2 Pré dimensionnement des planchers :	27
3.2.1 Plancher à corps creux :	27
3.2.2 Plancher à dalle pleine :	28
3.3 Pré dimensionnement des poteaux :	29
3.3.1 Loi de dégression :	30
3.3.2 Détermination de la surface afférente :	32
3.3.3 Détermination de l'effort normal ultime N_u :	32
3.3.4 Exemple de calcul :	32
3.4 Pré dimensionnement des voiles	34
Donc l'épaisseur adopté $a=20$ cm convient parfaitement voiles :	35
3.4.1 Voile d'ascenseur :	36
3.4.2 Voiles périphériques :	36

1.	Plancher à corps creux :	38
1.1	Détermination des dimensions des poutrelles :	38
1.1.1	Ferraillage de la table de compression :	39
1.1.2	Armatures perpendiculaires aux nervures :	40
1.1.3	Armatures parallèles aux nervures :	40
1.2	Etude des poutrelles :	40
1.2.1	Les type de poutrelles de Plancher terrasse :	40
1.2.2	Les type de poutrelles de Plancher étage courant :	41
1.3.3	Combinaisons fondamentales :	42
1.2.3	Choix de la méthode de calcul des sollicitations :	42
1.2.4	Calculs des poutrelles Plancher terrasse :	45
A)	Moment fléchissant en appuis :	45
B)	Moment fléchissant en appuis :	50
C)	Calcul d'abscisse de M_t maximum (x_0) :	51
D)	Moment fléchissant en travées :	51
1.3	Détermination des armatures longitudinales :	54
1.3.1	En travée.....	54
1.2.6	En appuis :	55
1.4	Calcul des armatures transversales	56
1.4.1	Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	56
1.2.7	Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :.....	57
1.2.8	Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :.....	57
2.	Planchers à dalle pleine (planchers haut du RDC et sous sol):.....	61
2.1.1	Calcul de la dalle pleine :	61
2.1.2	Calcul de l'enrobage :	61
2.1.1	Les hauteurs utiles :	62
2.1.2	Combinaisons fondamentales :	62
2.1.3	Mode d'encastrement :	63
2.2	Exemple de calcul des moments fléchissant (panneau n°02) :.....	64
2.1.4	Etat limite ultime :	65
2.1.5	Etat limite de service :.....	65
2.2	Détermination des armatures :.....	66
2.2.1	Sens x-x :	66
2.2.2	Sens Y-Y :.....	69
2.3	Vérification des contraintes de cisaillement :.....	71
2.4	Détermination de l'effort tranchant :.....	71
2.5	Vérification si le Calcul de la flèche est nécessaire :.....	72
1.	Etude des escaliers :.....	74
1.1.1	Dimensionnement :.....	75
1.1.2	Descente de charges :.....	75
1.1.3	Détermination des armatures de la paillasse et palier intermédiaire :.....	77
2.	Etude de l'acrotère :.....	80
2.1	Détermination des sollicitations :.....	81
2.1.1	Le poids de l'élément :.....	82
	Le point d'application de cet effort sismique est le centre de gravité de l'acrotère.....	82
3.	Etude des balcons :.....	86

3.1	Descente de charges :.....	86
3.2	Moments fléchissant :.....	87
3.2.1	Etat limite ultime (E.L.U.) :.....	87
3.2.2	Etat limite de service (E.L.S.) :.....	87
3.3	Calcul du ferrailage :.....	88
3.3.1	Etat limite ultime (E.L.U.) :.....	88
3.3.2	État limite de service (E.L.S.) :.....	88
3.4	Calcul des armatures transversales :.....	89
3.5	Calcul du flèche :.....	89
3.5.1	Vérification de la flèche :.....	89
3.5.2	Calcul des moments fléchissant :.....	90
3.5.3	Modules de déformations longitudinaux:.....	90
3.5.4	Calcul du moment d'inertie (I _o).....	90
3.5.5	Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :.....	90
3.5.6	Calcul des moments d'inertie fictifs (I _f) :.....	91
3.5.7	Calcul des flèches partielles :.....	91
3.5.8	Calcul de la flèche totale :.....	92
3.6	Dessin de ferrailage :.....	92
1.	Introduction.....	94
2.	Modélisation et choix de la méthode de calcul :.....	94
2.1	Méthode dynamique modale spectrale :.....	94
2.1.1	Zone sismique :.....	95
2.1.2	Groupe d'usage:.....	95
2.1.3	Force sismique total par la méthode statique équivalente:.....	95
2.1.4	Estimation du periode fondamentale de la structure:.....	95
2.1.5	Facteur d'amplification dynamique moyen:.....	96
2.1.6	Facteur de qualité:.....	98
2.1.7	Coefficient de comportement globale de la structure « R »:.....	98
2.1.8	La masse totale de la structure « W »:.....	99
2.1.9	Application de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale :.....	100
Tableau V.1 : période et facteur de participation massique		102
2.1.10	Vérifications réglementaires:.....	103
1.	ETUDE DES POTEAUX :.....	108
1.1	Combinaison de charges :.....	108
1.2	Principe de calcul :.....	108
1.2.1	Armatures longitudinales :.....	109
1.2.2	Armatures transversales :.....	110
1.3	Les types des poteaux :.....	111
1.3.1	Armatures longitudinales :.....	112
2.	ETUDE DES POUTRES :.....	130
2.1	Combinaisons de charges:.....	130
2.2	FERR AILLAGE LONGITUDINALE :.....	130
2.3	FERRAILLAGE TRANSVERSAL :.....	135
3.	ETUDE DES VOILES :.....	142
1.	INTRODUCTION.....	209
1.1	Pré dimensionnement des semelles :.....	210

Figure VII.1 : Dimension d'une semelle isolée	210
1.2 Semelle de centre :	210
1.3 Semelle de rive :	210
1.4 Semelle de d'angle :	210
2. Etude du radier :	211
2.1 Pré dimensionnement :	211
2.1.1 Hauteur totale du radier :	211
2.2 Calcul q_u :	212
2.2.1 La surface du radier :	212
2.2.2 Le poids de superstructure :	212
2.2.3 Condition de non poinçonnement :	212
• Hauteur de la nervure :	213
• Epaisseur de la dalle :	213
2.3 Pré dimensionnement des poutres :	213
2.4 Détermination des sollicitations :	214
Caractéristiques du radier :	214
Calcul du poids du radier (P_r) :	214
• Surcharges d'exploitation (Q_r) :	215
2.4.1 Combinaisons d'actions :	215
2.4.2 Situations durable et transitoire :	215
• Etat limite ultime : $(1.35G + 1.5 Q) + (1.35 P_r + 1.5 Q_r)$	215
2.4.3 Vérification des contraintes :	216
2.4.4 Situations durable et transitoire :	216
2.4.5 Vérification de l'effet de sous pression :	218
2.4.6 Ferrailage du radier :	218
2.4.7 Détermination des sollicitations :	218
2.4.8 Calcul de l'enrobage :	219
2.4.9 Les hauteurs utiles :	219
2.4.10 Détermination des armatures :	220
2.5 Ferrailage de la dalle :	221
2.5.1 Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:	223
2.5.2 Dessin de ferrailage :	230
2.5.3 Poutres principales :	232
2.5.4 Dessin de ferrailage :	238

Notations

A' :	Aire d'une section d'acier comprimée
A :	Aire d'une section d'acier tendue.
A_t :	Aire d'une section d'acier transversale.
B :	Aire d'une section de béton comprimée.
B_o :	Aire d'une section homogène.
E_i :	Module de déformation instantané du béton.
E_v :	Module de déformation différé du béton.
E_s :	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u :	Moment ultime.
M_{ser} :	Moment de service.
T_u :	Effort tranchant ultime.
a, b :	Dimensions transversales d'un poteau.
b, h :	Dimensions transversales d'une poutre.
h_o :	Hauteur de la table de compression
d :	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
f_{c28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e :	Limite élastique de l'acier.
L_f :	Longueur de flambement.
n :	Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x :	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
L_y :	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
B_r :	Section réduite du poteau.
M :	Moment résistant de la table (section en T _é).
M_o :	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
M_t :	Moment fléchissant maximal en travée
M_a :	Moment fléchissant maximal en appui.
N_u :	Effort normal ultime
N_{ser} :	Effort normal de service
I_o :	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène
I_f :	Moment d'inertie fictif
F :	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G :	Charge permanente
P :	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u :	Chargement ultime
q_{ser} :	Chargement de service
Δf_t :	Flèche totale
L :	Portée de la travée
δ_t :	Espacement des armatures transversales
α :	Coefficient sans dimension rapport $\frac{y}{d}$
γ_b :	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
η :	Coefficient de fissuration relatif à une armature
λ :	Elancement mécanique d'une pièce.
μ :	Moment réduit ultime (sans dimensions)
ρ :	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$
σ_b :	Contrainte de compression du béton
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier
τ_u :	Contrainte tangentielle conventionnelle.
ν	Coefficient de poisson

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux

1. Introduction :

Chez certains professionnels – surtout les architectes – on considère encore que la sécurité parasismique des bâtiments est uniquement une question de calcul et de dimensionnement de la structure porteuse par l'ingénieur civil. Ceci n'est de loin pas le cas! La conception et l'exécution de la structure porteuse et des éléments non porteurs jouent un rôle au moins aussi important. C'est pourquoi les principes de base pour la conception parasismique des bâtiments sont présentés ici. Ils concernent le plus souvent à part pour la sécurité parasismique de nouveaux bâtiments, les principes déterminants à suivre pour la conception et la réalisation de :

- la structure porteuse et des éléments de construction non porteurs; (Cloisons intermédiaires, éléments de façade, Etc.) Pour :

- la sécurité en cas de séisme (comportement à la rupture).
- la vulnérabilité sismique (endommagement) est exposés.

Une conception et une exécution parasismique appropriées n'entraînent en général pas ou peu de surcoût pour les nouvelles constructions. Ceci reste valable même lors de l'application de méthodes modernes de calculs et de dimensionnement.

Il est indispensable de respecter les principes de base pour la conception et la réalisation exposée ci-après, cependant cela n'est pas suffisant. Des calculs et un dimensionnement appropriés sont également indispensables. Alors que l'architecte et l'ingénieur civil participent tous deux à l'élaboration du projet ainsi qu'à certains aspects la construction, les quelques principes de base de calculs et de dimensionnement qui suit s'adressent essentiellement à l'ingénieur civil. Le respect de ces principes par l'ingénieur civil sera le plus souvent largement compensé par une économie des coûts de construction égale le travail de l'architecte et celui de l'ingénieur civil.

2. Présentation du projet :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en R+8 implanté à la wilaya de MOSTAGANEM, composé d'un sous-sol utilisé comme Parking, un RDC à usage services + appartenant deux types de logs F3 et F4 et 8 étage a usage d'habitation

3. Caractéristiques de la structure :

3.1 Dimensions en élévation :

Hauteur totale de bâtiment	H = 30,07m.
Hauteur de sous-sol.....	h =4,42m.
Hauteur de RDC.....	h =3,23m.
Hauteur d'étage courant	h = 3,23m.

3.2 Dimensions en plans :

Longueur totale	L _{long} =20,30m.
Largeur totale.....	L _{trans} =10.56m.

3.3 Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone II-a) ;
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 ;
- Le site est considéré comme meuble (S3) et
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,5$ bars.

4. Caractéristique des matériaux :

4.1 Béton Armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car:

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des effort d'un matériau a l'autre.

- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ($11 \cdot 10^{-6}$ pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

4.2 Le béton :

4.2.1 Composition du béton :

Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m^3 de ciment. Sa composition courante pour 1 m^3 est comme suit:

- Ciment : 350kg de CPA325 ;
- Gravier : 800 litres de 3/8 ; 8/15 ; 15/25 mm ;
- Sable : 400 litres de 0/4mm et
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

4.2.2 Résistance du béton :

4.2.2.1 À la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en *MPa*

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

$$\text{Pour } : j \geq 60 \text{ jours } f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

4.2.2.2 À la traction (C.B.A 93, A2.1.1.2) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (en *MPa*)

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$

$$\text{Pour } : f_{cj} \geq 60 \text{MPa}, f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$$

$$\text{On aura donc pour } : f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{MPa}$$

4.2.3 Contraintes limites de compression :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{(C.B.A 93, A.4.5.2)}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants (E.L.U). :

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} \text{ (C.B.A 93, A.4.5.2)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow \lim \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

- État limite ultime (ELU) $\gamma_b = 1.5$ donc $\sigma_b = 14.2$
- État limite accidentel (ELA) $\gamma_b = 1.15$ donc $\sigma_b = 18.5$

4.2.4 Contrainte limite de cisaillement (C.B.A 93, A5.1.2.1) :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\tau_{lim} \leq \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

- État limite ultime (ELU) $\gamma_b = 1.5$ donc $\tau_{lim} \leq \left(\frac{0.2 \cdot 25}{1.5} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3.3 \text{ Mpa}$
- État limite accidentel (ELA) $\gamma_b = 1.15$ donc $\tau_{lim} \leq \left(\frac{0.2 \cdot 25}{1.15} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 4.3 \text{ Mpa}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_{lim} \leq \left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

- État limite ultime (ELU) $\gamma_b = 1.5$ donc $\tau_{lim} \leq \left(\frac{0.15 \cdot 25}{1.5} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$
- État limite accidentel (ELA) $\gamma_b = 1.15$ donc $\tau_{lim} \leq \left(\frac{0.15 \cdot 25}{1.15} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3.3 \text{ Mpa}$

4.2.5 Module d'élasticité (C.B.A 93, A2.1.2) :

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; E_{IJ} = 32164 \text{ Mpa}$$

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; E_{vj} = 10819 \text{ Mpa}$$

4.3 L'Acier :

4.3.1 La limite d'élasticité f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau I.1: Valeurs de la limite d'élasticité f_e .

Aciers	Nuances	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE235	235	Emploi courant
Barres H.A	FeE400	400	Emploi courant
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520	Emploi courant

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type 1 (limite d'élasticité $f_e = 400\text{MPa}$), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ($f_e = 235\text{MPa}$).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{C.B.A 93, A2.2.2})$$

4.3.2 Contraintes limites :

4.3.2.1 Etat limite ultime (C.B.A 93 A.4.3.2) :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348.\text{MPa} . \text{ (Situations durables et transitoire)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1} = 400.\text{MPa} . \text{ (Situations accidentelles } \gamma_s = 1)$$

4.3.2.2 Etat limite de service (C.B.A 93 A.4.5.3) :

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s (\text{MPa}) = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s (\text{MPa}) = \min \left\{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration : } \eta = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{RL} \\ 1,6 \rightarrow \text{HA} \end{cases}$$

5. Les plans d'architectures :

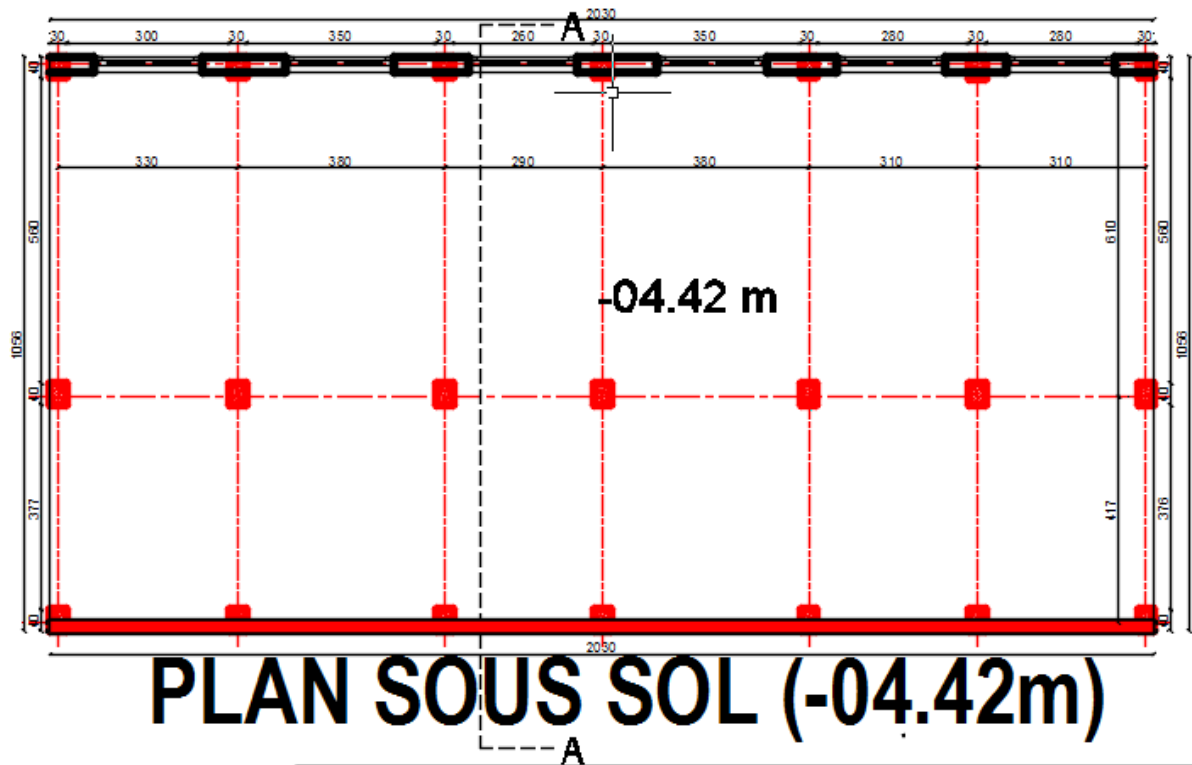


Fig I.1: Plan de sous sol

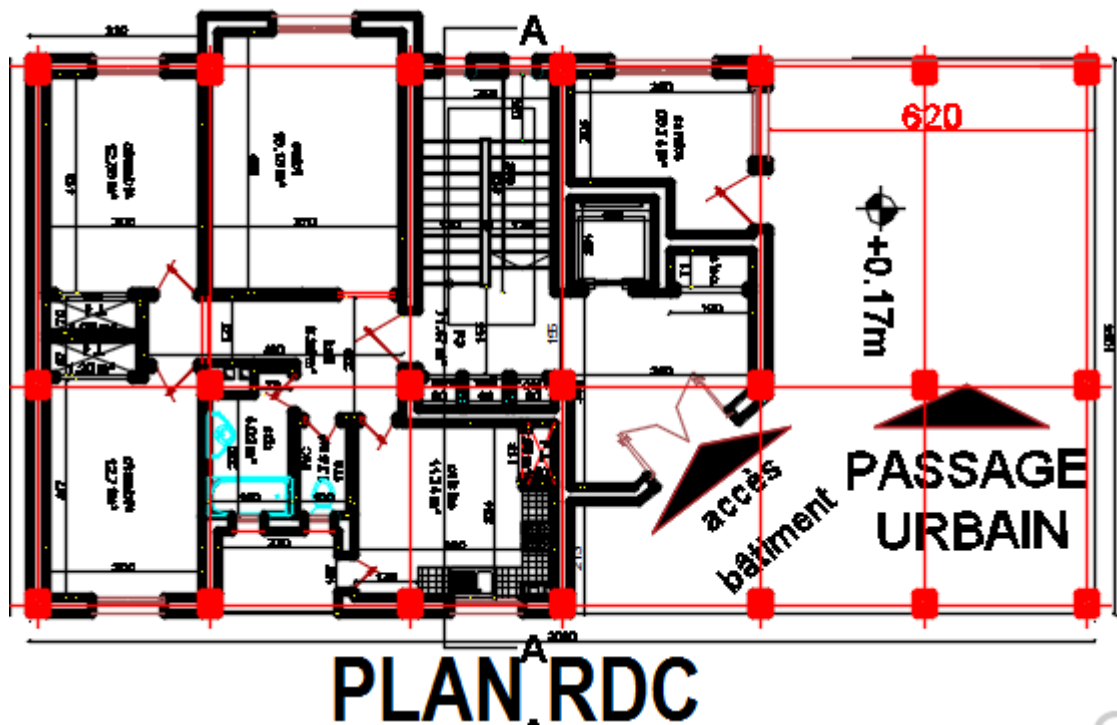


Fig I.2: Plan du RDC

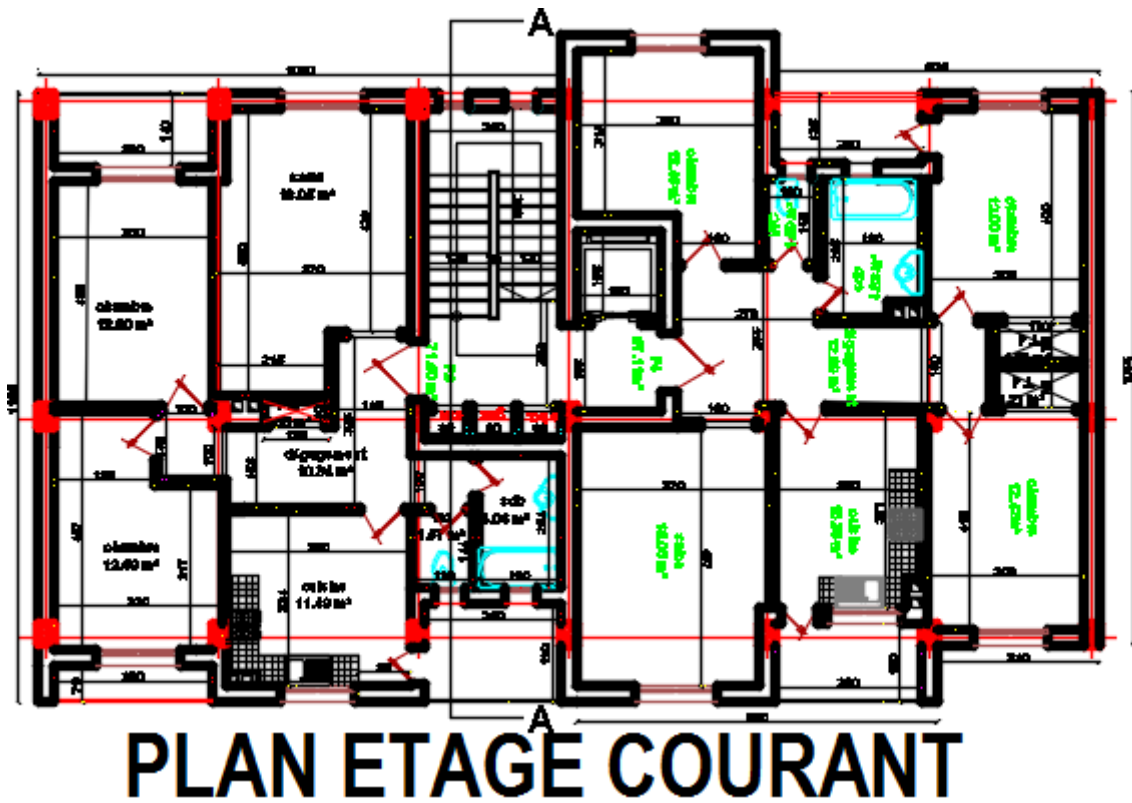


Fig I.3: Plan d'étage courant

Chapitre II

Pré dimensionnement des Éléments résistants

1. Introduction :

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant les règles BAEL91 et RPA99 (version2003).

2. Descente de charge :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher et Les charges réglementaires sont :

- Les charges permanentes qui représentent un poids mort qui n'est pas variable ou varie très peu dans le temps.
- Les charges d'exploitations ou surcharges qui sont des charges qui varient fréquemment dans le temps, celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

G : Charges permanentes. Q : Surcharges d'exploitations.

2.1 Charge Permanente :

2.1.1 Plancher à Corps Creux :

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}; L=3,80\text{m} \rightarrow 0,152 \leq ht \leq 0,164$$

ht= 0.150 m → plancher (16+4)

Avec : 4cm : Epaisseur de la table de compression.

16cm : Epaisseur du corps creux.

2.1.1.1 **Plancher terrasse :**

Tableau II.1 : charge permanente du plancher terrasse

Plancher	ρ	G (KN/m ²)
1. Gravillon de Protection (4 cm).	(0.2KN/m ² /cm)	0.8
2. Etanchéité Multicouche (2 cm).	(0.06KN/m ² /cm)	0.12
3. Béton en Forme de Pente (1%). H _{moy} =(5+8)=13cm)	(0.22KN/m ² /cm)	2.86
4. Isolation thermique en polystyrène (4cm)	(0.10KN/m ² /cm)	0.40
5. Corps Creux+dalle de compression (16+4).	/	2.80
6. Enduit au ciment (ep=1.5cm)	(0.18KN/m ² /cm)	0.27
	Gt = 7.25	

2.1.1.2 **Plancher courant :**

Tableau II .2 : charge permanente du plancher étage courant

Plancher	ρ	G (KN/m2)
1. Cloison légère	/	0.75
2. Carrelage + sable + mortier de pose	/	1.04
3 - corps creux+dalle de compression (ep = 16+4) cm	/	2.80
4. - Enduit au ciment (ep = 1,5 cm)	(0.18KN/m2/cm)	0.27
		Gt =4.86

2.1.2 **Plancher à dalle pleine (plancher haut du sous sol) :**

Tableau II.3 : charge permanente du plancher à dalle pleine

Matériaux	ρ	G (KN/m2)
Carrelage + sable + mortier de pose	/	1.04
Dalle pleine en béton armé (16 cm)	25.00KN/m3	4.00
Enduit au ciment	/	0.27
Cloisons légères	/	0.75
		Gt =6.06

2.2 Poids des murs extérieur :

On considère que les murs extérieur sont composé de :

- Un mur en brique de 15 cm 1.3 KN/m² (DTR.BC.22)
- Un mur en brique de 10 cm 0.9 KN/m²

Les deux parois sont sépare par une lame d'aire

- Un enduis extérieur sen les faces de 1.5cm 0.18 KN/m² /cm
 $0.18 * 1.5 = 0.27$ KN/m²

Totale = $1.3 + 0.9 + 0.27 + 0.27 = 2.74$ KN/m²

- Mur plein (façade latéral) $2.74 (3.23 - 0.50) = 7.48$ KN/ml
- Mur avec ouverture (façade principale)

$2.74 (3.23 - 0.35) * 0.76 = 5.99$ kn/ml

$2.74 (3.23 - 0.15) * 0.76 = 6.43$ KN/ml

2.3 Surcharge d'exploitation :

Le bâtiment est à usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q = 1,000$ KN/m² terrasse n on accessible.

$Q = 1,500$ KN/m² étage courant.

3. Pré dimensionnement des éléments structuraux

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape a pour but " le pré calcul " des sections des différents éléments arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les poutres ;
- Les planchers ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

3.1 Pré dimensionnement des poutres :

Si L est la longueur de la poutre, la hauteur de la poutre doit respecter la condition de la flèche qui est donnée comme suit : $L / 15 \leq h \leq L / 10$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de l'RPA99 (version 2003)

suivant :

- $b \geq 20$ cm.
- $h \geq 30$ cm.
- $h / b \leq 4.0$.
- $b_{max} \leq 1.5 h + b_1$.

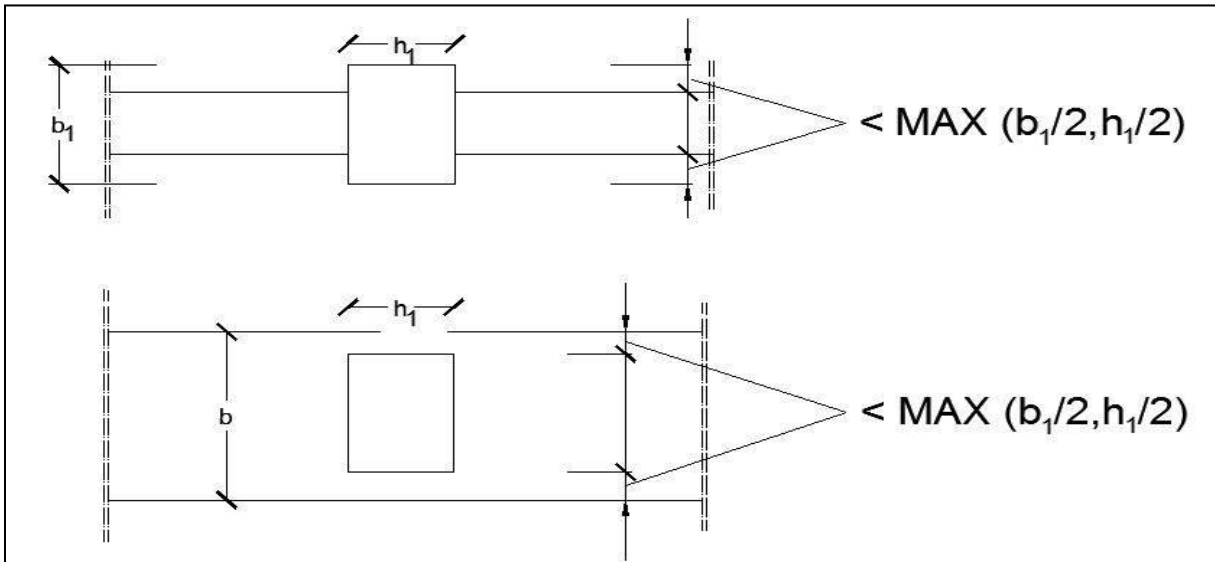


Figure II.1: Dimensions à respecter par les poutres

Avec :

b : La largeur de la poutre ;

h : La hauteur de la poutre ;

b_1 : La largeur du poteau et

b_{max} : la largeur maximale de la poutre.

3.1.1 Poutres Principales P.P :

$L_{max} = 6,10m$.

$$L=6,10m \rightarrow \frac{6,10}{15} \leq h \leq \frac{6,10}{15} \rightarrow 40,66 \leq h \leq 61cm$$

On prendra : $h = 50$ cm et $b = 30$ cm.m

$L=6,10$ donc on prendra : $h=50cm$ et $b=30cm$

✓ Vérification des conditions imposées par l'RPA 99(version 2003) :

- $b = 30$ cm $>$ 20 cm..... Condition vérifiée.
- $h = 50$ cm $>$ 30 cm..... Condition vérifiée.

- $h / b = 1,6 < 4$ Condition vérifiée.

Donc : la poutre principale a une section de $(30 \times 50) \text{ cm}^2$

3.1.2 Poutres secondaires P.S :

$L_{\max} = 3.80\text{m}$:

$$L=3,80\text{m} \rightarrow \frac{3,80}{15} \leq h \leq \frac{3,80}{10} \rightarrow 25,33 \leq h \leq 38\text{cm}$$

On prendra : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

✓ **Vérification des conditions imposées par l’RPA 99(version2003) :**

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $h / b = 1,00 < 4$ Condition vérifiée.

Donc : la poutre secondaire a une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

3.2 Pré dimensionnement des planchers :

On utilise deux types de planchers :

-Planchers à corps creux et

-Planchers à dalle pleine.

3.2.1 Plancher à corps creux :

Puisque les différents niveaux ne sont pas fortement chargés, on utilise des planchers à corps creux (corps creux utilisé comme coffrage perdu) qui sont économiques et présentent une bonne isolation thermique et acoustique.

Pour la détermination de l’épaisseur des planchers à corps creux, on utilise la condition de

la flèche suivante : $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$

- $h_t = h$: Hauteur (épaisseur) totale du plancher ;

- h_0 : Épaisseur de la dalle de compression ;

- h_1 : Épaisseur du corps creux et

- L : La plus grande portée entre nus d’appuis de la poutrelle.

$L_{\max} = 3.80\text{m}$:

$$L=3,80\text{m} \rightarrow \frac{380}{25} \leq h \leq \frac{380}{20} \rightarrow 15,2 \leq h \leq 19\text{cm}$$

On prend l’épaisseur de la dalle $(16+4) \text{ cm} = 20\text{cm}$.

Avec : $h_0 = 4\text{cm}$ et $h_1 = 16\text{cm}$.

3.2.2 Plancher à dalle pleine :

A cause de l'accumulation des efforts horizontaux dus au séisme du sommet vers la base et pour préserver le principe du plancher infiniment rigide horizontalement ; on a jugé bon d'utiliser un plancher à dalle pleine pour le premier niveau, pour lequel on doit vérifier les conditions suivantes :

3.2.2.1 Condition de la résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle est donnée par :

$$\text{Si } \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant une direction } \Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \times L_x$$

$$\text{Si } 0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions } \Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) \times L_x$$

L_x : La plus petite portée du panneau de dalle;

L_y : La plus grande portée du panneau de dalle.

Dans notre cas

$$L_x = 3,80\text{m} \quad ; \quad L_y = 6,10\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,80}{6,10} = 0,6229$$

✓ Conclusion

- $0,4 < \rho = 0,6229 < 1$
 - La dalle est uniformément chargée
- } \Rightarrow La dalle porte suivant deux directions.

3.2.2.2 Condition de résistance :

$$h = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) l \rightarrow 15,2 \leq h \leq 19\text{cm}$$

$$h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) \times L_x = \left(\frac{355}{50} \div \frac{355}{40}\right) = (7,10 \div 8,87) \Rightarrow \text{On prend : } h_d = 8\text{cm}$$

3.2.2.3 Résistance au feu :

- $h_d = 7\text{cm} \Rightarrow$ pour une heure de coupe de feu.
- $h_d = 11\text{cm} \Rightarrow$ pour deux heures de coupe feu.
- $h_d = 17,5\text{ cm} \Rightarrow$ pour un coupe feu de quatre heures.

3.2.2.4 Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens ; $2500 \times h_d \geq 350 \text{kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{cm}$.
- Contre les bruits impacts ; $2500 \times h_d \geq 400 \text{kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{cm}$.

✓ Conclusion

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adoptera comme épaisseur pour la dalle pleine : $h_d = 16 \text{cm}$.

3.3 Pré dimensionnement des poteaux :

Pour le pré dimensionnement ; on suppose que le poteau est soumis à une compression centrée, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton, puis on calcule la section du poteau le plus sollicité dans notre structure. Cette section sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau

Doit être inférieur ou égale à la valeur suivante :
$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

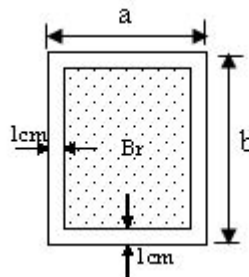


Figure II.2 : Section réduite du béton

Avec :

Br : section réduite du poteau

$Br = (a - 2) (b - 2)$ poteau rectangulaire

γ_b : coefficient de sécurité du béton, $\gamma_b = 1.5$ (Article A 4.3.4.1 BAEL91).

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, $\gamma_s = 1.15$ (Article A 4.3.2 BAEL91).

fe : nuance de l'acier (limite élastique), $f_e = 400 \text{ MPa}$

A : section d'armatures longitudinales, $A = 0.01 Br$

α : Coefficient dépendant de l'élanement λ .

$$\text{Si } \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \times (\lambda/35)^2\right]}$$

$$\text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0,6 \left(\frac{0.85}{\lambda} \right)$$

$\lambda \leq 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance ; on prend $\lambda = 35$.

α est divisé par un coefficient (réduction complémentaire) qui est égale à :

- 1,1 Quand plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours ?
- 1,2 Quand plus de la moitié des charges sont appliquées avant 28 jours ? Dans notre cas les charges sont appliquées après 90 jours ; donc on prend $\alpha=1$ (Article B 8.4.1 BAEL91).

Nu : Effort normal apporté par les différents niveaux.

D'après le CBA93 (article B8 .1.1) l'effort normal résistant ultime (Nu) doit être majoré de :

- 15% pour les poteaux centraux et
- 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive.

Comme le nombre d'étages de ce bâtiment est strictement supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de loi de dégression.

$$\lambda = 35 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \times (35/35)^2\right]} = 0,71$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \cdot \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{Br \cdot \gamma_s} \right)} = \frac{N_u \cdot 10}{0,71 \left(\frac{20}{0.9 \cdot 1,5} + \frac{400}{100 \cdot 1,15} \right) \cdot 10^{-2}} = 0,0077 N_u$$

3.3.1 Loi de dégression :

Dans les bâtiments à usage d'habitation, et pour calculer l'ossature (poteaux, murs, fondation), on suppose que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suit la surcharge P_n sur les éléments porteurs du niveau n , en fonction des surcharges P_i appliquées sur les différents niveaux :

$$P_0 = Q_0$$

$$P_1 = Q_0 + Q_1$$

$$P_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$P_3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$P_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\text{pour } n \geq 5 \quad P_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$$

la condition pour l'utilisation de la loi de dégression :

Bâtiment à nombre d'étages strictement supérieur à 5, soient :

$Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$: La surcharge sur la terrasse et

$Q_1 = \dots = Q_{13} = 1.5 \text{ KN/m}^2$: La surcharge sur les planchers à usage d'habitation.

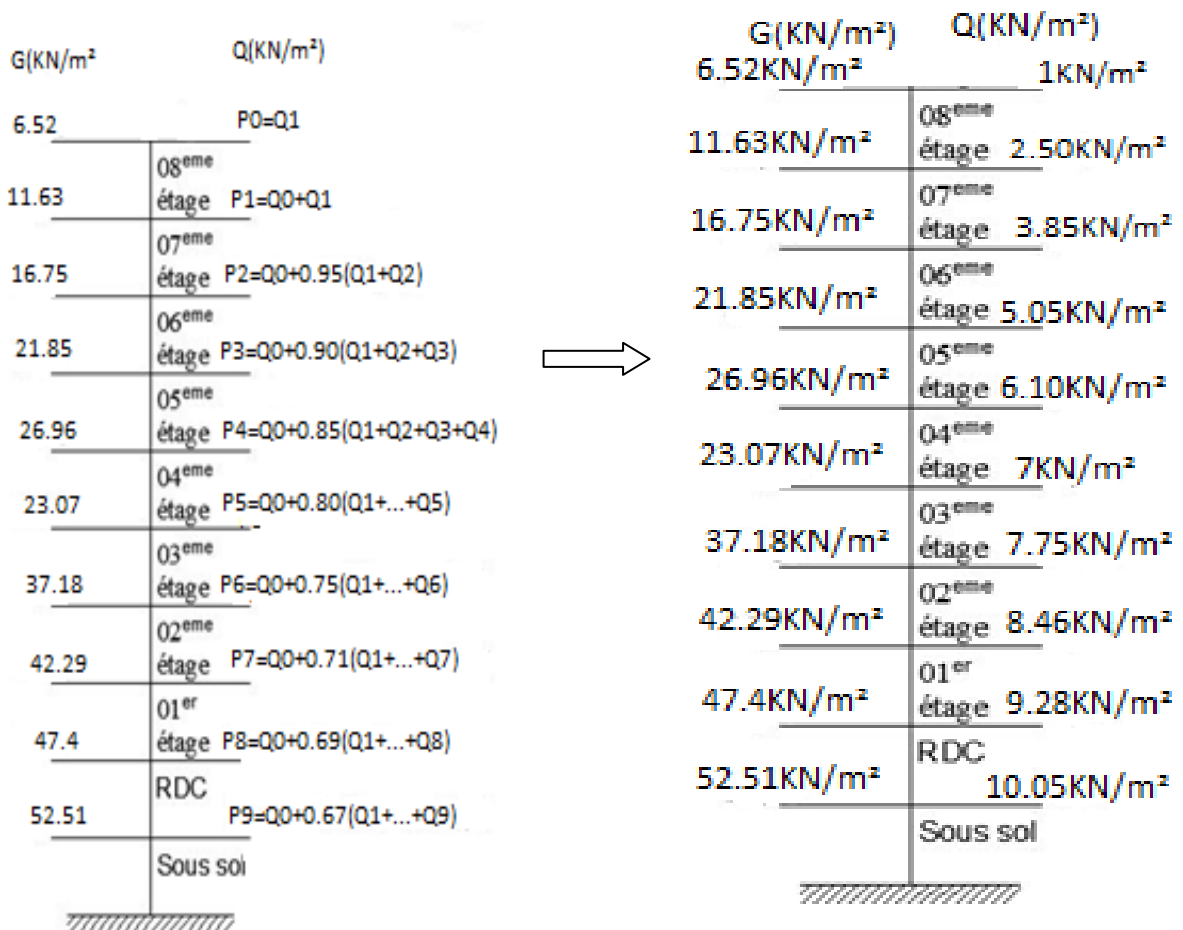


Figure II.3 : Schéma de la dégression des charges

3.3.2 Détermination de la surface afférente :

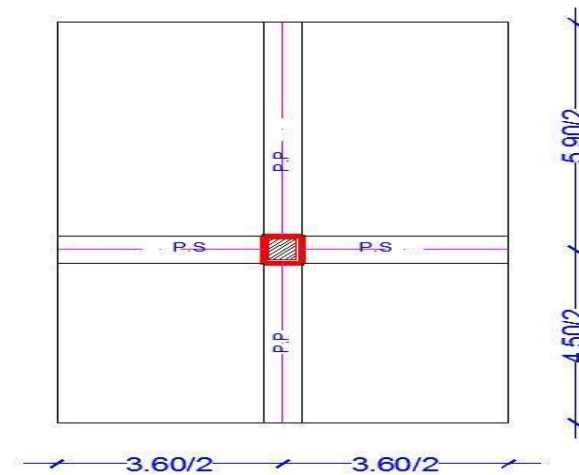


Figure II.4 : Schéma de la surface afférente

-La longueur afférente de la poutre principale : $L_{\text{aff-pp}} = 5.20\text{m}$.

-La longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{\text{aff-ps}} = 3.60\text{m}$.

3.3.3 Détermination de l'effort normal ultime N_u :

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u$$

- $N_{\text{plancher}} = (1,35N_g + 1,5 N_q) \times S_{\text{aff}}$
- $N_{\text{pp}} = 1,35 \times 2500 \times h_{\text{pp}} \times b \times L_{\text{aff-pp}} \times n$
- $N_{\text{ps}} = 1,35 \times 2500 \times h_{\text{ps}} \times b \times L_{\text{aff-ps}} \times n$

Avec :

n : nombre de planchers

3.3.4 Exemple de calcul :

Poteau du 3^{eme} étage :

La surface afférente du poteau le plus défavorable est :

$$S_{\text{aff}} = \left(\frac{3.60 + 3.60}{2} \right) \times \left(\frac{4.50 + 5.90}{2} \right) = 18.72\text{m}^2$$

3.3.4.1 Détermination de l'effort normal ultime Nu :

$$N_{\text{plancher}} = (1.35N_g + 1.5 N_q) \times S_{\text{aff}} = (1.35 \times 50.99 + 1.5 \times 10.05) \times 18.72 \times 100 = 157082.33 \text{ daN}$$

$$N_{\text{pp}} = 1.35 \times 25 \times 0.50 \times 0.3 \times 5.20 \times 10 = 26325.00 \text{ daN}$$

$$N_{\text{ps}} = 1.35 \times 25 \times 0.3 \times 0.30 \times 3.60 \times 10 = 10935.00 \text{ daN}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}} = 157082.33 + 26325.00 + 10935.00 = 194342.33 \text{ daN}$$

$$N_u = 1.15 \times 194342.33 = 223493.68 \text{ daN}$$

$$\text{La section réduite du poteau : } B_r = 0,0077 N_u = 0,0077 \times 223493.68 = 1720.90 \text{ cm}^2$$

$$(a-2) \cdot (b-2) = 1720.90 \text{ cm}^2$$

On prendra $a=60 \text{ cm}$ donc $b=60 \text{ cm}$

✓ Vérification des conditions imposées par l'RPA 99 (version 2003) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\min(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm}$ (zone II).....Condition vérifiée
- $\min(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20} = (305-50)/20 = 12.75 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $0,25 < b_1 / h_1 = 1 < 4$ Condition vérifiée

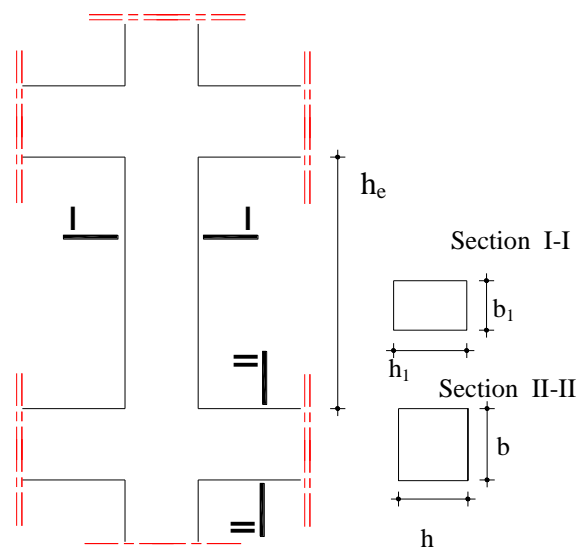


Figure II.5 : Coffrage des poteaux

3.3.4.2 Critère de flambement :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 305 = 213.5 \text{ cm}$$

$$I + \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 60^3}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1080000}{2100}} = 22.67 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{213.5}{22.67} = 9.417 < 35 \text{ condition vérifiée}$$

Tableau II.4: dimensionnement des poteaux

NIVEAU	G (kN)	Q (kN)	Nu plancher (kN)	Nups (kN)	Nupp (kN)	Nu (kN)
TERRASSE	6.81	1	194.74	12.58	25.97	283.03
NIVEAU 9	11.79	2.5	358.16	25.16	51.94	515.29
NIVEAU 8	16.77	3.38	504.49	37.74	77.91	727.91
NIVEAU 7	21.75	5.05	672.69	50.32	103.88	969.58
NIVEAU 6	26.73	6.10	823.81	62.90	129.85	1187.70
NIVEAU 5	31.71	7	970.83	75.48	155.82	1405.49
NIVEAU 4	36.69	7.75	1113.75	88.06	181.79	1614.18
NIVEAU 3	41.67	8.46	1255.45	100.64	207.77	1826.30
NIVEAU 2	46.65	9.28	1400.42	113.22	233.74	2042.65
NIVEAU 1	51.63	10.05	1543.75	125.80	259.71	2266.28

3.4 Pré dimensionnement des voiles

- sont des éléments verticaux qui reprennent des efforts verticaux et horizontaux auxquelles la construction est soumise. Le calcul du ferrailage des voiles ainsi que les différentes vérifications sera fait conformément au règlement parasismique algériens RPA99/version2003 et le règlement BAEL91.
- **L** : Longueur de voile.
- **a** : Épaisseur de voile.

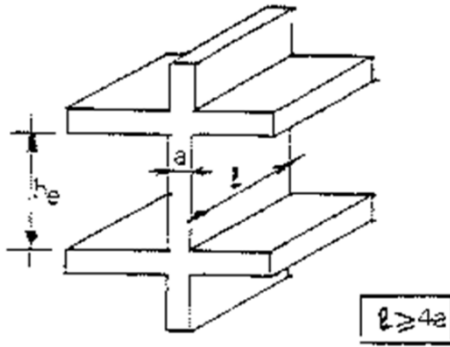


Fig. 7.7 : Coupe de voile en élévation

Sont considéré comme des voiles les éléments satisfaisant aux conditions suivantes :

- $l \geq a$ (RPA99/version 2003/art7.7.1). L'épaisseur minimale est de 15 cm et doit vérifier les conditions de rigidité si dessus.

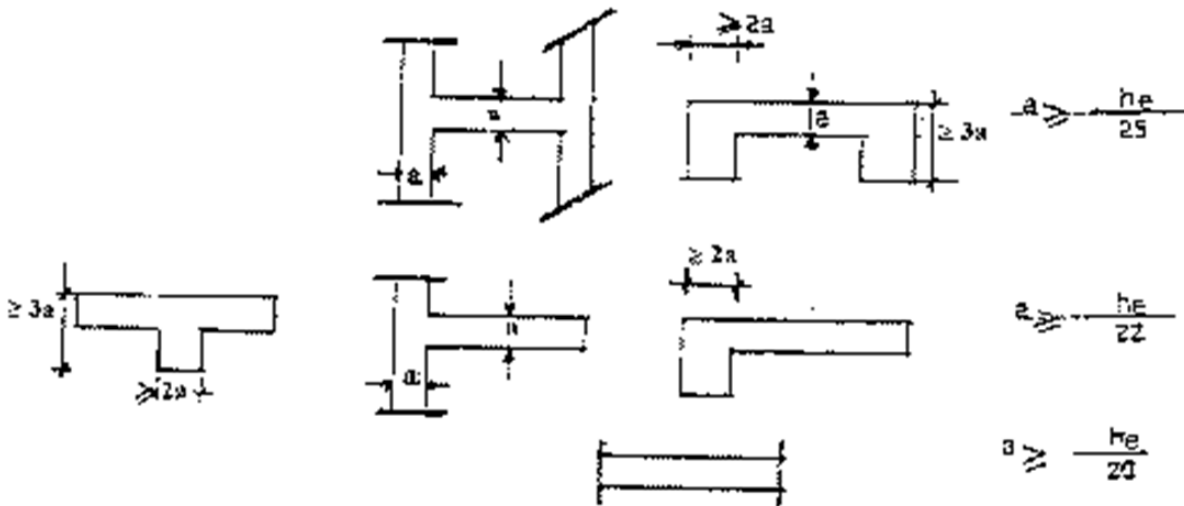


Fig. 7.8 : Coupes de voiles en plan

VERIFICATION DES EPAISSEURES

- Voile type V1 (rigidifié d'un seule coté). $he = 442 - 50 = 392$ cm : $a \geq \frac{392}{22} = 17.8$ cm
- Voile type V2 (rigidifié des deux cotés). $he = 442 - 50 = 392$ cm : $a \geq \frac{392}{25} = 15.7$ cm
- Voile type V3 et V4 (rigidifié des deux cotés). $he = 442 - 30 = 412$ cm : $a \geq \frac{412}{25} = 16.5$ cm

Donc l'épaisseur adopté $a = 20$ cm convient parfaitement voiles :

3.4.1 Voile d'ascenseur :

Pour la cage d'ascenseur, on adoptera une épaisseur : $a = 20\text{cm}$

3.4.2 Voiles périphériques :

C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau de la structure et le niveau de fondation.

On adoptera : $a = 20\text{ cm}$

Chapitre III

Etude des planchers

1. Plancher à corps creux :

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

Ce type de plancher se compose d'entrevous (corps creux) et d'une dalle de compression d'épaisseur respectives 16 cm et 4 cm.

1.1 Détermination des dimensions des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en « Té » dont les dimensions sont indiquées sur les figures suivantes :

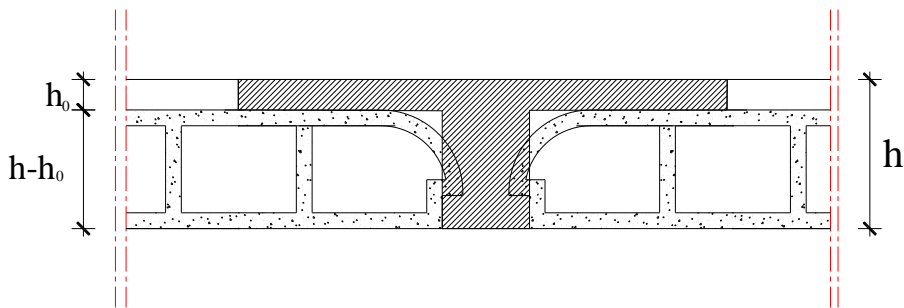


Figure III.1.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

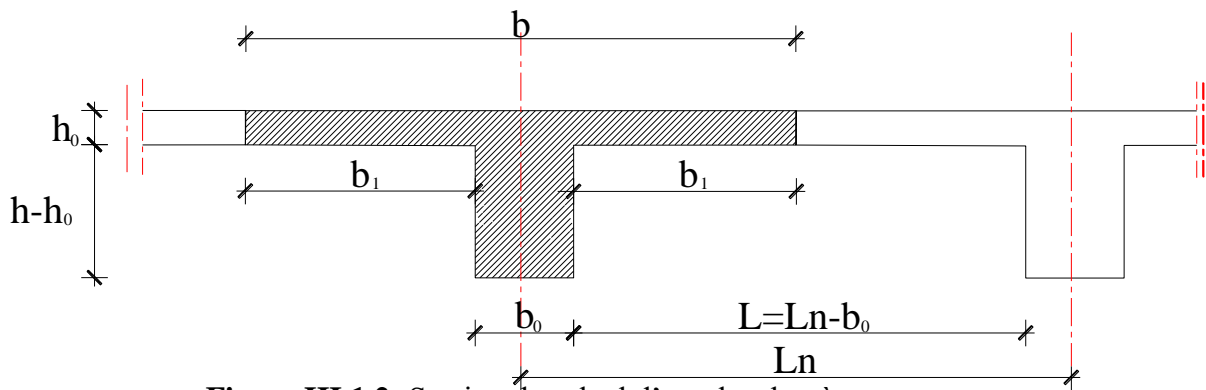


Figure III.1.2: Section de calcul d'un plancher à corps creux

D'après les règles (BAEL91) ; la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes de (b_1) :

- $b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2}$
- $b_1 \leq \frac{L}{10}$
- $b_1 \leq (6 \div 8)h_0$

- $b = 2 b_1 + b_0 = L_n$

Avec :

L_n : Distance entre axe des poutrelles ;

Suivant les normes Algériennes (DTRBC 2.2) la distance l_n est prise généralement égale à 60 cm ;

L : la distance entre nu d'appuis de la travée considérée.

On prendra :

- $b_0 = 12\text{cm}$.

- $b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{350}{10} = 35 \end{array} \right.$

- $(6 \div 8) h_0 = (6 \div 8) \times 4 = (24 \div 32) = 28\text{cm}$

- $b_1 \leq \min (24 ; 26.7 ; 28) = 24\text{cm}$

Donc :

$$b_1 = 24\text{cm et}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60\text{cm}.$$

1.1.1 Ferrailage de la table de compression :

D'après les règles B.A.E.L.91 ; l'épaisseur minimale de la dalle de compression $h_{0\min} = 4\text{cm}$.

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note A_{\perp}
- 30cm : Pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note $A_{//}$.

Les sections de ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$;

- Si : $50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$ et

- Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

- f_e : La limite d'élasticité de l'acier utilisé (en [MPa]) et
- A : La section d'acier (en [cm^2/ml]).

1.1.2 Armatures perpendiculaires aux nervures :

➤ **Détermination des armatures :**

On a: $50\text{cm} \leq L_n = 60\text{cm} \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$

On prendra : $f_e = 520\text{MPa}$

Donc: $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{520} = 0,46\text{cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Choix des armatures**

$5\phi 6/\text{ml} \quad \rightarrow A = 1,41\text{cm}^2/\text{ml}$

$(\phi 6 \quad \rightarrow e = 20\text{cm})$

1.1.3 Armatures parallèles aux nervures :

➤ **Détermination des armatures**

On a: $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23\text{cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Choix des armatures :**

$5\phi 6/\text{ml} \quad \rightarrow A = 1,41\text{cm}^2/\text{ml}$

$(\phi 6 \quad \rightarrow e = 20\text{cm})$

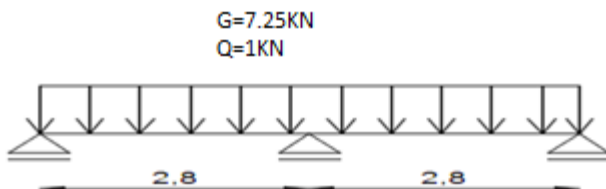
➤ **Conclusion :**

On prendra un TS $\phi 6$ de mailles $(200 \times 200) \text{mm}^2$.

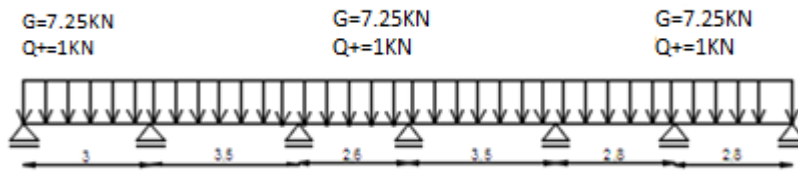
1.2 Etude des poutrelles :

1.2.1 Les type de poutrelles de Plancher terrasse :

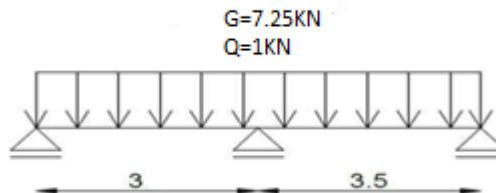
➤ **Type 01 :**



➤ **Type 02 :**

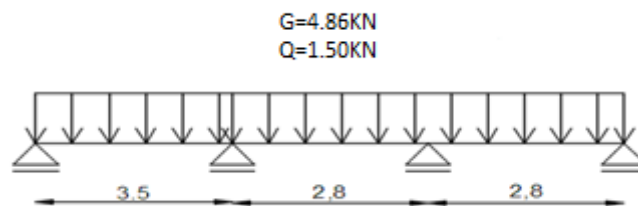


➤ **Type 03 :**

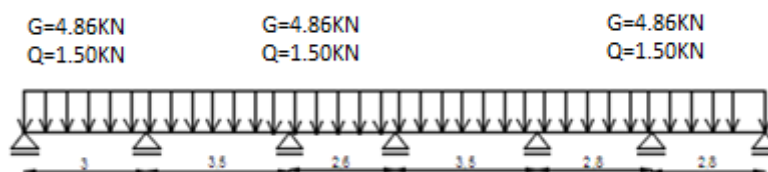


1.2.2 **Les type de poutrelles de Plancher étage courant :**

➤ **Type 01 :**



➤ **Type 02 :**



➤ **Type 03 :**

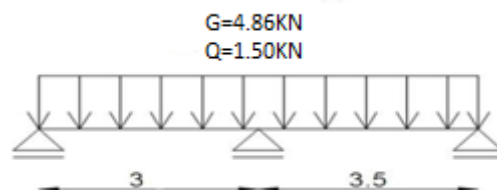


Figure III.1.3 : Schéma statique des poutrelles

1.2.2.1 Evaluation des charges :

- $G = 7.25 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ (inaccessible)

1.2.2.2 plancher étage courant :

- $G = 4.86 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 1.50 \text{ daN/m}^2$ (usage d'habitation)

1.3.3 Combinaisons fondamentales :

1.2.2.3 Plancher terrasse :(Terrasse inaccessible)

$$q_u = (1.35 G + 1.5 P) \times l_n = (1.35 \times 7.25 + 1.5 \times 1) \times 0.6 = 10.6875 \text{ kN/ml};$$

$$q_s = (G + P) \times l_n = (7.25 + 1) \times 0.6 = 4.35 \text{ kN/ml}$$

1.2.2.4 plancher étage courant : (usage d'habitation)

$$q_u = (1.35 G + 1.5 P) \times l_n = (1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 = 7.911 \text{ kN/ml};$$

$$q_s = (G + P) \times l_n = (4.86 + 1.5) \times 0.6 = 3.816 \text{ KN/ml}$$

1.2.3 Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.

Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

➤ la méthode forfaitaire :

pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée [CBA93/B.6.2.21]

➤ La méthode de Caquot :

Pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée [CBA93/B.6.2.22]

➤ Remarque

Dans la méthode de **Caquot minorée**, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

1.2.3.1 la méthode forfaitaire :

➤ **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

Un plancher est dit a charge d'exploitation modéré si :

- 1) La surcharge d'exploitation $P \leq \min(2G; 500 \text{ daN/m}^2)$;
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)

➤ **Principe de la méthode :**

Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

- $M_0 = \frac{ql^2}{8}$
- $\alpha = \frac{P}{G + P}$
- P : La surcharge d'exploitation non pondérée et
- G : La charge permanente non pondérée.

➤ **Moments en travées :**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq [\max((1 + 0,3\alpha); 1,05)] M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \longrightarrow \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \longrightarrow \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

- M_g : Le moment en appuis de gauche.
- M_d : Le moment en appuis de droite.

➤ **Moments en appuis :**

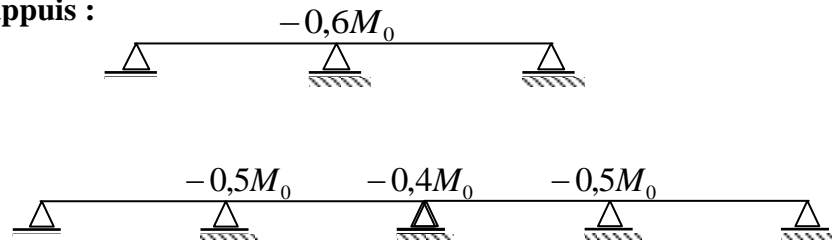


Figure III.2.4 : Moment fléchissant en appuis (méthode forfaitaire)

- $M_a \leq -0,60M_0$ Cas d'une poutre à deux travées ;
- $M_a \leq -0,50M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées et
- $M_a \leq -0,40M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires.

✓ **Remarque :**

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui ;

- Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

1.2.3.2 **Méthode de Caquot :**

La méthode de calcul proposée par Albert Caquot part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées voisines à gauche(w) et à droite (e) à l'appui considéré.

On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur l'_w et l'_e

➤ **Moments sur appuis intermédiaires :**

$$M_2 = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)}$$

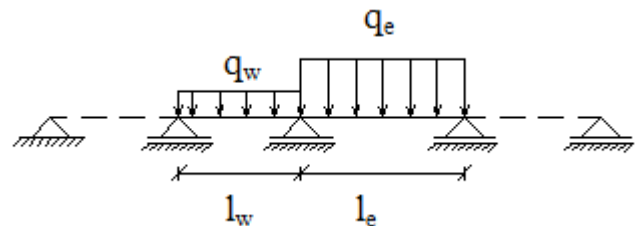


Figure III.2.5 : schéma statique d'une poutre.

Avec :

poutre.

l_w ou $l_e = l_i$: pour une travée de rive (sans console).

l_w ou $l_e = 0,8 l_i$: pour une travée intermédiaire.

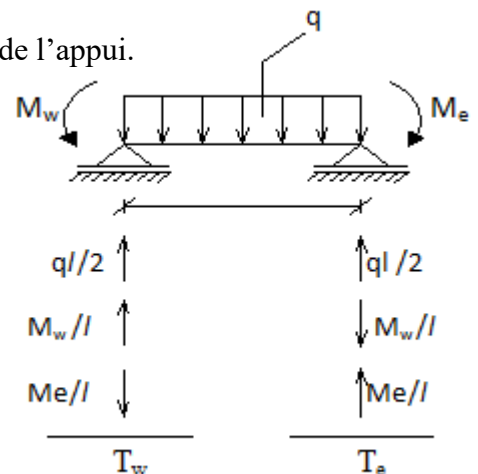
l_w et l_e : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui.

l_i : la portée réelle de la travée.

➤ **Moments en travées :**

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right) M_w + \frac{x}{l} M_e$$

Avec :



$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (moment isostatique).

M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée.

x : abscisse varie de 0 à l .

$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow x = ?$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{q l} \text{ Avec}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} \quad T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

1.2.4 Calculs des poutrelles Plancher terrasse :

➤ **Types 01 :**

On vérifie la condition de méthode forfaitaire :
 $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$ Pour étage courant.

Donc : $Q = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 2G = 13.62 \text{ kN/m}^2$ **Condition vérifiée**

a) le moment d'inertie est constant pour toutes les travées $I = \text{constante}$ **condition vérifiée**

b) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ **condition vérifiée**

$$0,80 \leq \frac{2,80}{2,80} = 1 \leq 1,25 \text{ Condition vérifiée}$$

D) la fissuration est peu préjudiciable **Condition vérifiée**

➤ **Conclusion :** Donc la méthode forfaitaire est applicable car la condition sont vérifiées

A) Moment fléchissant en appuis :

$$\begin{aligned} \text{La charge ultime réduite : } q_u^r &= [1.35 \times 7.25 + 1,5 \times 1] \times 0.6 \\ &= 10.6875 \text{ kN/ml} \end{aligned}$$

$$\text{La charge de service réduite : } q_s^r = [7.25 + 1] \times 0,6 = 4.35 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Appuis de rives :**

Appuis de rive (1) et (3):

ELU :

$$M_1 = -0.2M(\text{iso}) = -0.2 \frac{q_u^r \times l_e^2}{8} = -0.2 \frac{10.685 \times 2.8^2}{8} = -2.09426 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_1 = -0.2M(\text{iso}) = -0.2 \frac{q_s^r \times l_e^2}{8} = -0.2 \frac{4.35 \times 2.8^2}{8} = -0.8526 \text{ kN.m}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

Appuis intermédiaire (2) :

ELU :

$$M_2 = -0.6M(\text{iso}) = -0.6 \frac{q_u^r \times l_e^2}{8} = -0.6 \frac{10.685 \times 2.8^2}{8} = -6.28278 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_2 = -0.6M(\text{iso}) = -0.6 \frac{q_s^r \times l_e^2}{8} = -0.06 \frac{4.35 \times 2.8^2}{8} = -0.255 \text{ kN.m}$$

B) Moment fléchissant en travées :

$$\alpha(\text{travée}) = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{7.25 + 1} = 0.12$$

Travée (1-2) :

ELU :

$$\begin{aligned} M_{t(1.2)} &= (0.6 + 0.15\alpha)M(\text{iso}) = (0.6 + 0.15 \times 0.12) \frac{q_u^r \times l_e^2}{8} \\ &= (0.6 + 0.15 \times 0.12) \frac{10.685 \times 2.8^2}{8} = 6.4712 \text{ N.m} \end{aligned}$$

ELS :

$$\begin{aligned} M_{t(1.2)} &= (0.6 + 0.15\alpha)M(\text{iso}) = (0.6 + 0.15 \times 0.128) \frac{q_s^r \times l_e^2}{8} \\ &= (0.6 + 0.15 \times 0.128) \frac{4.35 \times 2.8^2}{8} = 2.639 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

➤ **La Condition : 1>2**

ELU :

1)

$$M_{t(1.2)} + \frac{M_w + M_e}{2} = 3.893 + \frac{1.258 + 3.773}{2} = 6.409 \text{ kN.m}$$

2) $\text{Max}[(1 + 0.3\alpha)M(\text{iso}) ; 1.05M(\text{iso})]$

$$= \text{Max}[(1 + 0.3 \times 0.128) \times \frac{6.416 \times 2.8^2}{8} ; 1.05 \times \frac{6.416 \times 2.8^2}{8}]$$

$$= \text{Max}[6.529; 6.602] = 6.602 \text{ kN.m}$$

On a :

La Condition : $1 > 2 \rightarrow$ non vérifiée

Donc :

$$M'_{t(1.2)} = M_{t(1.2)} + [(2)-(1)] = 3.893 + (6.602 - 6.409) = 4.087 \text{ kN.m}$$

ELS:

1)

$$M_{t(1.2)} + \frac{M_w + M_e}{2} = 2.844 + \frac{1.258 + 3.773}{2} = 4.681 \text{ kN.m}$$

2)

$$\begin{aligned} & \text{Max}[(1 + 0.3\alpha)M(\text{iso}) ; 1.05M(\text{iso})] \\ = & \text{Max}[(1 + 0.3 \times 0.128) \times \frac{4.686 \times 2.8^2}{8} ; 1.05 \times \frac{4.686 \times 2.8^2}{8}] \\ = & \text{Max}[4.769; 4.822] = 4.822 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

On a :

La Condition : $1 > 2 \rightarrow$ non vérifiée

Donc :

$$M'_{t(1.2)} = M_{t(1.2)} + [(2)-(1)] = 2.844 + (4.822 - 4.681) = 2.985 \text{ kN.m}$$

Travée (2-3) :

ELU :

$$\begin{aligned} M_{t(2.3)} &= (0.6 + 0.15\alpha)M(\text{iso}) = (0.6 + 0.15 \times 0.128) \frac{q_u^r \times l_e^2}{8} \\ &= (0.6 + 0.15 \times 0.128) \frac{6.416 \times 2.8^2}{8} = 3.893 \text{ N.m} \end{aligned}$$

ELS :

$$\begin{aligned} M_{t(2.3)} &= (0.6 + 0.15\alpha)M(\text{iso}) = (0.6 + 0.15 \times 0.128) \frac{q_s^r \times l_e^2}{8} \\ &= (0.6 + 0.15 \times 0.128) \frac{4.686 \times 2.8^2}{8} = 2.844 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

➤ **La Condition : 1>2**

ELU :

1)

$$M_{t(2.3)} + \frac{M_w + M_e}{2} = 3.893 + \frac{1.258 + 3.773}{2} = 6.409 \text{ kN.m}$$

2)

$$\begin{aligned} & \text{Max}[(1 + 0.3\alpha)M(\text{iso}) ; 1.05M(\text{iso})] \\ &= \text{Max}[(1 + 0.3 \times 0.128) \times \frac{6.416 \times 2.8^2}{8} ; 1.05 \times \frac{6.416 \times 2.8^2}{8}] \\ &= \text{Max}[6.529; 6.602] = 6.602 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

On a :

La Condition : 1 > 2 → non vérifiée

Donc :

$$M'_{t(2.3)} = M_{t(2.3)} + [(2)-(1)] = 3.893 + (6.602 - 6.409) = 4.087 \text{ kN.m}$$

ELS :

1)

$$M_{t(2.3)} + \frac{M_w + M_e}{2} = 2.844 + \frac{1.258 + 3.773}{2} = 4.681 \text{ kN.m}$$

2)

$$\begin{aligned} & \text{Max}[(1 + 0.3\alpha)M(\text{iso}) ; 1.05M(\text{iso})] \\ &= \text{Max}[(1 + 0.3 \times 0.128) \times \frac{4.686 \times 2.8^2}{8} ; 1.05 \times \frac{4.686 \times 2.8^2}{8}] \\ &= \text{Max}[4.769; 4.822] = 4.822 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

On a :

La Condition : 1 > 2 → non vérifiée

Donc :

$$M'_{t(2.3)} = M_{t(2.3)} + [(2)-(1)] = 2.844 + (4.822 - 4.681) = 2.985 \text{ kN.m}$$

C) Calcul de l'effort tranchant :

ELU :

Travée de rive (1-2) :

$$T_{\text{gouche}} = T(\text{iso}) = \frac{q_u^r \times l}{2} = \frac{10.685 \times 2.8}{2} = 14.959 \text{ kN}$$

$$T_{\text{droite}} = -1.15 \times T(\text{iso}) = -1.15 \times \frac{q_u^r \times l}{2} = -1.15 \times \frac{10.685 \times 2.8}{2} = -17.202850 \text{ kN}$$

Travée de rive (2-3) :

$$T_{\text{droite}} = -T(\text{iso}) = -\frac{q_u^r \times l}{2} = \frac{10.685 \times 2.8}{2} = -14.959\text{kN}$$

$$T_{\text{gouche}} = 1.15 \times T(\text{iso}) = 1.15 \times \frac{q_u^r \times l}{2} = 1.15 \times \frac{10.685 \times 2.8}{2} = 17.2028\text{kN}$$

ELS :

Travée de rive (1-2) :

$$T_{\text{gouche}} = T(\text{iso}) = \frac{q_s^r \times l}{2} = \frac{4.35 \times 2.8}{2} = 6.09\text{kN}$$

$$T_{\text{droite}} = -1.15 \times T(\text{iso}) = -1.15 \times \frac{q_s^r \times l}{2} = -1.15 \times \frac{4.356 \times 2.8}{2} = -7.0035\text{kN}$$

Travée de rive (2-3) :

$$T_{\text{droite}} = -T(\text{iso}) = -\frac{q_s^r \times l}{2} = \frac{4.35 \times 2.8}{2} = -6.09\text{kN}$$

$$T_{\text{gouche}} = 1.15 \times T(\text{iso}) = 1.15 \times \frac{q_s^r \times l}{2} = 1.15 \times \frac{4.35 \times 2.8}{2} = 7.0035\text{kN}$$

Types 02 :

a) On vérifie la condition de méthode forfaitaire :

$Q = 1.50\text{kN/m}^2$ Pour étage courant.

Donc : $Q = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 2G = 13.62 \text{kN/m}^2$ **Condition vérifiée**

b) le moment d'inertie est constant pour toutes les travées $I = \text{constante}$ **condition vérifiée**

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ **condition vérifiée**

$0,80 \leq \frac{2,6}{3,5} = 0,74 \leq 1,25$ **Condition non vérifiée**

d) la fissuration est peu préjudiciable **Condition vérifiée**

➤ **Conclusion** : La méthode forfaitaire n'est pas appliquée car la condition (c) n'est pas vérifiée ; donc ce type des poutrelles sera étudié par la méthode de **Caquot minorée**

A) Moment fléchissant en appuis :

$$\begin{aligned} \text{La charge ultime réduite : } q_u^r &= \left[1.35 \times \left(\frac{2}{3} \times 7.25 \right) + 1.5 \times 1 \right] \times 0.6 \\ &= 3.5 \text{ kN/ml} \end{aligned}$$

$$\text{La charge de service réduite : } q_s^r = \left[\left(\frac{2}{3} \times 7.25 \right) + 1 \right] \times 0.6 = 3.5 \text{ kN/ml.}$$

• Appuis de rives :

Appuis de rive (1) :

ELU :

$$M_1 = -0.2M(\text{iso}) = -0.2 \frac{q_s^r \times l_e^2}{8} = -0.2 \frac{3.5 \times 3^2}{8} = -2.3625 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_1 = -0.2M(\text{iso}) = -0.2 \frac{q_u^r \times l_e^2}{8} = -0.2 \frac{3.5 \times 3^2}{8} = -2.3625 \text{ kN.m}$$

Appuis intermédiaire :

ELU :

$$\begin{aligned} M_2 &= -\frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^r \times l_e^3}{8.5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{3.5 \times (3)^3 + 3.5 \times (0.8 \times 3.5)^3}{8.5 \times ((3) + (0.8 \times 3.5))} \\ M_2 &= -1.55 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

ELS :

$$\begin{aligned} M_2 &= -\frac{q_s^r \times l_w^3 + q_s^r \times l_e^3}{8.5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{3.5 \times (3)^3 + 3.5 \times (0.8 \times 3.5)^3}{8.5 \times ((3) + (0.8 \times 3.8))} \\ M_2 &= -3.75 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- I. Les autres travées sont calculées de la même manière et les résultats sont regroupés dans le **(tableau 3.1)**

B) Calcul de l'effort tranchant :

Travée de rive (1-2) :

* De gauche:

$$T1 = q_u \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = 3.5 \times \frac{3}{2} + \frac{1.030 - 4.545}{3} = 5.694 \text{ kN}$$

*De droite :

$$T1 = q_u \frac{l}{2} = \frac{M_e - M_w}{l} = 4.577 \times \frac{3}{2} + \frac{4.545 - 1.030}{3} = -8.037 \text{ kN}$$

De la même manière pour les autres travées les résultats des efforts tranchants sont donnés dans le **tableau III.1**

C) Calcul d'abscisse de M_t maximum (x_0) :

$$x_0 = \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2}$$

Travée de rive (1-2) :

ELU :

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q} + \frac{l_1}{2} = \frac{1.030 - 4.545}{3 \times 4.577} + \frac{3}{2} \Rightarrow x_0 = 1.24 \text{ m}$$

ELS :

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q} + \frac{l_1}{2} = \frac{0.748 - 3.301}{3 \times 3.324} + \frac{3}{2} \Rightarrow x_0 = 1.24 \text{ m}$$

De la même manière pour les autres travées les résultats des calculs de l'abscisse de M_t maximum (x_0) sont donnés dans le **Tableau III.1**

D) Moment fléchissant en travées :

$$\text{ELU : } M(x_0) = \left(\frac{q_u l_i}{2} x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} x_0 - |M_{i-1}|$$

$$\text{ELS : } M(x_0) = \left(\frac{q_s l_i}{2} x_0 - \frac{q_s x_0^2}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} x_0 - |M_{i-1}|$$

Travée de rive (1-2) :

ELU :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_u l_1}{2} x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} x_0 - |M_1|$$

$$M_t = \left(\frac{4.577 \times 3}{2} \times 1.24 - \frac{4.577 \times 1,24^2}{2} \right) + \frac{1.030 - 4.545}{3} \times 1,24 - |1.030|$$

$$M_t = 2.512 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_s l_1}{2} x_0 - \frac{q_s x_0^2}{2} \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} x_0 - |M_1|$$

$$M_t = \left(\frac{3.324 \times 3}{2} \times 1.24 - \frac{3.324 \times 1,24^2}{2} \right) + \frac{0.748 - 3.301}{3} \times 1,24 - |0.748|$$

$$M_t = 1.824 \text{ kN.m}$$

Les autres travées sont calculées de la même manière et les résultats sont regroupés dans le **tableau III.1**

Tableau III.1 : les moments fléchissant et efforts tranchants pour la poutrelle Type 2 (plancher terrasse)

Appuis	Moment en appuis [kN.m]		Travée	l'effort tranchant en [kN]		x ₀ l'abscisse de Mt en (m)		Moment fléchissant En travées [kN.m]	
	E.L.U	E.L.S.		Gauche	Droite	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
1	-1.030	-0.748	1-2	5.694	-8.037	1.24	1.24	2.512	1.824
2	-4.545	-3.301	2-3	8.333	-7.688	1.82	1.82	3.040	2.208
3	-3.416	-2.480	3-4	5.951	-5.951	1.30	1.30	0.452	0.329
4	-3.416	-2.480	4-5	7.973	-8.048	1.74	1.74	3.528	2.562
5	-3.547	-2.575	5-6	6.408	-6.408	1.40	1.40	0.939	0.682
6	-3.547	-2.575	6-7	7.355	-5.462	1.61	1.61	2.362	1.715
7	-0.897	-0.652							

Types 03 :

a) On vérifie la condition de méthode forfaitaire :
 $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$ Pour étage courant.

Donc : $Q = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 2G = 13.62 \text{ kN/m}^2$ **Condition vérifiée**

b) le moment d'inertie est constant pour toutes les travées $I = \text{constante}$ **condition vérifiée**

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ **condition vérifiée**

$0.80 \leq \frac{3}{3.5} = 0.86 \leq 1,25$ **Condition vérifiée**

d) la fissuration est peu préjudiciable **Condition vérifiée**

➤ **Conclusion** : La méthode forfaitaire est appliquée

Tableau III.2 : les moments fléchissant et efforts tranchants pour la poutrelle

Type 3 (plancher terrasse)

Appuis	Moment en appuis [kN.m]		Travée	l'effort tranchant en [kN]		Moment fléchissant En travées [kN.m]	
	E.L.U	E.L.S.		Gauche	Droite	E.L.U	E.L.S
1	-1.445	-1.054	1-2	9.624	12.912	4.469	3.264
2	-5.895	-4.305	2-3	-11.068	-11.228	6.386	4.664
3	-1.965	-1.435					

1.2.5 Calcul des des poutrelles Plancher étage courant

Tableau III.3 : les moments fléchissant et efforts tranchants pour la poutrelle

Type 1 (Plancher étage courant)

Appuis	Moment en appuis [kN.m]		Travée	l'effort tranchant en [kN]		Moment fléchissant En travées [kN.m]	
	E.L.U	E.L.S.		Gauche	Droite	E.L.U	E.L.S
1	-1.649	-1.191	1-2	9.422	-10.364	5.931	4.283
2	-4.122	-2.977	2-3	8.291	-8.291	2.821	2.037
3	-2.638	-1.905		8.291	-7.537	3.796	2.741
4	-1.055	0.762					

Tableau III.4 : les moments fléchissant et efforts tranchants pour la poutrelle

Type 2 (Plancher étage courant)

Appuis	Moment en appuis [kN.m]		Travée	l'effort tranchant en [kN]		x_0 l'abscisse de Mt en (m)		Moment fléchissant En travées [kN.m]	
	E.L.U	E.L.S.		Gauche	Droite	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
1	-0.909	-0.651	1-2	5.025	-7.093	1.24	1.24	2.217	1.587
2	-4.011	-2.872	2-3	7.353	-6.784	1.82	1.82	2.683	1.921
3	-3.014	-2.158	3-4	5.251	-5.251	1.30	1.30	0.399	0.286
4	-3.014	-2.158	4-5	7.036	-7.102	1.74	1.74	3.114	2.229
5	-3.130	-4.428	5-6	5.655	-5.655	1.40	1.40	0.829	0.594
6	-3.130	-4.428	6-7	6.484	-4.820	1.61	1.61	2.084	1.492
7	0.792	0.569							

Tableau III.5 : les moments fléchissant et efforts tranchants pour la poutrelle

Type 3 (Plancher étage courant)

Appuis	Moment en appuis [kN.m]		Travée	l'effort tranchant en [kN]		Moment fléchissant En travées [kN.m]	
	E.L.U	E.L.S.		Gauche	Droite	E.L.U	E.L.S
1	-1.211	-0.875	1-2	8.076	-9.287	3.844	2.776
2	-4.945	-3.572	2-3	10.835	-9.422	5.519	3.985
3	-1.649	-1.191					

Tableau III.6 : récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants maximaux (plancher terrasse) :

Sollicitations Types	Moment en appuis en [kN.m]		Moment fléchissant en travées [kN.m]		l'effort tranchant en [kN]
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S	
1	3.773	2.755	4.087	2.985	10.330
2	4.545	3.301	3.528	2.562	8.333
3	5.895	4.305	6.386	4.664	12.912

1.3 Détermination des armatures longitudinales :

1.3.1 En travée :

✓ **Etat limite ultime (ELU)** : $M_t^u = 6386.00 \text{ N.m}$

➤ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée**

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) M_T = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_T = 54528 \text{ N.m}$$

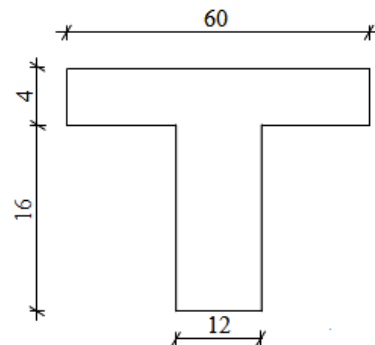


Figure III.2.6 : Section de calcul en appuis

$M_t^u = 6386.00 \text{ kN.m} < M_T = 54528 \text{ kN.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6386}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.0231$$

$$\mu = 0.0231 < \mu_L = 0.392$$

\Rightarrow \bar{A} n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0292$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.988$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6386}{348 \times 0.988 \times 18} = 1.032 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1.032 \text{ cm}^2$$

✓ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_t^{\text{ser}} = 4664.00 \text{ N.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A_{\text{A}} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{6386}{4664} = 1.37$$

$$\alpha = 0.0292 < 0.435 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

➤ **Choix des armatures :** 3T10 \longrightarrow $A_s^t = 2.35 \text{ cm}^2$

1.2.6 En appuis :

✓ **Etat limite ultime (ELU) :** $M_a^u = -5895 \text{ daN.m}$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5895}{14.2 \times 12 \times 18^2} = 0.107$$

$$\mu = 0.107 < \mu_1 = 0.392$$

$\Rightarrow A_n$ n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.142$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.943$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5895}{348 \times 0.943 \times 18} = 1.00 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1.00 \text{ cm}^2$$

✓ **Etat limite de service (ELS) :** $M_a^{\text{ser}} = -4305 \text{ N.m}$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A_a^u \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{5895}{4305} = 1.37$$

$$\alpha = 0.142 < 0.435 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

➤ **Choix des armatures :** 1T12 \longrightarrow $A=1.13 \text{ cm}^2$

1.4 Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 12912 \text{ N}$$

1.4.1 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

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

$$\text{Avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 12912 \text{ N} \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 20 \times 10^2 = 103809.6 \text{ N}$$

➤ **Donc :** il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

1.2.7 Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures

longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 2,35 \geq \frac{1,15}{400} \left[12912 + \frac{-5895}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,36 \text{ cm}^2$$

1.2.8 Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la

ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{12912}{12 \times 18 \times 100} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,56 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,60 - 0,3 \times 2,1)} = 105,28 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,42 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 15$ cm

1.2.8.1 Vérification de la flèche :

Suivant les règles B.A.E.L.91, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

➤ Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{350} = 0.057 < 0.063 \text{ Avec } l = 3.50 \text{ m (la plus grande portée).}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right) = \frac{1}{10} \times \left(\frac{4664}{7175.44} \right) = 0.65 \text{ Avec } M_t^s: \text{ le moment max en travée.}$$

$$M_0^s = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{8} = \frac{4.686 \times 3.5^2}{8} = 7.175 \text{ kN.m}$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{60 \times 18} = 0.002 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.011$$

➤ Conclusion :

Une des trois conditions n'est pas vérifiée ; donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\text{On doit vérifier que : } \Delta f t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f t_{\text{max}}$$

f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dus aux charges g ;

f_{ji} : La flèche dus aux charges j ;

f_{pi} : La flèche dus aux charges p .

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 0.6 = 0.6 \times 6.810 = 4.086 \text{ kN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons, $j = 4.086$ kN/ml et

$$p : \text{ charge totale ; } p = (G + Q) \times 0,6 = (677,4 + 100) \times 0,6 = 466,44 \text{ daN/ml}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$q_{sj} = q_{sg} = \left[\frac{2}{3} \times 6.81 \right] \times 0.6 = 2.724 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sp} = \left[\left(\frac{2}{3} \times 6.81 \right) + 100 \right] \times 0.6 = 3.324 \text{ kN/ml}$$

$$M_{tj} = \frac{0.7 \times q_{sj} \times l^2}{8} = \frac{0,7 \times 2.724 \times 3.5^2}{8} = 2.920 \text{ kN.m}$$

$$M_{tp} = \frac{0.7 \times q_{sp} \times l^2}{8} = \frac{0,7 \times 3.324 \times 3,5^2}{8} = 3.563 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul du module de déformation longitudinale**

Module de déformation instantanée : $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$

Module de déformation différée : $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

➤ **Calcul du moment d'inertie (I₀):**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

$$V_1 = \frac{(h_0 \cdot b \cdot 2) + (16 \cdot b_a \cdot 12) + (15 \cdot A \cdot d)}{(h_0 \cdot b) + ((h - h_0) \cdot b_0) + (15 \cdot A)}$$

$$V_1 = \frac{(4 \cdot 60 \cdot 2) + (16 \cdot 12 \cdot 12) + (15 \cdot 2,35 \cdot 18)}{(4 \cdot 60) + (16 \cdot 12) + (15 \cdot 2,35)}$$

$$\Rightarrow V_1 = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,32$$

$$\Rightarrow V_2 = 12,68 \text{ cm};$$

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \cdot A(d - V_1)^3$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot 7,32^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7,32 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 12,68^3}{3} + 15 \cdot 2,35(18 - 7,32)^3$$

$$\Rightarrow I_0 = 19434,53 \text{ cm}^4$$

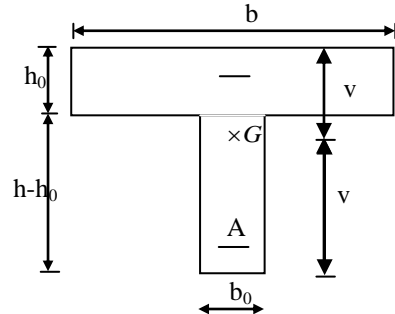


Fig. III.1.7 : Section de calcul du moment d'inertie.

➤ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M_1^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,5}{12 \times 18} = 1,0879 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,856$$

Avec :

ρ : Le pourcentage ou rapport de l'air A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{2920}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 80,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3563}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 98,40 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul du: μ_g ; μ_j et μ_p**

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010879 \times 80.64 + 2.1} \text{ avec } f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 0.501$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010879 \times 98.40 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.591$$

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec :

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.010879} = 3.71$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.010879} = 1.48$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19434.53}{1 + 3.71 \times 0.501} = 7478.19 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19434.53}{1 + 1.48 \times 0.501} = 12275.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 19434.53}{1 + 3.71 \times 0.591} = 6696.08 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^s \times l^2}{10E_v \times I_{fg}^v} = \frac{2920 \times 3.5^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 12275.76} = 0.27\text{cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fg}^i} = \frac{2920 \times 3.5^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 7478.19} = 0.15 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fp}^i} = \frac{3563 \times 3.5^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 7478.19} = 0.18\text{cm}$$

➤ **La flèche totale :**

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0.27 - 0.15) + (0.18 - 0.15)$$

$$\Delta_{ft} = 0.15 \text{ cm}$$

➤ **La flèche admissible :**

$$l = 3.50 \text{ m} > 5.00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$$

➤ **Donc :** $\Delta_{ft} = 0.17 \text{ cm} \leq \Delta_{ftmax} = 0.7 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

➤ **Conclusion :**

La flèche est vérifiée alors on opte pour 3T10 $\Rightarrow A=2.35 \text{ cm}^2$.

Les résultats issus du calcul de la vérification de la flèche sont regroupés dans le tableau.

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles.

A _t Calculée		A _t Choisie		Disposition des armatures
Travée	Appuis	Travée	Appuis	
A=1.03cm ²	A=1.00cm ²	3T10 A=2.35cm ²	1T12 A=1.13cm ²	

2. Planchers à dalle pleine (planchers haut du RDC et sous sol):

Dans un site sismique, si on a un bâtiment à étage multiple, on utilise dans les étages courants un plancher à corps creux.

pour les niveaux inférieurs, on utilise un plancher à dalle pleine a cause de la concentration des efforts sismiques du haut vers le base .

2.1 Méthode de calcul :

2.1.1 Calcul de la dalle pleine :

- Les dalles sont calculées panneau par panneau et
- En générale, les panneaux de dalle sont appuyés sur 4, 3 ou 2 appuis.

2.1.2 Calcul de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} ; \text{ Avec } h_d = 16\text{cm} \Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{cm} = 16 \text{ mm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 10\text{mm}$

La distance entre la circonférence de l'armature et la paroi extérieure de la dalle est :

- pour un plancher exposé aux intempéries : $a = 2 \text{ cm}$
- pour un plancher non exposé aux intempéries : $a = 1\text{cm}$

Notre dalle n'étant pas exposée aux intempéries (La fissuration est considérée comme peu nuisible), nous placerons l'ensemble des armatures de la nappe inférieur à 1 cm de la paroi ($a= 1\text{cm}$).

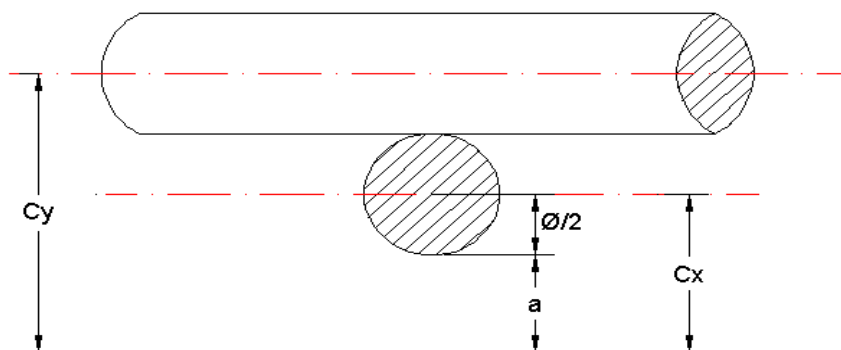


Figure III.2.1 : Enrobage

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{cases}$$

2.1.1 Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5\text{cm}$$

2.1.2 Combinaisons fondamentales :

D'après la descente des charges effectuée dans le chapitre (02); on a :

$$G = 6.06\text{kN/m}^2 ; Q = 1.5\text{kN/m pour RDC} ; Q = 2.5 \text{ kN/m pour sous sol}$$

2.1.2.1 Etat limite ultime :

$$\overline{q_u} = 1,35G + 1,5Q$$

$$\overline{q_u} = 1,35 \times 6.06 + 1,5 \times 1.5 = 10.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\overline{q_u} = 1,35 \times 6.06 + 1,5 \times 2.5 = 11.931 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 10.59 \times 1,00 = 10.59 \text{ kN/ml.}$$

2.1.2.2 Etat limite de service :

$$\bar{q}_s = G + P$$

$$\bar{q}_s = 6.06 + 1.5 = 9.09 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{q}_s = 6.06 + 1.5 = 9.09 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_s = \bar{q}_s \times 1,00 = 9.09 \times 1,00 = 9.09 \text{ kN/ml.}$$

2.1.2.3 Calcul des sollicitations :

Les moments fléchissant développés au centre d'un panneau rectangulaire, uniformément chargé et simplement appuyé sur son contour, ont pour expressions :

- $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow$ Suivant la direction l_x .
- $M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow$ Suivant la direction l_y .

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$
 $\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu)$ et

ν : Coefficient de poisson

$\nu = 0$ États limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0.2$ États limites de service (béton non fissuré).

2.1.3 Mode d'encastrement :

2.1.3.1 Panneau considéré continu au de la de ses appuis :

a) -Moments en travée :

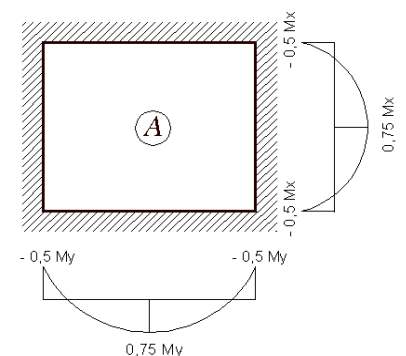
$$M_{t_x} = 0,75 \times M_x$$

$$M_{t_y} = 0,75 \times M_y$$

b) -Moments en appui :

$$M_{a_x} = -0,5 \times M_x$$

$$M_{a_y} = -0,5 \times M_y$$



2.1.3.2 2.1.6.2 Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel :

c)-Moments en travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y$$

d) -Moment sur appuis de rive :

$$M_{ax} = - 0,3 \times M_x$$

$$M_{ay} = - 0,3 \times M_y$$

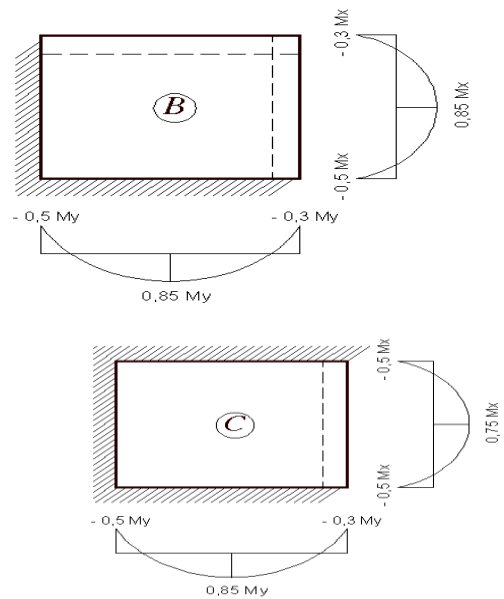
c) -Moments sur appuis intermédiaires :

$$M_{ax} = - 0,5 \times M_x$$

$$M_{ay} = - 0,5 \times M_y$$

Dans notre dalle on distingue les 11 types de panneaux

Pour le calcul de ferrailage de la dalle pleine, on prendre le cas Panneau le plus défavorable (panneau n°02) .



2.2 Exemple de calcul des moments fléchissant (panneau n°02) :

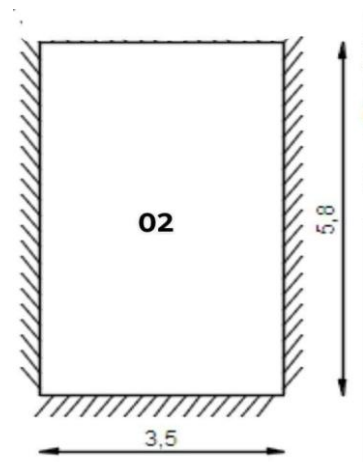


Figure III.2.2 : panneau n°02 (le plus défavorable)

$$L_x = 3.5 \text{ m}$$

$$L_y = 5.8 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.60$$

$$0.4 < \rho = 0.60 < 1$$



⇒ La dalle porte suivant les deux directions

Charge uniformément répartie

2.1.4 Etat limite ultime :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.60 \Rightarrow \mu_x^u = 0,0822 \text{ et } \mu_y^u = 0,2948$$

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0822 \times 10,59 \times (3,5)^2 = 10,663 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u = 0,2948 \times 10,663 = 3,143 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

✓ Moment en travée :

$$M_{tx}^u = 0.75 \times M_x^u = 0.75 \times 10,663 = 7,997 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty}^u = 0.85 \times M_y^u = 0.85 \times 3,143 = 2,672 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

✓ Moment en appui : « Tableau » \Rightarrow

✓ Appuis intermédiaires :

$$M_{aix}^u = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 10,663 = -5,331 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{aiy}^u = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 3,143 = -1,571 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

✓ Appui de rive :

$$M_{ary}^u = -0.3 \times M_y^u = -0.3 \times 3,143 = -0,943 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.1.5 Etat limite de service :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,60 \quad \longrightarrow \mu_x = 0,0870 \text{ et } \mu_y = 0,4672$$

$$M_x^{ser} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0870 \times 7,68 \times (3,5)^2 = 8,184 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y \cdot M_x^{ser} = 0,4672 \times 8,184 = 3,824 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

✓ Moment en travée :

$$M_{tx}^{ser} = 0.75 \times M_x^{ser} = 0.75 \times 8,184 = 6,138 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty}^{ser} = 0.85 \times M_y^{ser} = 0.85 \times 3,824 = 3,250 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

✓ Moment en appui :

✓ Appuis intermédiaires :

$$M_{aix}^{ser} = -0.5 \times M_x^{ser} = -0.5 \times 8,184 = -4,092 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{aiy}^{ser} = -0.5 \times M_y^{ser} = -0.5 \times 3,824 = -1,912 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

✓ Appui de rive :

$$M_{ary}^{ser} = -0.3 \times M_y^{ser} = -0.3 \times 3,824 = -1,147 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tableau III.7: Moments fléchissant des différents panneaux en tenant compte de l'effet de l'encastrement

Panneau	Sens	ELU (M: en kn.M)				ELS (M: en kn.M)			
		M0	Mag	Mt	Mad	M0	Mag	Mt	Mad
1	X-X	8.931	2.679	7.591	4.466	6.732	2.020	5.722	3.366
	Y-Y	2.233	1.117	1.898	0.670	2.594	1.297	2.205	0.778

2	X-X	10.366	5.331	7.997	5.331	8.184	4.092	6.138	4.092
	Y-Y	3.143	1.571	2.672	0.943	3.824	1.912	3.250	1.147
3	X-X	10.366	5.331	7.997	5.331	8.184	4.092	6.138	4.092
	Y-Y	3.143	1.571	2.672	0.943	3.824	1.912	3.250	1.147
4	X-X	8.258	4.129	6.194	4.129	6.178	3.089	4.634	3.089
	Y-Y	2.063	1.032	1.754	0.619	2.157	1.079	1.834	0.647
5	X-X	8.258	4.129	7.019	2.477	6.178	3.089	5.251	1.853
	Y-Y	2.063	1.032	1.754	0.619	2.157	1.079	1.833	0.647
6	X-X	5.566	1.670	4.731	2.783	4.493	1.348	3.819	2.247
	Y-Y	3.121	1.561	2.653	0.936	3.074	1.537	2.613	0.922
7	X-X	5.916	2.958	4.437	2.958	4.967	2.484	3.725	2.484
	Y-Y	4.634	2.317	3.709	1.390	4.233	2.112	3.590	1.267
8	X-X	5.176	2.588	3.882	2.588	4.050	2.025	3.038	2.025
	Y-Y	2.016	1.008	1.714	0.605	2.215	1.108	1.883	0.665
9	X-X	5.916	2.958	4.437	2.958	4.967	2.484	3.725	2.484
	Y-Y	4.634	2.317	3.709	1.390	4.233	2.112	3.590	1.267
10	X-X	5.463	2.732	4.097	2.732	4.329	2.165	3.247	2.165
	Y-Y	2.526	1.263	2.147	0.758	2.625	1.313	2.231	0.788
11	X-X	5.463	2.732	4.644	1.639	4.329	2.165	3.670	1.299
	Y-Y	2.526	1.263	2.147	0.758	2.625	1.313	2.231	0.788
Max	X-X	10.366	5.331	7.997	5.331	8.184	4.092	6.138	4.092
	Y-Y	3.143	1.571	2.672	0.943	3.824	1.912	3.250	1.147

2.2 Détermination des armatures :

2.2.1 Sens x-x :

2.2.1.1 En travée :

➤ **Etat limite ultime:** $M_{tx}^u = 7997.70$ N.m

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7997.70}{14.2 \times 100 \times 14.5^2} = 0.027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

=> \bar{A} n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{7997.70}{348 \times 0.986 \times 14.5} = 1.61 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{tx}^u = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 1.61 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{tx} = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(1.61; 1.28) = 1.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

➤ **Choix des Armatures:** 6T10/ml $\rightarrow A = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10 $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$)

➤ **Etat limite de service:** $M_{tx}^s = 6138.72 \text{ N.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans A} \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{7997.70}{6138.72} = 1.30$$

$$\alpha = 0.027 < 0.402 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- } Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues

2.2.1.2 **En appuis :**

➤ **Etat limite ultime :** $M_{au}^u = -5331.80 \text{ N.m}$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5331.80}{14.2 \times 100 \times 14.5^2} = 0.018$$

$$\mu = 0.018 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

=> \hat{A} n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{5331.70}{348 \times 0.991 \times 14.5} = 1.07 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{ax}^u = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2.$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{ax} = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(1,07; 1,28) = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$L'écartement des armatures : e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

➤ **Choix des Armatures:**

$$6T10/\text{ml} \rightarrow A = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service:** $M_{ax}^s = 4092.48 \text{ N.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans A} \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{5331.70}{4029.48} = 1.32$$

$$\alpha = 0.023 < 0.410 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- } Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues

2.2.2 Sens Y-Y :

2.2.2.1 En travée :

➤ **Etat limite ultime:** $M_{ty}^u = 2672.09 \text{ N.m}$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2672.09}{14.2 \times 100 \times 14.5^2} = 0.010$$

$$\mu = 0,010 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

=> \bar{A} n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.995$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{2672.09}{348 \times 0.995 \times 13.5} = 0.57 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{ty}^u = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2.$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{ty} = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0.57; 1.28) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service:** $M_{ty}^s = 3250.41 \text{ N.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexions simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans } A \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{2672.09}{3250.41} = 0.82$$

$$\alpha = 0.013 < 0.16 \Rightarrow C.V$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \sigma_b^- = 15\text{MPa}$
 - La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- } Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues

2.2.2.2 **En appuis :**

➤ **Etat limite ultime :** $M_{ay}^u = 1571.82 \text{ N.m}$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1571.82}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0,03122$$

$$\mu = 0.0061 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$\Rightarrow \bar{A}$ n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0076$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.997$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{1571.82}{348 \times 0.997 \times 13.5} = 0.34\text{cm}^2.$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{ay}^u = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28\text{cm}^2.$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{ax} = \max(A_{ca l}; A_{min}) = \max(0.34; 1.28) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$L'écartement des armatures : e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$6\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service:** $M_{ay}^s = 1912.01 \text{ N.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans A} \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1571.82}{1912.01} = 0.82$$

$$\alpha = 0.0076 < 0.16 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- } Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues

2.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur « article A5.2.2BAEL91 »
- Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- La contrainte tangentielle

2.4 Détermination de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = \max (T_x ; T_y)$$

Avec :

$$T_x = \frac{q_{\max} \times l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 \times l_y^4} = \frac{10.59 \times 3.5}{2} \cdot \frac{5.8^4}{3.5^4 \times 5.8^4} = 16.3627 \text{ kN.m}$$

$$T_y = \frac{q_{\max} \times l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 \times l_y^4} = \frac{10.59 \times 5.8}{2} \cdot \frac{3.5^4}{3.5^4 \times 3.5^4} = 3.5956 \text{ kN.m}$$

Donc; $T_{U \max} = 1516,69 \text{ daN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{16362.72}{100 \times 14.5 \times 10^2} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a de reprise de bétonnage

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

2.5 Vérification si le Calcul de la flèche est nécessaire :

(Pour le panneau le plus défavorable n°02)

- La vérification de flèche se fait sous la combinaison (G + P).
- Les flèches sont calculées en utilisant les méthodes d'R.D.M. en faisant certaines modifications pour prendre en compte les fissures dans les zones tendues.
- Pour un hourdis (dalle pleine) portant sur quatre côtés ; la vérification de flèche n'est pas nécessaire si

$$\frac{h}{l_x} \geq \left[\frac{M_{tx}^{ser}}{20 \times M_x^{ser}} \right]$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

M_x : Moment pour une bande de 1 m de largeur d'une dalle reposant simplement sur son pourtour.

M_{tx} : Moment en travée prenant en compte l'effet de l'encastrement ou de la continuité.

N.B : Les moments M_{tx} et M_x sont les moments de service

$$\frac{16}{350} = 0.0457 \geq \frac{613.872}{20 \times 818.496} = 0.0375 \Rightarrow C.V$$

$$\frac{4.71}{100 \times 14.5} = 0.003 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow C.V$$

➤ **Conclusion :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV

Etude des éléments non structuraux

1. Etude des escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant aux usages d'accéder à un étage et de passer d'un étage à un autre.

L'escalier objet de notre projet comprend deux paillasse parallèles inclinées reliées par un palier intermédiaire horizontal. Suivant une épaisseur en béton armé qui supporte des marches légèrement armées. Les marches comprennent une hauteur « h », une largeur appelée giron « g » et une longueur dénommée emmarchement. Le volume qu'occupe cet ensemble s'appelle une cage d'escaliers.

Notre escalier est de type à paliers intermédiaire et à usage d'habitation.

Dans notre étude on a un seul type et nous présentons les différentes étapes de calcul comme suit :

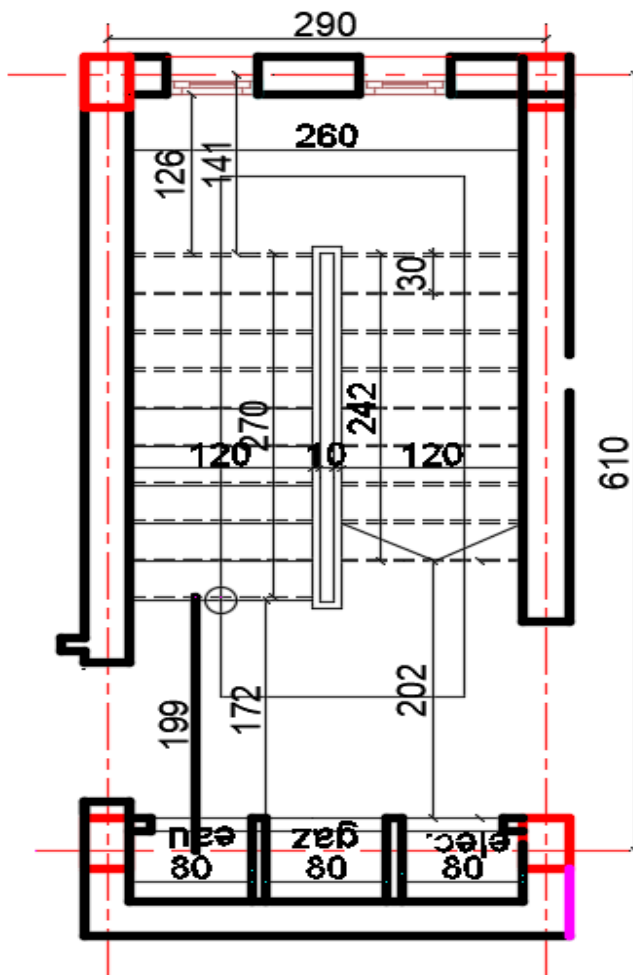


Figure. IV.1.1 : Vue en plan de la cage d'escalier type n°1

1.1.1 Dimensionnement :

D'après la formule de BLONDEL, on a : $0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$

g : giron (largeur d'une marche)

h : hauteur d'une marche.

On prend : h = 17cm et g = 30cm.

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59\text{cm} < 2 \times 17 + 30 = 64\text{cm} < 66\text{cm}$$

Le nombre de contre marches est égale a :

$$Nb = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} = 19$$

La distribution des marches sera de 10 contre marche pour la première volée et 9 contre marches pour les deuxièmes volées, et les marches étant :

Marches pour la volée 1 et volée 3.

$$N = Nb - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches (volée 1)}$$

$$N = Nb - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches (volée 2)}$$

✓ L'inclinaison de la pailleuse :

$$\text{tg} \alpha_1 = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha_1 = 29,54^\circ$$

✓ La longueur de la pailleuse porteuse:

$$L = \frac{270}{\cos 29.54} = 310.4 \text{ cm}$$

✓ Epaisseur de la pailleuse :

$$L/30 < e < L/20 \text{ soit } 10.35 < e < 15.5$$

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

1.1.2 Descente de charges :

a) PAILLASSE

Matériaux	G (daN/m ²)
Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	116
Revêtement vertical ($104 \cdot \frac{h}{g}$)	65.73
Poids propre des marches ($2200 \cdot \frac{h}{2}$)	187

Poids propre de la paillasse ($2500 \cdot \frac{e_p}{\cos \alpha}$)	431.03
Enduit au ciment ($18 \cdot \frac{1,5}{\cos \alpha}$)	31,03
Charge permanente G=	830.19
Surcharge d'exploitation P= (usage d'habitation)	250

b) PALIER

Matériaux	G (daN/m²)
Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	116
Poids propre de la paillasse (2500.ep)	375
Enduit au ciment (1.5.18)	27
Charge permanente G=	518
Surcharge d'exploitation P= (usage d'habitation)	250

✓ **Combinaisons fondamentales:**

PALIER

➤ **Etat limite ultime:**

$Q_u = 1.35 \times 518 + 1.5 \times 250 = 1074.3$ daN/ml (Pour une bande de 1 m de largeur)

➤ **Etat limite de service:**

$Q_s = 518 + 250 = 768$ daN/ml (Pour une bande de 1 m de largeur)

PAILLASSE

➤ **Etat limite ultime:**

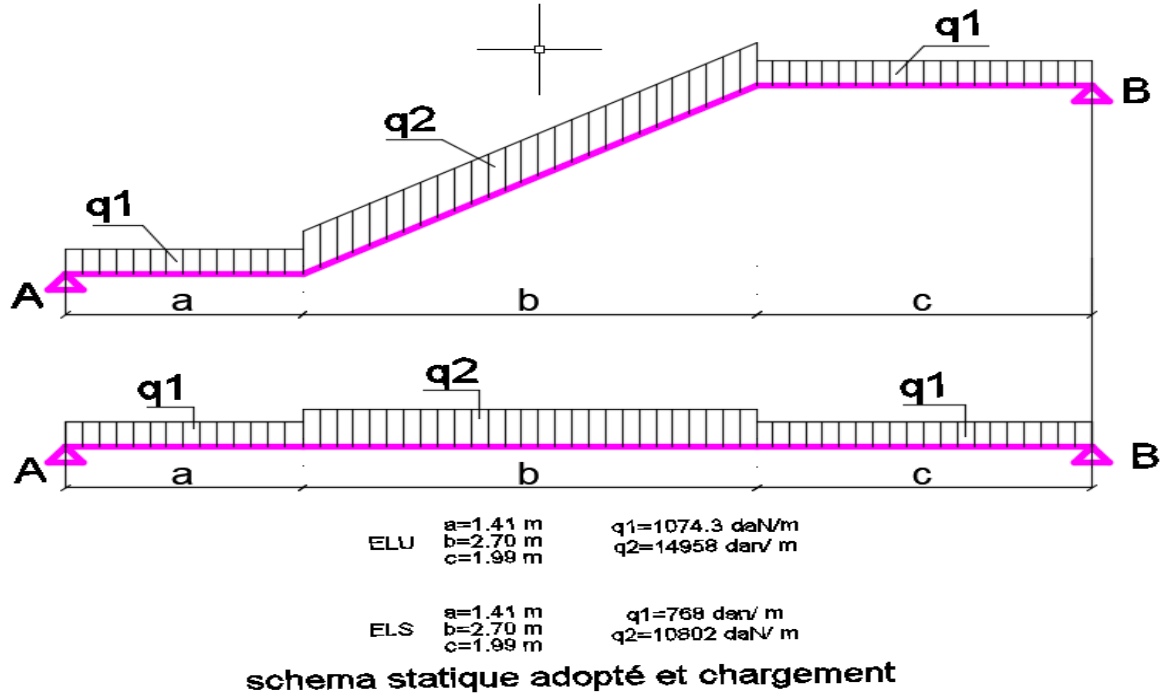
$Q_u = 1.35 \times 830.19 + 1.5 \times 250 = 14958$ daN/ml (Pour une bande de 1 m de largeur)

➤ **Etat limite de service:**

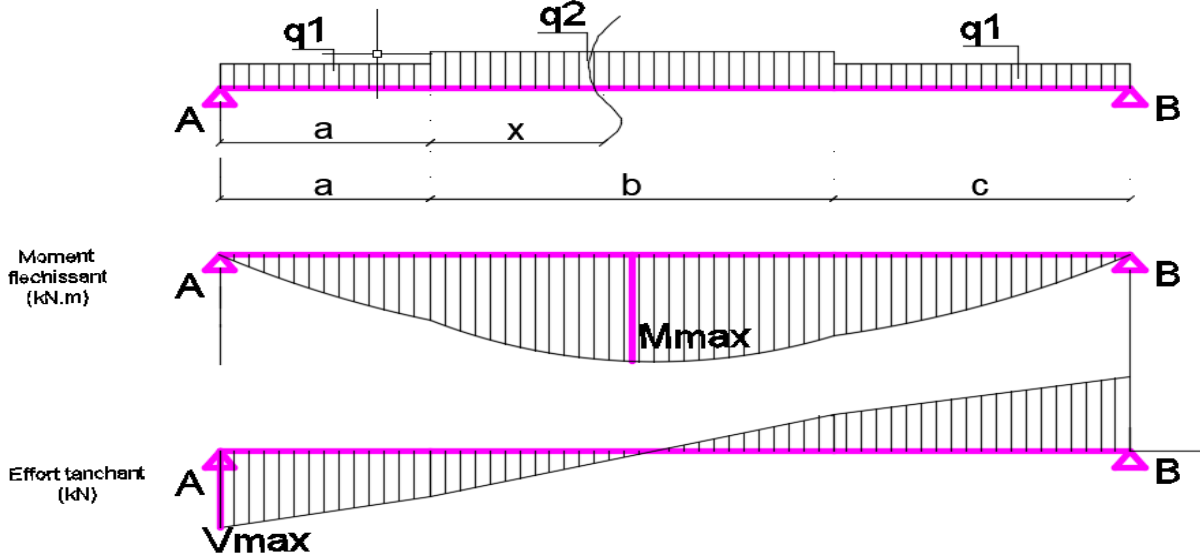
$Q_s = 830 + 250 = 10802$ daN/ml (Pour une bande de 1 m de largeur)

1.1.3 Détermination des armatures de la paillasse et palier intermédiaire :

✓ Schéma statique :



✓ Moment fléchissant maximum et l'effort tranchant maximum:



$$M(x) = q_2 \cdot x^2 \cdot 0.5 + x \cdot (RA - q_1 \cdot a) - q_1 \cdot a^2 \cdot 0.5 + RA \cdot a$$

$$V(x) = q_2 \cdot x + (RA - q_1 \cdot a) \quad V(x_0) = 0 \quad x_0 = (RA - q_1 \cdot a) / q_2$$

$$M_{max} = M(x_0)$$

➤ **Etat limite ultime:**

$$x_0=1.59 \text{ m} \quad V_{\max}=R_A=39.00 \text{ KN} \quad M_{\max}=63.32 \text{ KN.m}$$

Pour nos calcul on adopte un moment partiel au niveau des appuis $M_a=0.20M_0$ et en travée $M_t=0.80M_0$

EN TRAVEE :

Etat limite ultim:

$$M_t=0.80*63.32=50.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b x b x d^2} = \frac{50,66 \times 1000}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.1962$$

$$\mu = 0,1962 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.1962}) = 0.2756$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.890$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{50.66 * 1000}{348 * 0.890 * 13.5} = 12.13 \text{ cm}^2$$

On adopte $A=11T12=12.43 \text{ cm}^2$ ($e=10 \text{ cm}$)

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

$$A_{\min} = 0.23 * \frac{f_{tj}}{f_c} * b * d = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 100 * 13.5 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = \max(12.43; 1.63) = 12.43 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service:

$$M_t=0.80*45.61=36.49 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A'} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 * f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{50.66}{36.49} = 1.39 \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \text{ n a bien } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ donc } \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_{tr}}{4} \Rightarrow A_t = \frac{12.43}{4} \Rightarrow A_t = 3.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $A_t = 7T8/\text{ml} = 3.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (e=15 cm)

EN APPUIS :

Ma=0.20*63.32=10.14 KN.m

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10.14 \times 1000}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.0393$$

$\mu = 0,1962 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

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

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0393}) = 0.050$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.980$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{10.14 * 1000}{348 * 0.980 * 13.5} = 2.20 \text{ cm}^2$$

On adopte $A=5T8=2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (e=20 cm)

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

$$A_{\min} = 0.23 * \frac{f_{tj}}{f_e} * b * d = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 100 * 13.5 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(2.5; 1.63) = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$
 (e=20 cm)

Etat limite de service:

Ma=0.20*45.61=9.13 KN.m

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 * f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.14}{9.13} = 1.11 \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.305 \text{ on a bien } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ donc } \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28}$$

1.1.3.1 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

$V_u=39.0$ kN

On vérifie que l'inégalité : $\tau_u \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ est satisfaite.

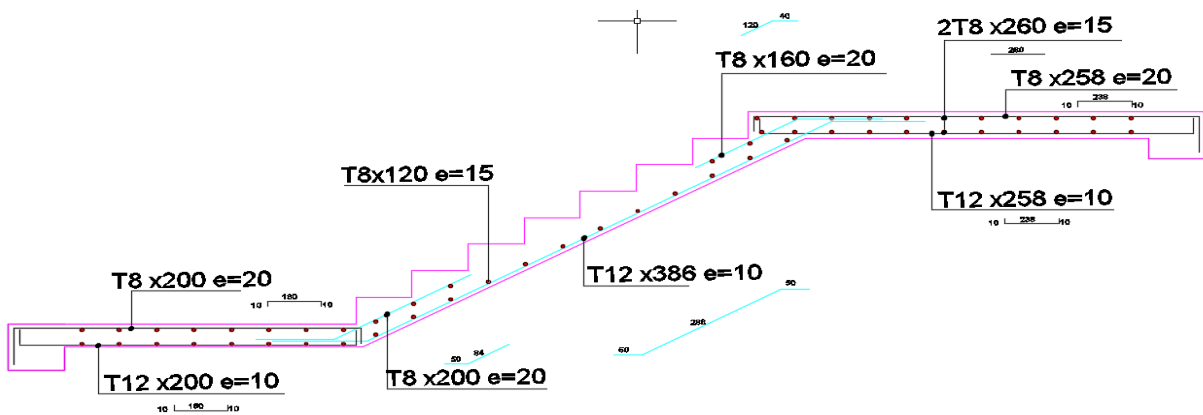
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{39 \cdot 10^3}{1000 \times 135} \Rightarrow \tau_u = 0,29 \text{ Mpa}$$

Or : $0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \left(\frac{25}{1,5}\right) = 1,167 \text{ Mpa}$

Donc :

$$\tau_u = 0,28 \text{ Mpa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversal ne sont pas nécessaires.



Ferrailage des escaliers

2. Etude de l'acrotère :

Le plancher terrasse étant inaccessible sauf pour travaux techniques d'entretien, on dispose un acrotère sur le pourtour du plancher comme garde corps, permet de coller le relever d'étanchéité et possède des passages pour l'évacuation des eaux pluviales.

Le schéma statique pour le calcul et le ferrailage de l'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans la poutre (poutre principal et secondaire). Cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre, et à un moment dû à une force horizontale donnée par l'RPA.99 (version 2003).

2.1 Détermination des sollicitations :

L'acrotère est soumis aux efforts suivant :

- Le poids propre W
- L'effort sismique F_p
- un effort horizontal de $H=1\text{kN/ml}$

le schéma statique pour le calcul et le ferrailage de l'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans la poutre (poutre principal et secondaire). Cette dernière est soumise à un effort normal, et à un moment du a une force horizontale donnée par le 'RPA.99 (version 2003) et la force horizontale H.

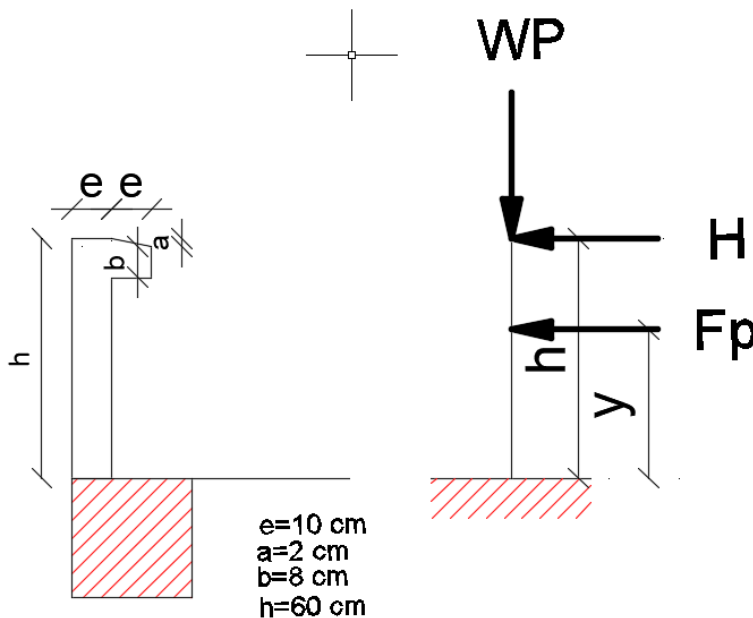


Figure.IV.2.1 : Dimensions et schéma statique de l'acrotère

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{Art 6.2.3 RPA99/version 2003})$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de la zone ;

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ;

Elément en console $\longrightarrow C_p = 0,8$

W_p : Poids de l'élément considéré et

F_p : Force statique équivalente horizontale.

L'ouvrage est implanté à MOSTAGANEM Zone II - a \longrightarrow }
 Ouvrage courant ou à moyenne importance Groupe 2 \longrightarrow } Donc : $A = 0.15$

2.1.1 Le poids de l'élément :

Le poids de l'accrotere comprend la partie beton arme(Wp1) et la partie enduit en ciment(Wp2)

$$W_p = W_{p1} + W_{p2}$$

Le poids du beton :

$$W_{p1} = 2500 \times [(0.60 \times 0.10) + (\frac{0.08 + 0.10}{2}) \times 0.10] = 2500 \times (0.06 + 0.09) = 172.5 \text{ daN}$$

Le poids de l'enduit sur une epaisseur de 1.5 cm :

$$\text{La surface de l'enduit} = (0.60 + 0.10 + 0.10 + 0.08 + 0.10 + 0.50) \times 1 = 1.48 \text{ m}^2$$

$$W_{p2} = 1.48 \times 1.5 \times 18 = 39.96 \text{ daN}$$

$$W_p = W_{p1} + W_{p2} = 172.5 + 39.96 = 212.46 \text{ daN}$$

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 212.46 = 101.98 \text{ daN}$$

Le point d'application de cet effort sismique est le centre de gravite de l'acrotère

$$Y = \frac{\sum y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = \frac{0.5 \cdot h^2 \cdot e + (h - a \cdot \frac{2}{3}) \cdot a \cdot \frac{e}{3} + (h - a - \frac{b}{2})}{e \cdot h + a \cdot \frac{e}{3} + b \cdot e} = 0.33 \text{ m}$$

Le moment fléchissant de cet effort sismique a la base de l'acrotère.

$$M_{Fp} = F_p \times 0.33 = 101.98 \times 0.33 = 33.65 \text{ daN.m}$$

Le moment fléchissant dut a l'effort d'exploitation H=1 kN.

$$M_H = 1.0 \times 0.60 = 0.60 \text{ kN.m}$$

Le calcul du ferraille sera fait a l'etat ultime (ELU) et l'état accidentel et une vérification des contraintes a l'état de service (ELS).

NB : Pour le calcul des section de ferrailage on a utilisé le logitiel « SOCOTEC »

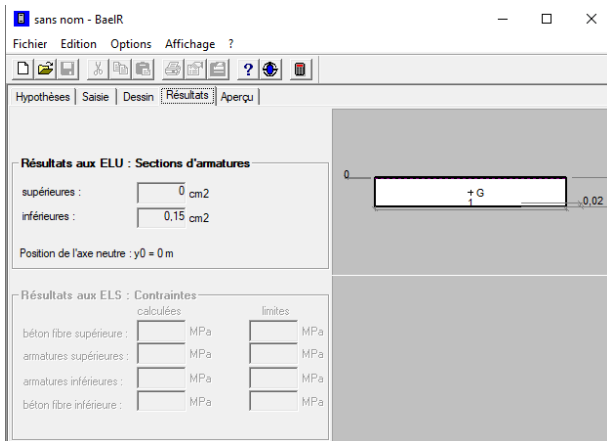
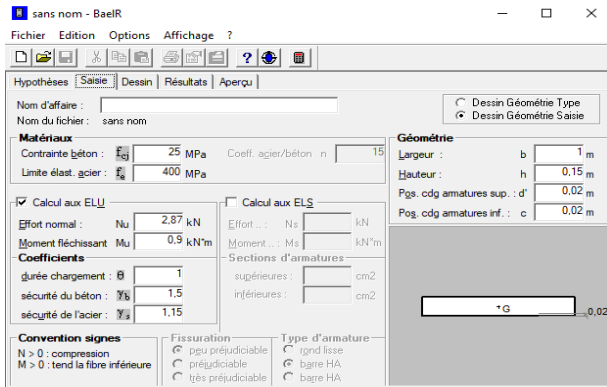
2.1.1.1 Etat limite ultime :

$$M_u = 1.5 \times M_H = 1.5 \times 0.60 = 0.90 \text{ kN m}$$

$$N_u = 1.35 W_p = 1.35 \times 212.46 = 286.821 \text{ daN} = 2.87 \text{ kN}$$

Section : 100x10 cm² d'=c=2cm

$$F_e = 400 \text{ Mpa} \quad f_{t28} = 25 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma} = 14.2 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348 \text{ Mpa}$$



On a donc $A_{c1} = 0.15 \text{ cm}^2$

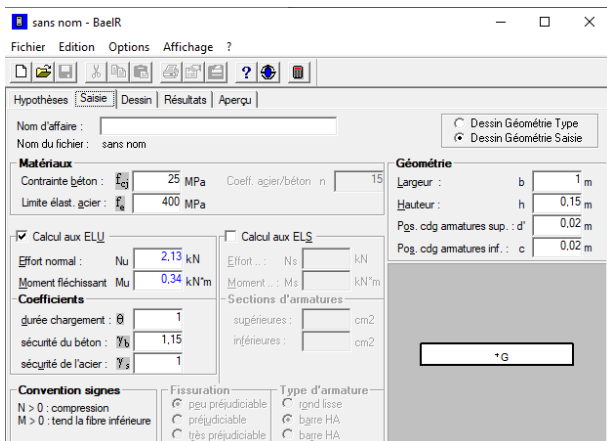
2.1.1.2 Etat accidentel :

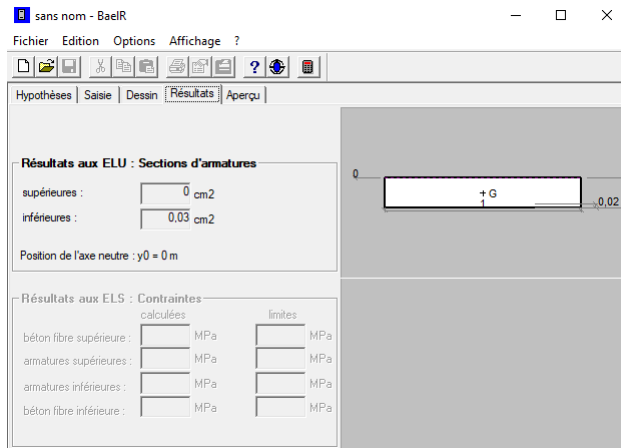
$$M_{ac} = M_{Fp} = 33.65 = 0.337 \text{ kN m}$$

$$N = Wp = 2.125 \text{ kN}$$

$$\text{Section : } 100 \times 10 \text{ cm}^2 \quad d' = c = 2 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} \quad f_{t28} = 25 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma} = 18.5 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = 400 \text{ Mpa}$$





On a donc $A_{c2}=0.03 \text{ cm}^2$

2.1.1.3 Condition de non fragilité et choix du ferrailage :

Le règlement BAEL 91 préconise

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{1,8}{400} = 0,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le règlement CBA 93 /B5.3 préconise

$$A_{\min} = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2$$

Au final on adopte $A = \text{Max}(0.83, 0.15, 0.3, 2.5) = 2.5 \text{ cm}^2$ soit 5T8=2.51 cm²/ml (e=20 cm)

Pour les armatures de répartition on a

$$A_r = 2.51 / 4 = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on adopte } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ (e=20 cm)}$$

2.1.1.4 Etat limite de service :

Pour les acrotères on se place dans le cas dit préjudiciable.

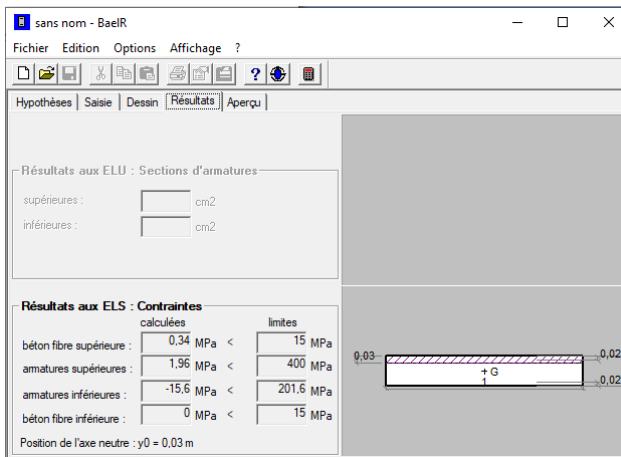
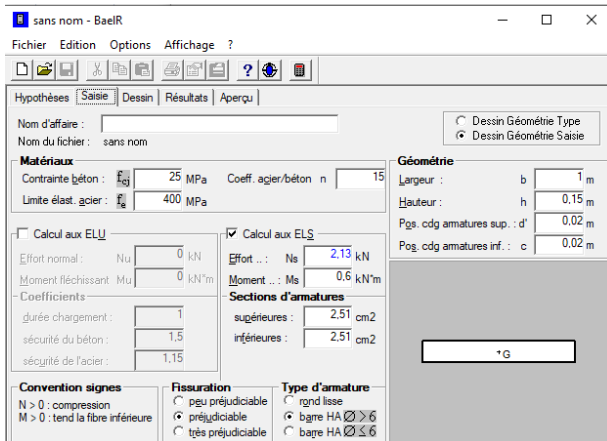
On a les sollicitations suivantes :

$$M_s = M_H = 0.60 \text{ kN.m}$$

$$N = W_p = 2.125 \text{ kN}$$

$$\text{Section : } 100 \times 10 \text{ cm}^2 \quad d' = c = 2 \text{ cm} \quad A = A' = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$F_e = 400 \text{ Mpa} \quad f_{t28} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{fissuration préjudiciable}$$



Les contraintes admissibles sont comme suit :

Béton : $\sigma_{bc} = 0.60 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ Mpa

Aciers : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \times \sqrt{nx f_{t28}}\right) = \min(266.67, 201.63) = 201.63$ Mpa

On a bien : $\sigma_s = 15.6$ Mpa < 201.63 Mpa $\sigma_b = 0.34$ Mpa < 15 Mpa

2.1.1.5 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

Etat limite ultime $\tau = \frac{1.5H}{bd} = \frac{1500}{1000 \times 0.90 \times 100} = 0.017$ Mpa

$\tau_{lim} < 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times 25 / 1.5 = 1.17$ Mpa (CBA93 /A5.2.1), pas de reprise de bétonnage.

Donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise

Etat Accidentel $\tau = \frac{H+Fp}{bd} = \frac{1000+1019.8}{1000 \times 0.90 \times 100} = 0.022$ Mpa

$\tau_{lim} < 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times 25 / 1.15 = 1.52$ Mpa ,pas de reprise de bétonnage.

Donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

3. Etude des balcons :

Les balcons représentent une plate forme en saillie sur la façade d'un bâtiment et qui communique avec une pièce.

Le schéma statique a adopter pour le calcul est de considérer une bande de 1.0 m de la dalle comme une console encastrée sur les poutres. On a des charges permanente « G » et des surcharges d'exploitation « Q ».

Dans notre structure ; de part la longueur de la consol (L=1.10 m) on a un type de balcon :

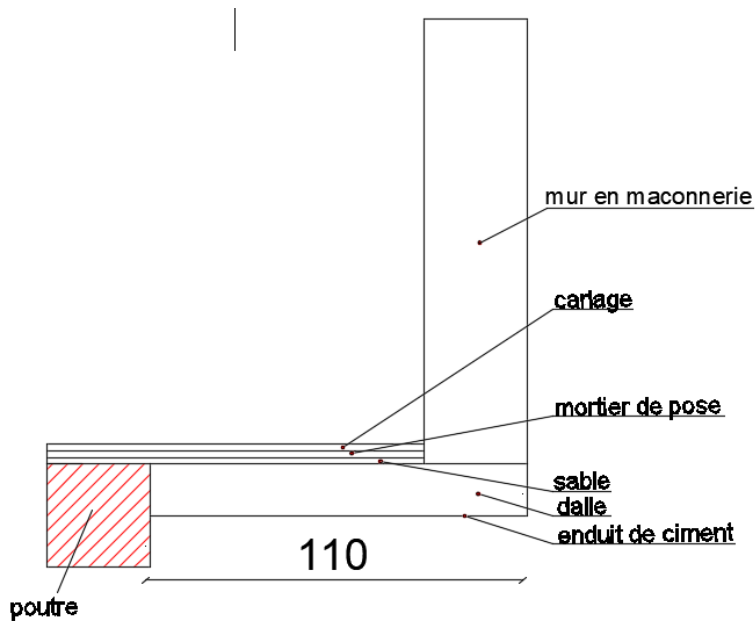


Figure.IV.2.2 : Dimensions et schéma statique du balcon

3.1 Descente de charges :

✓ Charges permanentes:

1-Carrelage + mortier de pose + sable	116 daN/m ²
2-Dalle pleine en béton armé (15cm) 2500×0,15	375 daN/m ²
3-Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m ² /cm)	27 daN/m ²

G = 518 daN/m²

Pou une bande de 1.0 m on a : **g=518x1=518 daN/m**

✓ Calcul de la charge due au poids du mur :

A l'extrémité du balcon on a un mur de 30 cm avec une lame d'air de 10 cm:

Constitution du mur : brique creuse $e_p=15$ cm : 1.3 kN/m²

Brique creuse $e_p=10$ cm : 0.90 kN/m²

Enduit ciment sur deux face $e_p=1.5$ cm : $1.5 \cdot 1.18 \cdot 2 = 0.54$

TOTAL = $1.3 + 0.90 + 0.54 = 2.74$ kN/m²

Hauteur du mur : $h = 3.23 - 0.15 = 3.08$ m

La charge applique a l'extrémité est $P = 2.74 \times 3.08 = 8.4392$ kN

Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 350$ daN/m²

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q = Q \times 1.00 = 350 \text{ daN/m}$$

Notre balcon exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 2$ cm.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} < 15 \text{ mm}$$

Donc ; on prendra : $\phi = 12$ mm

✓ **Calcul de l'enrobage :** $C = (20 + 12/2) = 26$ mm

✓ **Hauteur utile :**

$$d = h_d - C = 15 - 2,6 = 12,4 \text{ cm}$$

3.2 Moments fléchissant :

3.2.1 Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{aligned} M_u &= 1.35 \cdot g \cdot l^2/2 + 1.35Pl + 1.5 \cdot q \cdot l^2/2 \\ &= 1.35 \cdot 518 \cdot 1.1^2/2 + 1.35 \cdot 843.92 \cdot 1.1 + 1.5 \cdot 350 \cdot 1.1^2/2 = \mathbf{19.939 \text{ KN.m}} \end{aligned}$$

3.2.2 Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{aligned} M_s &= g \cdot l^2/2 + Pl + q \cdot l^2/2 \\ &= 518 \cdot 1.1^2/2 + 843.92 \cdot 1.1 + 350 \cdot 1.1^2/2 = \mathbf{14.535 \text{ KN.m}} \end{aligned}$$

3.3 Calcul du ferrailage :

3.3.1 Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = 19.939 \text{ kN.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{19.939 \cdot 1000}{14.2 \cdot 100 \cdot 12.4^2} = 0.092$$

$$\mu_l = 0.392 \text{ d'ou } \mu < \mu_l \text{ donc A' N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.120 \quad \beta = 1 - 4\alpha = 1 - 4 \cdot 0.068 = 0.952$$

✓ Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \beta d} = \frac{19939}{348 \cdot 0.952 \cdot 12.4} = 4.46 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA93/A4.2.1] et CBA93/B5.3

$$A_{min} = 0.0008 \cdot b \cdot x \cdot h = 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0.0025 \cdot b \cdot x \cdot h = 0.0025 \cdot 100 \cdot 15 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = \max(1.2, 3.75, 4.46) = 4.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Choix des armatures :

$$7T10/\text{m}_L \quad \underline{A = 5,50 \text{ cm}^2/\text{m}_L. (e=15 \text{ cm})}$$

3.3.2 État limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = 14.535 \text{ kN.m}$$

✓ Vérification des contraintes :

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 5.5}{100} = 0.825$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 5.5 \cdot 12.4}{100} = 18.81$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 0.825 + \sqrt{0.825^2 + 20.46} = 3.773 \quad \alpha_1 = \frac{y_1}{d} = \frac{3.773}{12.4} = 0.304 \quad \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 1 -$$

$$\frac{0.304}{3} = 0.899$$

$$k_1 = \frac{15 \cdot (1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = \frac{15 \cdot (1 - 0.304)}{0.304} = 34.299$$

La contrainte de l'acier et du béton est égale :

$$\sigma_s = \frac{M}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{14.535}{5.5 \cdot 0.899 \cdot 12.4} = 237.18 \text{ Mpa} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{237.18}{34.299} = 6.92 \text{ Mpa}$$

Les valeurs limitent étant :

$$\sigma_b = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}\sigma, 110 * \sqrt{1.6 * 2.1}\right) = 201.6 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}.$$

Donc la fissuration n'est pas vérifiée vis-à-vis de l'acier.

On préconise $A = 7T12 = 7.91 \text{ cm}^2$ ($e = 15 \text{ cm}$)

On refait la vérification des contraintes :

$$D = \frac{15 * A}{b} = \frac{15 * 7.91}{100} = 1.1865$$

$$E = \frac{30 * A * d}{b} = \frac{30 * 7.91 * 12.4}{100} = 29.4252$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 1.1865 + \sqrt{1.1865^2 + 29.4252} = 4.366 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d} = \frac{4.366}{12.4} = 0.352 \quad \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 1 - \frac{0.352}{3} = 0.883$$

$$k_1 = \frac{15 * (1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = \frac{15 * (1 - 0.352)}{0.352} = 27.600$$

La contrainte de l'acier et du béton est égale :

$$\sigma_s = \frac{M}{A * \beta_1 * d} = \frac{14.535}{7.91 * 0.883 * 12.4} = 167.90 \text{ Mpa} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{167.90}{27.600} = 6.08 \text{ Mpa}$$

Les contraintes de béton et de l'acier sont bien inférieures aux valeurs limites.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.91}{4} = 1.98 \text{ cm}^2. \quad 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2 \quad (T8 \text{ } e = 20 \text{ cm}).$$

3.4 Calcul des armatures transversales :

$$V_{\max} = 1.35gl + 1.35P + 1.5ql = 1.35 * 518 * 1.10 + 1.35 * 843.92 + 1.5 * 350 * 1.1 = 24.86 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{b * d} = \frac{24.86 * 10000}{1000 * 124} = 0.20 \text{ Mpa}$$

La valeur limite de la contrainte tangentielle est :

$$\tau_{\text{lim}} < 0.07x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07x25/1.5 = 1.17 \text{ Mpa (CBA93 /A5.2.1), pas de reprise de bétonnage.}$$

Donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

3.5 Calcul du flèche :

3.5.1 Vérification de la flèche :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < \Delta f_{t \text{ max}}$$

- $(f_{gv} - f_{ji})$: La flèche due aux charges permanentes ;
- $(f_{pi} - f_{gi})$: La flèche due aux surcharges d'exploitation ;

- Δf_t : La flèche totale ;
- $\Delta f_{t_{max}}$: La flèche admissible avec :
- $\Delta f_{t_{max}} = \frac{l}{250} = \frac{110}{250} = 0.44 \text{ cm}$ ($l < 200 \text{ cm}$)

Avec :

- **g**.....charge permanente total.
- **j**.....charge permanente avant mise en place des cloisons
- **P**..... charge permanente et charge d'exploitation.

3.5.2 Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = \frac{g x l^2}{2} + P x l = \frac{5.18 \times 1.1^2}{2} + 8.439 \times 1.1 = 12.417 \text{ kN.m}$$

$$M_j = \frac{j x l^2}{2} = \frac{5.18 \times 1.1^2}{2} = 3.134 \text{ kN.m}$$

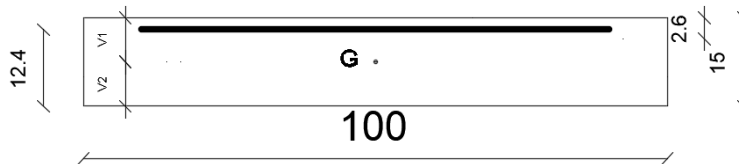
$$M_p = \frac{g x l^2}{2} + \frac{q x l^2}{2} + P l = \frac{5.18 \times 1.1^2}{2} + \frac{3.50 \times 1.1^2}{2} + 8.439 \times 1.1 = 14.5343 \text{ kN.m}$$

3.5.3 Modules de déformations longitudinaux:

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 29858,59 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043,34 \text{ MPa}$$

3.5.4 Calcul du moment d'inertie (I_o)



$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{b \cdot h \cdot h \cdot 0.5 + n A \cdot d}{b \cdot h + n A} = \frac{100 \cdot 15 \cdot 15 \cdot 0.5 + 15 \cdot 7.91 \cdot 12.4}{100 \cdot 15 + 15 \cdot 7.91} = 7.86 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7.86 = 7.14 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{b V_2^3}{3} + 15 A (d - V_1)^2 = \frac{100 \cdot 7.86^3}{3} + \frac{100 \cdot 7.14^3}{3} + 15 \cdot (12.4 - 7.14)^2 = 30764.97 \text{ cm}^4$$

$$I_o = 30764.97 \text{ cm}^4.$$

3.5.5 Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

On sait que

$$\sigma_s = \frac{M}{A \cdot \beta_1 d} \quad D = \frac{15 A}{b} = \frac{15 \cdot 7.91}{100} = 1.1865 \quad E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 1.1865 \cdot 12.4 = 29.425$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.1865 + \sqrt{1.1865^2 + 29.425} = 4.366 \quad \alpha_1 = \frac{y_1}{d} = \frac{4.366}{12.4} = 0.352$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 1 - \frac{0.352}{3} = 0.883 \quad \sigma_s = \frac{M}{A \cdot \beta_1 d}$$

Ainsi donc :

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 d} = \frac{12.417}{7.91 \cdot 0.883 \cdot 12.4} = 143.428 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 d} = \frac{3.134}{7.91 \cdot 0.883 \cdot 12.4} = 36.200 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 d} = \frac{14.5343}{7.91 \cdot 0.883 \cdot 12.4} = 167.887 \text{ Mpa}$$

✓ Calcul du : μ_g, μ_j, μ_p

Sachant que :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec } \rho = \frac{A}{bd} = \frac{7.91}{100 \cdot 12.4} = 0.0064 \quad \text{et } f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\mu_g = 1 + \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0064 \cdot 143.428 + 2.1} = 0.3619$$

$$\mu_j = 1 + \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0064 \cdot 36.200 + 2.1} = -0.2154$$

$$\mu_p = 1 + \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0064 \cdot 167.887 + 2.1} = 0.4243$$

3.5.6 Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) :

$$I_f = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda \mu} \quad \text{avec}$$

$$\lambda_i = \frac{0.5 \cdot f_{t25}}{5 \cdot \rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{5 \cdot 0.0064} = 3.292 \quad \lambda_v = \frac{2 \cdot \lambda_i}{5} = \frac{2 \cdot 3.292}{5} = 1.317$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \cdot 30764.97}{1 + 3.292 \cdot 0.3619} = 15441.80 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvj} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_j} = \frac{1.1 \cdot 30764.97}{1 + 1.317 \cdot 0.3619} = 22918.20 \text{ cm}^4$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1.1 \cdot 30764.97}{1 + 3.292 \cdot (-0.2154)} = 116340.91 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1.1 \cdot 30764.97}{1 + 3.292 \cdot 0.4243} = 14118.84 \text{ cm}^4$$

3.5.7 Calcul des flèches partielles :

$$f_{vg} = 4 \frac{M_g \cdot L^2}{4 E_v \cdot I_{fvj}} = \frac{12.417 \cdot 1.1^2}{4 \cdot 10819 \cdot 22918.20} = 0.151 \text{ cm}$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \cdot L^2}{4 E_i \cdot I_{fij}} = \frac{3.134 \cdot 1.1^2}{4 \cdot 32164 \cdot 116340.91} = 0.003 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \frac{M_g * L^2}{4E_i * I_{fig}} = \frac{12.417 * 1.1^2}{4 * 32164 * 15441.80} = 0.0756 \text{ cm}$$

$$f_{ip} = \frac{M_p * L^2}{4E_i * I_{fip}} = \frac{12.417 * 1.1^2}{4 * 32164 * 14118.84} = 0.097 \text{ cm}$$

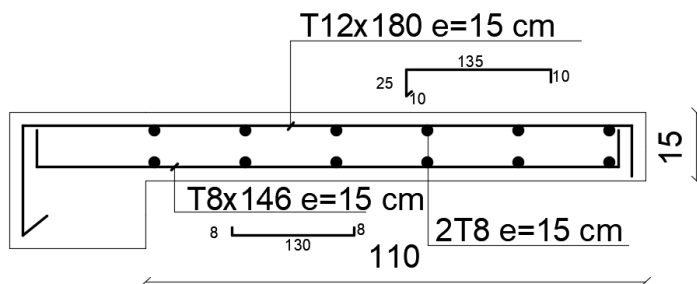
3.5.8 Calcul de la flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{vg} - f_{ij}) + (f_{ip} - f_{gi}) = (0.151 - 0.003) + (0.097 - 0.0756) = 0.17 \text{ cm}$$

✓ **Conclusion :**

$$\Delta f_t = 0.17 \text{ cm} < \Delta f_{max} = \frac{110}{250} = 0.44 \text{ cm} \text{ la flèche est vérifié}$$

3.6 Dessin de ferrailage :



Chapitre V

Etude sismique

1. Introduction

L'Algérie étant située sur une zone à la frontière des plaques eurasienne et africaine dont la convergence produit une forte sismicité qui produit périodiquement des séismes destructeurs

De ce fait on est obligé de tenir compte de cette action dans le dimensionnement de notre structure pour limiter les importantes dégradations que subissent les constructions lors des séismes et les pertes en vie humaine

2. Modélisation et choix de la méthode de calcul :

La modélisation consiste à traduire un phénomène très complexe comme le séisme par une série de paramètres à mettre en place pour avoir une traduction la plus proche possible du comportement réel du bâtiment. Le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003 nous propose à travers ces divers articles trois méthodes de calcul selon l'article 4.1.1 comme suit :

- 1-La méthode statique équivalente.
- 2-La méthode dynamique modale spectrale.
- 3-La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre part dans ce présent mémoire on appliquera la méthode dynamique spectrale.

2.1 Méthode dynamique modale spectrale :

La méthode statique équivalente n'est pas utilisable en raison de la hauteur de notre bloc qui dépasse la hauteur de 23.0 m préconisée par le règlement RPA99 /version 2003, article 4.1.2.

Ainsi on utilisera la méthode dynamique modale spectrale avec le logiciel de calcul de structure appelé « ETABS » qui convient parfaitement pour le calcul de bâtiment à étage multiple

Cependant cette méthode est encadrée par la méthode statique équivalente par les critères suivants :

- Les efforts tranchants à la base calculés par les deux méthodes doivent être comme suit (art 4.3.6 RPA99 /version 2003): $V_{dynamique} > 0.8 * V_{statique}$

- La valeur de la période du mode fondamentale calculé par la méthode dynamique et la valeur calculé par la méthode empirique doivent satisfaire ce qui suit (art4.2.4 du RPA99/version2003):

$$T_{dynamique} < 1.3 * V_{empirique}$$

Lors du calcul par la méthode modale spectrale on doit veiller a ce que la somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure ou les modes retenus sont les modes ayant une masse modale effective supérieure a 5% de la masse totale de la structure.

2.1.1 Zone sismique :

Notre bâtiment sera construite a Mostaganem qui est classé comme zone sismique IIa par le règlement sismique « RPA 99/version 2003 », est une zone de sismicité moyenne.

2.1.2 Groupe d'usage:

Notre bâtiment est a usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m est classe comme ouvrage « d'importance moyenne" ou « ouvrage courant ».

2.1.3 Force sismique total par la méthode statique équivalente:

$$V = \frac{A * D * Q}{R}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone (suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment donnée par le tableau 4.1 « RPA99/version2003 »).

groupe d'usage	zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

$$A=0.15$$

2.1.4 Estimation du periode fondamentale de la structure:

La valeur de la période fondamentale de la structure (T) estime par la méthode statique équivalente est estimée comme suit :

- $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N = hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T = coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (article 4.2.4 du RPA 99/version 2003).

cas N°	système de contreventement	Ct
1	portique auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

On a donc $C_T = 0.05$ (cas N° 4) et $h_n = 31.26$ m soit $T = 0.05 * 34.49^{3/4} = 0.712$ s

- $T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$

D= la dimension du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considérée

Suivant x-x $D = 20.0$ m $T = 0.09 * 34.49 / \sqrt{20.0} = 0.694$ s

Suivant y-y $D = 10.27$ m $T = 0.09 * 34.49 / \sqrt{10.27} = 0.969$ s

En conclusion on a donc :

Suivant x-x

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\} = \min (0.712s, 0.694s) = \mathbf{0.694 s.}$$

Suivant y-y

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\} = \min (0.712s, 0.969s) = \mathbf{0.712 s.}$$

$$T = \min (0.694s, 0.711s) = \mathbf{0.694 s}$$

2.1.5 Facteur d'amplification dynamique moyen:

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5 * \eta & \text{avec } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} * 3.0/T)^{\frac{5}{3}} & \text{avec } T \geq 3.0 s \end{array} \right\}$$

η : Coefficient de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

	portique		voiles ou murs
remplissage	béton arme	acier	béton armé/maçonnerie
léger	6	4	10
dense	7	5	

Pour notre part on a : $\xi=7\%$ $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.8819$

T_1 , T_2 périodes caractéristique associées a la catégorie du site :

Elles sont caractéristique au type de sol de fondation mis en évidence par le laboratoire géotechnique qui a fait l'étude du sol dans son rapport .voir les articles (3.3.1 et 4.3.3 du RPA 99/version 2003).

Les sites son classes en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sol qui les constituent.

Catégorie S1 (site rocheux) : roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800$ m/s.

Catégorie S2 (site ferme) : Dépôts de sable et de gravier très dense et/ou d'argile sur consolidée sur 10 a 20 d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s a partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S3 (site meuble) : Dépôts de sable et de gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s a partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S4 (site très meuble) : Dépôts de sable lâches avec ou sans présence de couche d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Dépôt d'argile molle a moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premier mètres.

Pour notre projet on a un site de **type S3 (meuble)**.

Valeurs de T1 et T2				
Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2(sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

Donc on a les périodes caractéristiques suivantes

T1=0.15 s et T2=0.50 s

Suivant x-x

La période fondamentale de la structure calculée plus haut (empirique) étant $T=0.694$ s

On a donc $T_2 \leq T \leq 3.0s$

$$\text{Ainsi on a } D=2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.8819 * \left(\frac{0.50}{0.694}\right)^{2/3} = \mathbf{1.7717}$$

Suivant y-y

La période fondamentale de la structure calculée plus haut (empirique) étant $T=0.711$ s

On a donc $T_2 \leq T \leq 3.0s$

$$\text{Ainsi on a } D=2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.8819 * \left(\frac{0.50}{0.712}\right)^{2/3} = \mathbf{1.7426}$$

2.1.6 Facteur de qualité:

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constitue.
- La régularité en plan et en élévation.
- La régularité du contrôle de la construction.

$$Q : \text{Facteur de qualité } (Q = 1 + \sum_1^5 p_q)$$

P_q : valeurs des pénalités données par le tableau 4.4 (RPA99/version2003)

critère "q"	Pq	
	sens X-X	sens Y-Y
1 condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05
2 Redondance en plan.	0.05	0
3 Régularité en plan	0	0
4 Régularité en élévation	0	0
5 contrôle de la qualité des matériaux.	0.05	0.05
6 contrôle de la qualité de l'exécution.	0.10	0.10
	0.2	0.2

$$Q_x = 1 + 0.20 = \mathbf{1.20}$$

$$Q_y = 1 + 0.20 = \mathbf{1.20}$$

2.1.7 Coefficient de comportement globale de la structure « R »:

Ce coefficient est fonction du système de contreventement tel que défini dans l'article 4.3 de RPA99/version 2003.

Notre structure comprend des portiques auto stables contreventés par des voiles dans les deux sens.

Le règlement RPA99/version 2003 nous propose les systèmes de contreventement suivant :

- catégorie 2 : Voiles porteurs /R=3.5
- catégorie 4a : Mixte portique /voile avec interaction /R=5

- catégorie 4b : Portique contreventé par des voiles / R=4

Pour statuer sur la valeur de ce coefficient on doit calculer la proportion des charges verticales reprise par les voiles.

En considérant la combinaison G+P, on a les résultats suivant :

Charge total : **32828.56 kN**

La proportion des charges verticales reprise par les voiles : **16248.11 kN**

On a donc une proportion de $\frac{162248.11}{32828.56} * 100 = 49.49 \%$

Ainsi les voiles reprennent plus de 20 % des charges verticales contrairement aux exigences des catégories 4a et 4b (article 3.4 du RPA99/version2003), on adopte la catégorie 2

D'où **R=3.5** (voile porteur)

2.1.8 La masse totale de la structure « W »:

Le poids total de la structure est égale a la somme des poids W_i de chaque plancher

$$W = \sum_1^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{sachant que,}$$

W_{Gi} = poids du aux charges permanentes et celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} = poids du aux charges d'exploitation.

β = coefficient de pondération, fonction de l nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du règlement RPA99/version 2003.

Pour un bâtiment a usage d'habitation : **$\beta = 0.20$**

Le logiciel « ETABS » donne automatiquement ce poids :

niveau	masse
NIV 9	319.033
NIV 8	2527.024
NIV 7	2782.982
NIV 6	2785.181
NIV 5	2785.181
NIV 4	2785.181
NIV 3	2801.164
NIV 2	2838.877
NIV 1	2860.573
RDC	2886.984
S/SOL	2932.713

En conclusion la force sismique totale est égale a suivant les deux sens :

$$V_x = \frac{A * D * Q}{R} W = \frac{0.15 * 1.7717 * 1.20}{3.5} 28304.894 = 2579.03 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \cdot 1.7426 \cdot 1.20}{3.5} 28304.894 = 2536.67 \text{ kN}$$

2.1.9 Application de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale :

2.1.9.1 Spectre de réponse de calcul (art 4.3.3 du RPA99/version2003):

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

$A=0.15$ (RPA 99/version 2003, tableau 4.1)

$\eta = 0.8819$

$R = 3.5$

$T_1 = 0.15 \text{ sec}$

$T_2 = 0.50 \text{ sec}$

$Q = 1.20$

2.1.9.2 Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

2.1.9.3 Modélisation :

Notre structure sera modélisée à l'aide du logiciel « ETABS » représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. On supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des valeurs suivantes (article 4.2.7 du RPA99/version2003):

*5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

*Excentricité théorique résultant des plans.

REMARQUE : cette exigence est prise en compte par le logiciel.

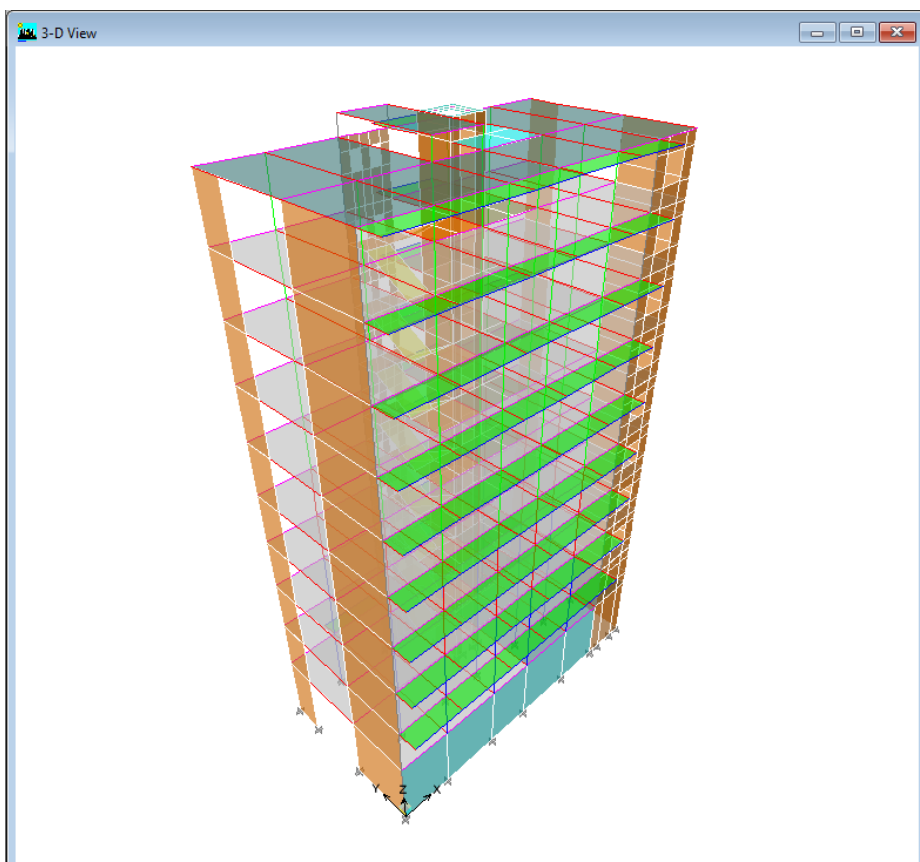


Figure V.1:représentation en 3D par « ETABS »

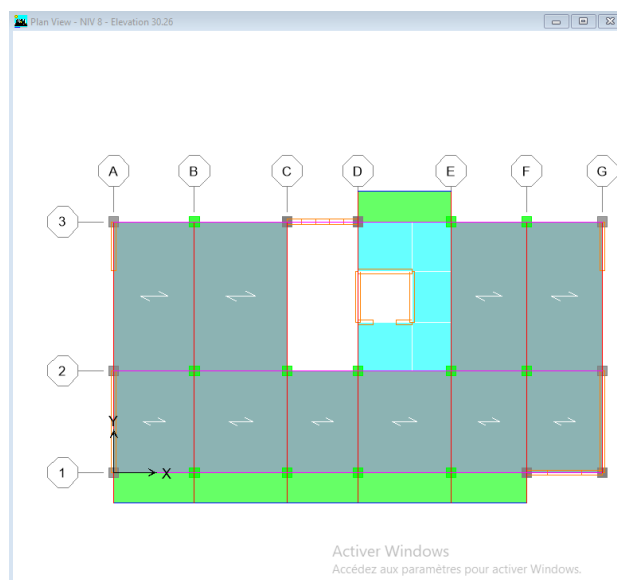
2.1.9.4 Résultats de calcul :

Tableau V.1 : période et facteur de participation massique

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.887531	66.1142	0.898	0	66.1142	0.898
2	0.744236	0.5924	65.7396	0	66.7066	66.6376
3	0.565622	0.2057	3.8732	0	66.9123	70.5108
4	0.22682	15.5586	0.2116	0	82.4709	70.7224
5	0.188598	0.2986	16.4676	0	82.7695	87.19
6	0.135879	0.0019	1.1802	0	82.7714	88.3702
7	0.102562	5.9521	0.0266	0	88.7235	88.3968
8	0.082969	0.1112	5.8992	0	88.8346	94.296
9	0.064089	2.4185	0.1981	0	91.2531	94.4941

✓ Ainsi on a ce qui suit :

- 1°/ la période fondamentale $T=0,888$ sec.
- 2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- 3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- 4°/ Les 09 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 91.25 % suivant le sens x-x et 94.49 % suivant y-y.



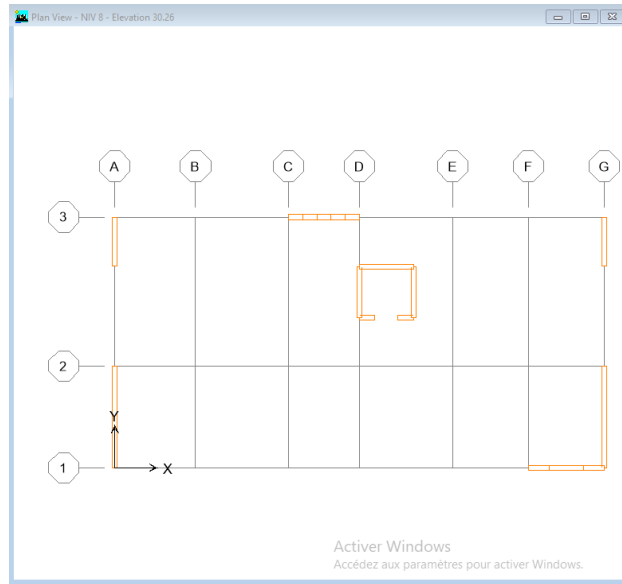


Figure V.2: Disposition des voiles

2.1.10 Vérifications réglementaires:

2.1.10.1 Vérification de la période fondamentale:

La période fondamentale=0,888 sec doit être inférieure à celle calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% donnée par le RPA 99/version 2003.

Période obtenue par la méthode empirique

$$T_x = 0.694 \text{ s} \quad 1.30 \times 0.694 = 0.902 \text{ s}$$

$$T_y = 0.712 \text{ s} \quad 1.30 \times 0.712 = 0.926 \text{ s} \quad T_{amp} = \min(0.902 \text{ s}; 0.926 \text{ s}) = 0.902 \text{ s}$$

$$T_{dyn} = 0,888 \text{ s} < 1.3 \times T_{amp} = 1.3 \times 0.902 = 1.173 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

2.1.10.2 La résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

✓ **L'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces à la base '(Ex,Ey) obtenue par la combinaison des valeurs modales est supérieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente 'V'..... (RPA99/version 2003 Article. 4.3.6)

L'effort tranchant a la base obtenue par la méthode statique équivalente (Vx,Vy) est comme suit :

$$V_x=2579.03 \text{ kN} \quad 0.80V_x=0.80*2579.03=2063.22 \text{ kN}$$

$$V_y=2536.67 \text{ kN} \quad 0.80V_y=0.80*2536.67=2029.34 \text{ kN}$$

L'effort tranchant a la base obtenu par la méthode dynamique modale spectrale est comme suit (Ex et Ey):

Story	Load	Loc	P	VX	VY
S/SOL	EX	Bottom	0.01	2148.98	304
S/SOL	EY	Bottom	0.01	278.11	2188.61

On a donc : $Ex=2148.98 \text{ kN} > 0.80*V_x=2063.22 \text{ kN}$ **condition vérifié.**

$Ey=2188.61 \text{ kN} > 0.8*V_y=2029.34 \text{ kN}$ **condition vérifié.**

2.1.10.3 Les déplacements latéraux inter- étages :

Afin d'éviter des désordres au niveau de la maçonnerie le règlement impose des déplacements latérales inter étage maximum a ne pas dépasse lors des séismes conformément a l'article 5.10 du RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Avec :

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

Tableau V.3 : La vérification du déplacement

NIVEAU	DX(cm)	DY(cm)	R*dX(cm)	R*dY(cm)	$d_{ix}-d_{i+1x}$	$d_{iy}-d_{i+1y}$	H(cm)	1%H(cm)
NIV 9	3.0489	2.1287	10.67	7.45	0.53	0.40	100	1
NIV 8	2.898	2.0156	10.14	7.05	1.10	0.76	323	3.23
NIV 7	2.585	1.7996	9.05	6.30	1.17	0.79	323	3.23
NIV 6	2.2519	1.575	7.88	5.51	1.23	0.82	323	3.23
NIV 5	1.901	1.3402	6.65	4.69	1.27	0.85	323	3.23
NIV 4	1.5373	1.0985	5.38	3.84	1.28	0.85	323	3.23
NIV 3	1.1708	0.8562	4.10	3.00	1.23	0.82	323	3.23
NIV 2	0.818	0.6226	2.86	2.18	1.13	0.75	323	3.23
NIV 1	0.4961	0.4081	1.74	1.43	0.95	0.64	323	3.23
NIV RDC	0.2247	0.2244	0.79	0.79	0.62	0.47	323	3.23
NIV S/SOL	0.0489	0.0892	0.17	0.31	0.17	0.31	442	4.42

2.1.10.4 Justification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre ou l'effet P- Δ peut être négligés dans le cas des bâtiments , si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k,

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \quad P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi+} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur de l'étage k

la vérification sera faite pour le cas statique.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau: vérification de l'effet P- Δ Dans le Sens X-X :

	Wk(kN)	Pk(kN)	Dept(cm)	depl absolu (cm)	depl relatif (cm)	effort tranchant (kN)	H etage (cm)	TETA
1 plancher	2932.713	28304.894	0.0489	0.17115	0.17115	2148.98	442	0.005
2 plancher	2886.984	25372.181	0.2247	0.78645	0.6153	2126.9	323	0.023
3 plancher	2860.573	22485.196	0.4961	1.73635	0.9499	2055.02	323	0.032
4 plancher	2838.877	19624.623	0.818	2.863	1.12665	1939.54	323	0.035
5 plancher	2801.164	16785.746	1.1708	4.0978	1.2348	1793.98	323	0.036
6 plancher	2785.181	13984.582	1.5373	5.38055	1.28275	1622.6	323	0.034
7 plancher	2785.181	11199.401	1.901	6.6535	1.27295	1421.31	323	0.031
8 plancher	2785.181	8414.2195	2.2519	7.88165	1.22815	1182.58	323	0.027
9 plancher	2782.982	5629.0383	2.585	9.0475	1.16585	897.45	323	0.023
10 plancher	2527.024	2846.0565	2.898	10.143	2.26135	528.48	323	0.038
11 plancher	319.0328	319.03282	3.0489	10.67115	0.52815	65.77	100	0.026

Tableau: vérification de l'effet P- Δ Dans le Sens Y-Y :

	Wk(kN)	Pk(kN)	Dept(cm)	depl absolu (cm)	depl relatif (cm)	effort tranchant (kN)	H etage (cm)	TETA
1 plancher	2932.713	28304.894	0.0892	0.3122	0.3122	2188.61	442	0.009
2 plancher	2886.984	25372.181	0.2244	0.7854	0.4732	2144.6	323	0.017
3 plancher	2860.573	22485.196	0.4081	1.42835	0.64295	2058.2	323	0.022
4 plancher	2838.877	19624.623	0.6226	2.1791	0.75075	1940.07	323	0.024
5 plancher	2801.164	16785.746	0.8562	2.9967	0.8176	1795.43	323	0.024
6 plancher	2785.181	13984.582	1.0985	3.84475	0.84805	1620.5	323	0.023
7 plancher	2785.181	11199.401	1.3402	4.6907	0.84595	1412.15	323	0.021
8 plancher	2785.181	8414.2195	1.575	5.5125	0.8218	1170.02	323	0.018
9 plancher	2782.982	5629.0383	1.7996	6.2986	0.7861	879.55	323	0.016
10 plancher	2527.024	2846.0565	2.0156	7.0546	1.5421	506.4	323	0.027
11 plancher	319.0328	319.03282	2.1287	7.45045	1.15185	61.22	100	0.060

✓ **Conclusion:**

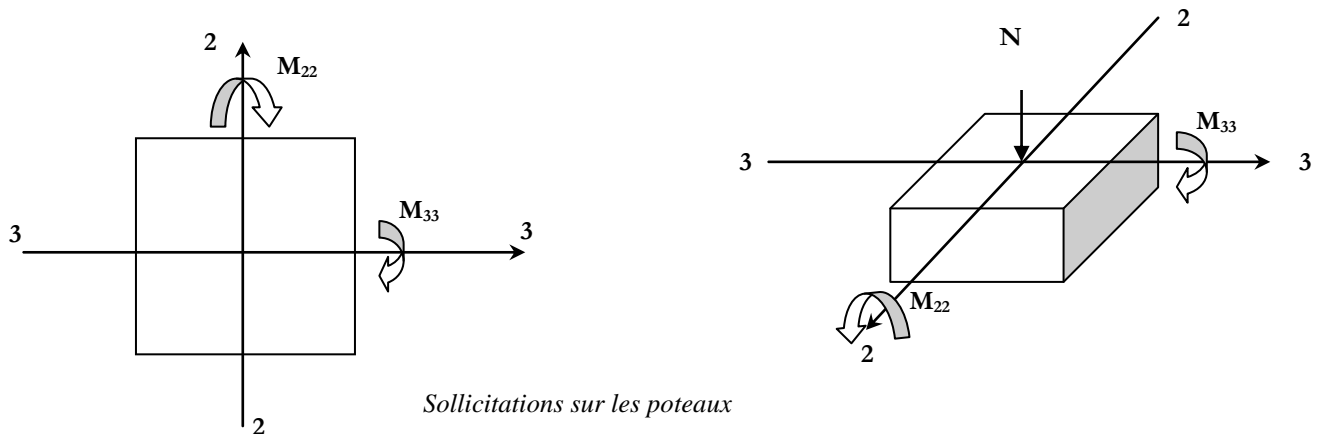
Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- Δ est négligé.

Chapitre VI

Etude des éléments structuraux

1. ETUDE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux reçoivent des charges des poteaux par l'intermédiaire des poutres et qu'elle transmettent aux fondations .Ainsi de par les sollicitations qu'ils sont soumis (un effort normal N et a deux moment fléchissant M_{22} eAt M_{33} (les indice 2-2 et 3-3 étant les axes locaux de la section du poteau adopte par le logiciel « ETABS ») par rapport au centre de gravité de la section) ,les poteaux travaillent a la compression simple ou a la flexion composée .



1.1 Combinaison de charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon les règles BAEL 91:** (situation durable et transitoire)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E L U} \dots\dots\dots 1,35 \text{ G} + 1,5 \text{ Q} \\ \text{E L S} \dots\dots\dots \text{ G} + \text{ Q} \end{array} \right.$$

➤ **Selon le RPA 99 /version 2003:** (situation accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{G} + \text{ Q} \pm \text{ E} \\ 0,8\text{G} \pm \text{ E} \end{array} \right.$$

1.2 Principe de calcul :

Pour le calcul des armatures des poteaux, on déterminera selon les combinais adopte citées plus haut les différentes sollicitations suivant les quatre (4) cas suivant :

- 1^{ere}) N^{\max} , $M_{22 \text{ corr}}$ et N^{\max} , $M_{33 \text{ corr}}$
- 2^{eme}) M_{22}^{\max} , N^{corr}
- 3^{eme}) M_{33}^{\max} , N^{corr}

4^{eme}) $N^{\min}, M_{22 \text{ corr}}$ et $N^{\min}, M_{33 \text{ corr}}$

1.2.1 Armatures longitudinales :

➤ **Conditions imposées par le RPA99/Version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet :

Leur pourcentage minimal sera de: 0,8% en zone II a.

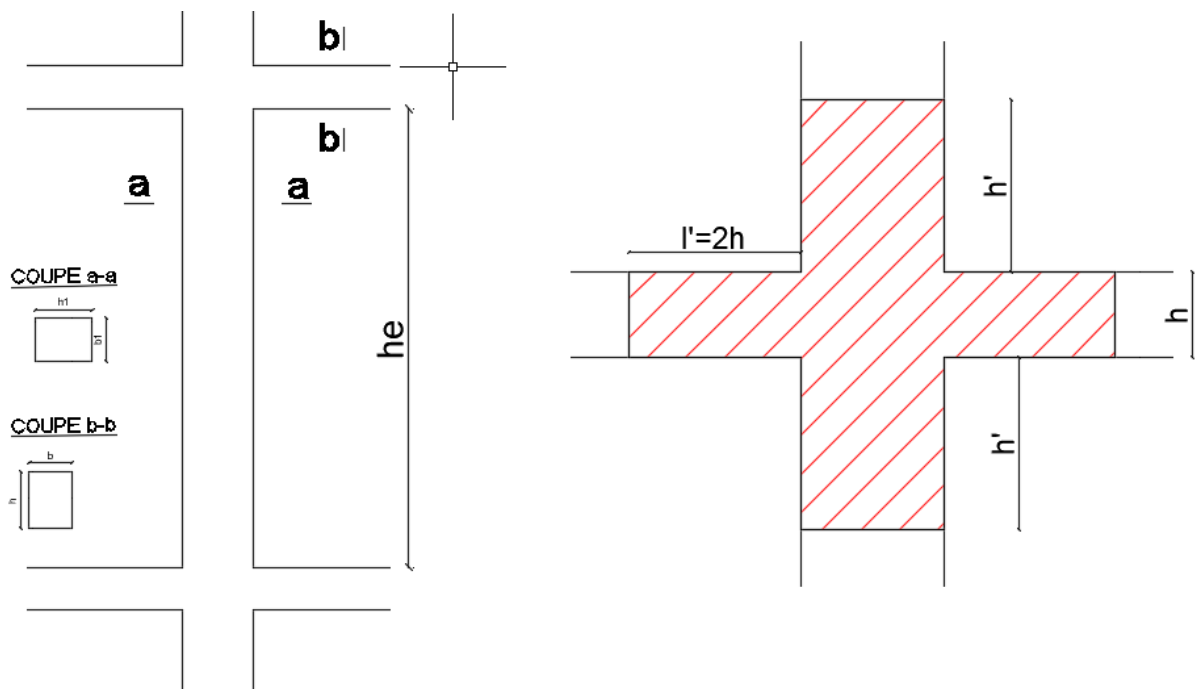
Leur pourcentage maximal sera de: 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I et La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II a.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre et on a :

$$l' = 2 \times h \quad \text{et} \quad h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$



➤ **Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :**

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour la flexion simple}$$

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour la traction simple}$$

1.2.2 **Armatures transversales :**

➤ **Selon RPA99/version 2003 :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \text{ Avec :}$$

V_u : Effort tranchant de calcul;

h : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Contrainte limite élastique de l'armature transversale;

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique λ .

t : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale: $t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15cm)$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $t \leq 15 \cdot \phi_L$

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales: $\frac{A_t}{t \cdot b}$ en % est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

- Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite $10 \cdot \phi_t$ minimum.

➤ **Selon B.A.E.L 91 :** Le diamètre minimal des armatures transversales: $\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3}$.

Et l'espacement : $t \leq \min(15\phi_t; 40cm; b + 10cm)$.

1.3 Les types des poteaux :

Dans notre pré dimensionnement établi précédemment on a adopté 3 types de poteaux suivant les étages comme suit :

NIVEAU	SECTION
S/SOL	60x60
RDC	55x55
1 er NIVEAU	50x50
2 em NIVEAU	50x50
3 em NIVEAU	45x45
4 em NIVEAU	40x40
5 em NIVEAU	40x40
6 em NIVEAU	40x40
7 em NIVEAU	40x40
8 em NIVEAU	40x40

Tableau VI.1.1: Tableau récapitulatif des sections de poteaux par niveau.

		COMPRESSION						TRACTION
COMBINAISON	SECTION		60x60 (cm ²)	55x55 (cm ²)	50x50 (cm ²)	45x45 (cm ²)	40x40 (cm ²)	40x40 (cm ²)
	SOLLICITATIONS							
ELU (1.35G+1.5P)	CAS 1	Nmax(KN)=	2033.99	2079.32	1834.86	1361.64	1130.2	X
		Mcor(KN.m)=	11.439	19.4	11.838	9.905	9.691	
	CAS 2	Nmin(KN)=	697.49	1228.68	923.38	771.46	2.59	
		Mcor(KN.m)=	29.574	11.183	14.081	14.459	10.366	
	CAS 3	Ncor(KN)=	1443.59	1300.54	1045.53	877.7	124.36	
		Mmax(KN.m)=	39.827	61.628	54.743	46.712	63.227	
SITUATION ACCIDENTELLE (G+P+E) et (0.8G+E)	CAS 1	Nmax(KN)=	2233.14	2007.32	1764.57	1240.225	995.73	40.28
		Mcor(KN.m)=	74.62	122.58	116.714	125.255	52.717	15.308
	CAS 2	Nmin(KN)=	34.59	16.52	36.31	85.52	4.55	3.22
		Mcor(KN.m)=	16.734	46.853	43.733	54.491	19.199	38.309
	CAS 3	Ncor(KN)=	899.22	1053.73	1505.49	voir Nmax	286.33	38.4
		Mmax(KN.m)=	75.565	150.657	148.652	voir Nmax	103.383	106.148
ELS (G+P)	Ns(KN)=		1481.42	1514.84	1336.65	991.84	823.26	X
	Ms(KN.m)=		8.267	14.019	8.718	7.315	7.146	
EFFORT TRANCHANT		V(kN)=	29.56	73.76	92.69	80.99	157.57	X

Tableau VI.1.1: Tableau récapitulatif des efforts par sections de poteaux

Exemple de calcul :

On va procéder a un exemple de calcul d'un poteau pris a titre d'exemple celui ayant la section (60×60) cm² en prenant en considération les quatre cas consigné dans le tableau ci dessus.

1.3.1 Armatures longitudinales :

1.3.1.1 SITUATION DURABLE ET TRANSITOIRE :

-ETAT LIMITE ULTIME : (1.35 G + 1.5 P)

- **PREMIER CAS**

Les poteaux sont soumis aux sollicitations suivantes :

$$M_{cor}=11.439 \text{ kN.m} \quad N_{max}=2033.99 \text{ kN}$$

L'excentricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{11.439}{2033.99} = 0.562 \text{ cm}$

$$- h/12 = 60/12 = 5 \text{ cm}$$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est applique a l'intérieur du noyau central.

$$- \text{l'élancement du poteau étant égale a } \lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 * 442 / 60 = 5.16$$

$$- 20 * e_o / h = 20 * 0.562 / 60 = 0.187$$

On a donc $\lambda < \max\left(15, 20 * \frac{e_o}{h}\right)$ soit $\lambda = 5.16 < \max(15, 0.187) = 15$

Donc le calcul des poteaux a la stabilité de forme peut être effectuée par la méthode simplifiée qui permet de calculer le poteaux soumis a une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1 (e_o + e_a + e_2)$$

- **e_a** : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiale (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 442/250) = \max(2, 1.768)$$

$$\text{Soit : } e_a = 2 \text{ cm}$$

- **Excentricité de second ordre (e_2)**: excentricité due au effet du second ordre, lié a la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \phi)$$

$$- \phi = 2$$

$$- \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 6.406 \text{ kN.m} \quad M_Q = 1.861 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{6.406}{6.406 + 1.861} = 0.7749 \quad e_2 = \frac{3 * 0.7 * 442.1^2}{10^4 * 60} (2 + 0.7749 * 2) = 1.699$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 2033.99 \text{ kN}$$

$$M' = 2033.99 (0.562 + 2 + 1.699) = \mathbf{86.668 \text{ KN.m}}$$

L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{86.668}{2033.99} = 4.26 \text{ cm}$

$e_1 < h/2 = 30 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'intérieur de la section du poteau.

- On devra déterminer si la section est partiellement comprimée en vérifiant l'expression suivante :

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 86.668 + 2033.99 * (54 - 60/2) * 10^{-2} = \mathbf{574.826 \text{ kN.m}}$$

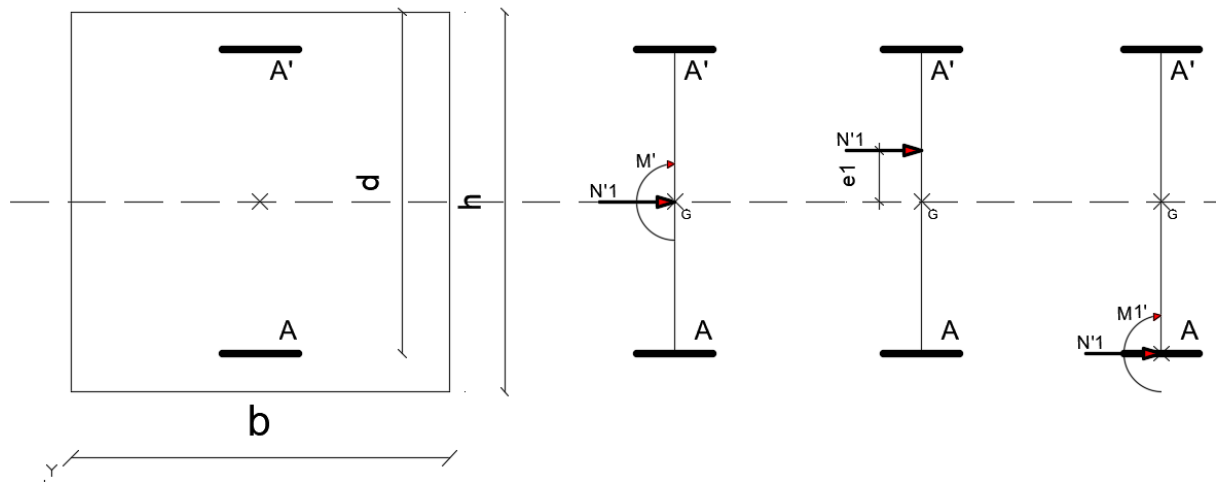
$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h > N'_1 * (d - c_1) - M'_1 \quad \text{(I)}$$

$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 14.17 * 60 * 60 / 100 = \mathbf{783.54 \text{ kN.m}}$$

$$N'_1 * (d - c_1) - M'_1 = 2033.99 * (54 - 6) / 100 - 574.826 = \mathbf{401.49 \text{ kN.m}}$$

Donc l'expression (I) est vérifiée donc la section est partiellement comprimée.

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b * b * d^2} = 0.2319$$

$\mu = 0,2319 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.2319}) = 0.3347$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.3347 = 0.8661$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{450.67}{348 \cdot 0.8661 \cdot 54} = 35.33 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 35.33 - \frac{2033.99 \cdot 1000}{100 \cdot 348} = -23.14 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } \mathbf{A=0 \text{ cm}^2}$$

• DEUXIEME CAS

Les poteaux sont soumis aux sollicitations suivantes :

$$M_{\text{cor}} = 29.574 \text{ kN.m} \quad N_{\text{min}} = 697.49 \text{ kN}$$

$$\text{- L'excentricité de l'effort normal de compression } e_o = \frac{M}{N} = \frac{29.574}{697.49} = 4.240 \text{ cm}$$

$$\text{- } h/12 = 60/12 = 5 \text{ cm}$$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est appliqué à l'intérieur du noyau central.

$$\text{- l'élanement du poteau étant égale à } \lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 \cdot 442/60 = 5.16$$

$$\text{- } 20 \cdot e_o / h = 20 \cdot 4.240/60 = 1.413$$

$$\text{On a donc } \lambda < \max\left(15, 20 \cdot \frac{e_o}{h}\right) \text{ soit } \lambda = 5.16 < \max(15, 1.413) = 15$$

Donc le calcul des poteaux à la stabilité de forme peut être effectué par la méthode simplifiée qui permet de calculer les poteaux soumis à une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1(e_o + e_a + e_2)$$

- e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, 1/250) = \max(2, 442/250) = \max(2, 1.768)$$

$$\text{Soit : } \mathbf{e_a = 2 \text{ cm}}$$

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi)$$

$$\text{- } \phi = 2$$

$$\text{- } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 16.389 \text{ kN.m} \quad M_Q = 4.966 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{16.389}{16.389 + 4.966} = 0.7675 \quad e_2 = \frac{3 \cdot 0.7 \cdot 442.1^2}{10^4 \cdot 60} (2 + 0.7675 \cdot 2) = 1.692$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 697.49 \text{ kN}$$

$$M' = 697.49 (4.24 + 2 + 1.692) = 55.325 \text{ kN.m}$$

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 55.325 + 697.49 * (54 - 60/2) 10^{-2} = 222.723 \text{ kN.m}$$

L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{55.325}{697.49} = 7.93 \text{ cm}$

$e_1 < h/2 = 30 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'intérieur de la section du poteau.

- On devra déterminer si la section est partiellement comprimée en vérifiant l'expression suivante :

$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h > N'_1 * (d - c_1) - M'_1 \quad \text{(I)}$$

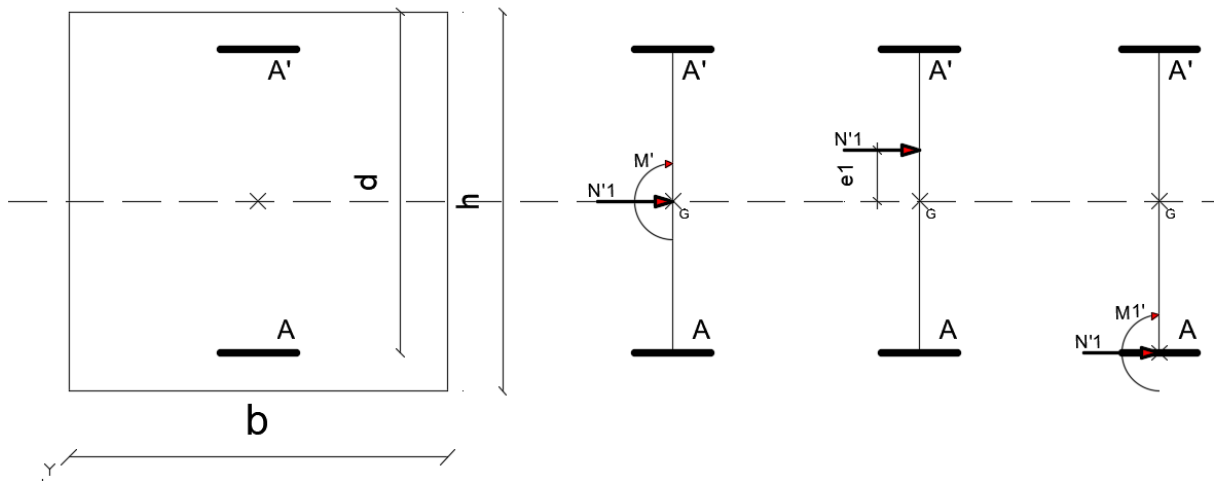
$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 14.17 * 60 * 60 / 100 = 783.54 \text{ kN.m}$$

$$N'_1 * (d - c_1) - M'_1 = 687.49 * (54 - 6) / 100 - 222.723 = 112.07 \text{ kN.m}$$

Donc l'expression (I) est vérifiée donc la section est partiellement comprimée.

la section est partiellement comprimée.

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b * b * d^2} = 0.0898$$

$$\mu = 0,0898 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0898}) = 0.1178$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.1178 = 0.9529$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{222.723}{348 * 0.9529 * 54} = 12.44 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 * \sigma_s} = 12.44 - \frac{697.49 * 1000}{100 * 348} = -7.6 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } \mathbf{A = 0 \text{ cm}^2}$$

TROISIEME CAS :

Les poteaux sont soumis aux sollicitations suivantes :

$$M_{\max} = 39.827 \text{ kN.m} \quad N_{\text{cor}} = 1443.59 \text{ kN}$$

$$- \text{L'excentricité de l'effort normal de compression } e_o = \frac{M}{N} = \frac{3.827}{1443.59} = 2.759 \text{ cm}$$

$$- h/12 = 60/12 = 5 \text{ cm}$$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est appliqué à l'intérieur du noyau central.

$$- \text{l'élanement du poteau étant égale à } \lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 * 442/60 = 5.16$$

$$- 20 * e_o / h = 20 * 2.759/60 = 0.920$$

$$\text{On a donc } \lambda < \max\left(15, 20 * \frac{e_o}{h}\right) \text{ soit } \lambda = 5.16 < \max(15, 0.920) = 15$$

Donc le calcul des poteaux à la stabilité de forme peut être effectué par la méthode simplifiée qui permet de calculer les poteaux soumis à une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1 (e_o + e_a + e_2)$$

- e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 442/250) = \max(2, 1.768)$$

$$\text{Soit : } \mathbf{e_a = 2 \text{ cm}}$$

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \phi)$$

$$- \phi = 2$$

$$- \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 20.908 \text{ kN.m} \quad M_Q = 7.734 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{20.908}{20.908+7.734} = 0.730 \quad e_2 = \frac{3 \cdot 0.7 \cdot 442.1^2}{10^4 \cdot 60} (2 + 0.730 \cdot 2) = 1.656$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 1443.59 \text{ kN}$$

$$M' = 1443.59 (2.759 + 2 + 1.656) = 92.606 \text{ kN.m}$$

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 92.606 + 1443.59 \cdot (54 - 60/2) \cdot 10^{-2} = 439.068 \text{ kN.m}$$

$$\text{L'excentricité de l'effort normal de compression } e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{92.606}{1443.59} = 6.41 \text{ cm}$$

$e_1 < h/2 = 30 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'intérieure de la section du poteau.

- On devra déterminer si la section est partiellement comprimée en vérifiant l'expression suivante :

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h > N'_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 \quad (\text{I})$$

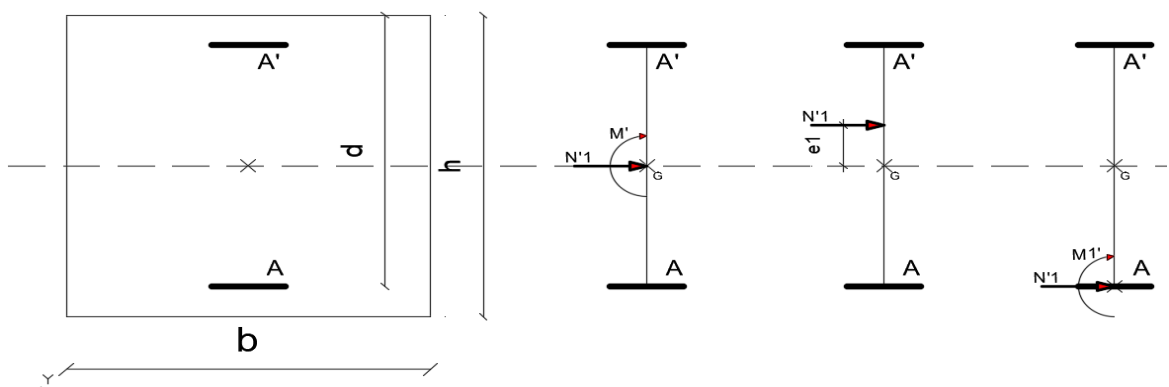
$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = (0.337 \cdot 60 - 0.81 \cdot 6) \cdot 14.17 \cdot 60 \cdot 60 / 100 = 783.54 \text{ kN.m}$$

$$N'_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 = 1443.59 \cdot (54 - 6) / 100 - 439.068 = 253.86 \text{ kN.m}$$

Donc l'expression (I) est vérifiée donc la section est partiellement comprimée.

la section est partiellement comprimée.

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.1771$$

$\mu = 0,1771 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.1771}) = 0.2455$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.2455 = 0.9018$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{439.068}{348 * 0.9018 * 54} = 25.92 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 * \sigma_s} = 25.92 - \frac{1443.59 * 1000}{100 * 348} = -15.58 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } \mathbf{A = 0 \text{ cm}^2}$$

1.3.1.2 SITUATION ACCIDENTELLE : (G + P ± E ; 0.8 G ± E)

- **PREMIER CAS**

Les poteaux sont soumis aux sollicitations suivantes :

$$M_{\text{cor}} = 74.62 \text{ kN.m} \quad N_{\text{max}} = 2233.14 \text{ kN}$$

- L'excentricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{74.62}{2233.14} = 3.341 \text{ cm}$

- $h/12 = 60/12 = 5 \text{ cm}$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est appliqué à l'intérieur du noyau central.

- l'élanement du poteau étant égale à $\lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 * 442/60 = 5.16$

- $20 * e_o / h = 20 * 3.341/60 = 1.114$

On a donc $\lambda < \max(15, 20 * \frac{e_o}{h})$ soit $\lambda = 5.16 < \max(15, 1.114) = 15$

Donc le calcul des poteaux à la stabilité de forme peut être effectué par la méthode simplifiée qui permet de calculer le poteaux soumis à une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1 (e_o + e_a + e_2)$$

- **ea** : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiale (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 442/250) = \max(2, 1.768)$$

Soit : $\mathbf{e_a = 2 \text{ cm}}$

- **Excentricité de second ordre (e2)**: excentricité due au effet du second ordre, lié à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \phi)$$

$$- \phi = 2$$

$$- \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 9.364 \text{ kN.m} \quad M_Q = 2.858 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{9.364}{9.364 + 2.858} = 0.7662 \quad e_2 = \frac{3 * 0.7 * 442.1^2}{10^4 * 60} (2 + 0.7662 * 2) = 1.691$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 2233.14 \text{ kN}$$

$$M' = 2233.14 (3.341 + 2 + 1.691) = 157.034 \text{ kN.m}$$

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 157.034 + 2233.14 * (54 - 60/2) * 10^{-2} = 692.988 \text{ kN.m}$$

$$\text{L'excentricité de l'effort normal de compression } e_1 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{692.988}{2233.14} = 7.03 \text{ cm}$$

$e_1 < h/2 = 30 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'intérieur de la section du poteau.

- On devra déterminer si la section est partiellement comprimée en vérifiant l'expression suivante :

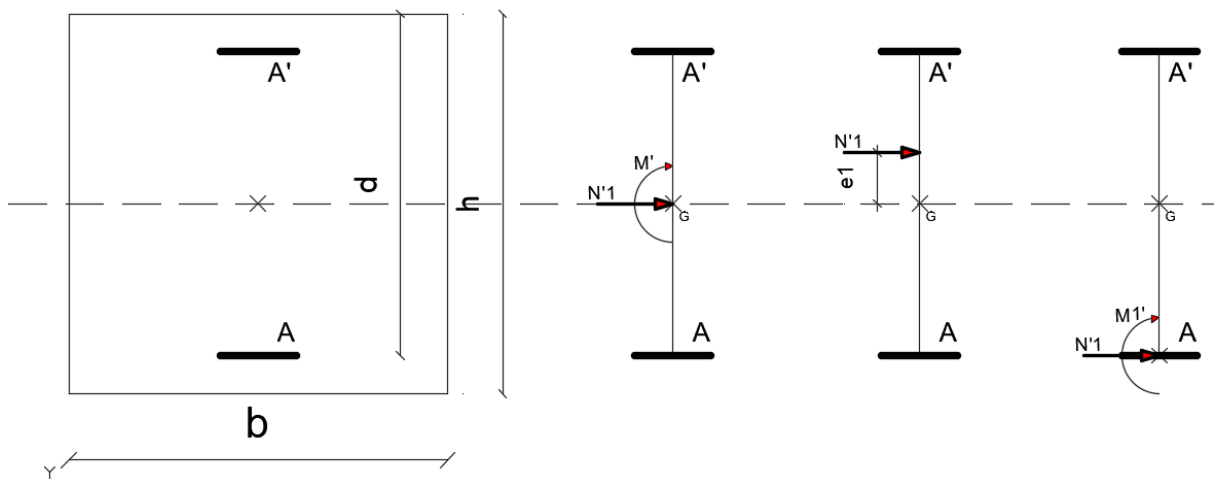
$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h > N'_1 * (d - c_1) - M'_1 \quad \text{(I)}$$

$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 18.48 * 60 * 60 / 100 = 1021.87 \text{ kN.m}$$

$$N'_1 * (d - c_1) - M'_1 = 2233.14 * (54 - 6) / 100 - 692.988 = 378.92 \text{ kN.m}$$

Donc l'expression (I) est vérifiée donc la section est partiellement comprimée

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b * b * d^2} = 0.2143$$

$\mu = 0,2143 < \mu_1 = 0,380$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.2143}) = 0.3051$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.3051 = 0.8780$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{692.988}{400 * 0.8788 * 54} = 36.54 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 * \sigma_s} = 36.54 - \frac{2233.14 * 1000}{100 * 400} = -19.29 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } \mathbf{A = 0 \text{ cm}^2}$$

- **DEUXIEME CAS :**

Les poteaux sont soumis aux sollicitations suivantes :

$$M_{\text{cor}} = 16.734 \text{ kN.m} \quad N_{\text{min}} = 34.59 \text{ kN}$$

- L'excentricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{16.734}{34.59} = 48.38 \text{ cm}$

- $h/12 = 60/12 = 5 \text{ cm}$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est applique a l'intérieur du noyau central.

- l'élancement du poteau étant égale a $\lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 * 442/60 = 5.16$

- $20 * e_o / h = 20 * 48.38/60 = 16.126$

On a donc $\lambda < \max\left(15, 20 * \frac{e_o}{h}\right)$ soit $\lambda = 5.16 < \max(15, 16.126) = 16.126$

Donc le calcul des poteaux a la stabilité de forme peut être effectuée par la méthode simplifiée qui permet de calculer le poteaux soumis a une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1 (e_o + e_a + e_2)$$

- **ea** : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiale (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 442/250) = \max(2, 1.768)$$

Soit : $\mathbf{e_a = 2 \text{ cm}}$

- **Excentricité de second ordre (e2)**: excentricité due au effet du second ordre, lié a la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \phi)$$

- $\phi = 2$

- $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$ $M_G = 5.387 \text{ kN.m}$ $M_Q = 1.782 \text{ kN.m}$

$$\alpha = \frac{5.387}{5.387 + 1.782} = 0.7514 \quad e_2 = \frac{3 * 0.7 * 442.1^2}{10^4 * 60} (2 + 0.7514 * 2) = 1.677$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 34.59 \text{ kN}$$

$$M' = 34.59 (0.4838 + 2 + 1.677) = 18.006 \text{ KN.m}$$

On a le moment pris par rapport aux armatures inferieures :

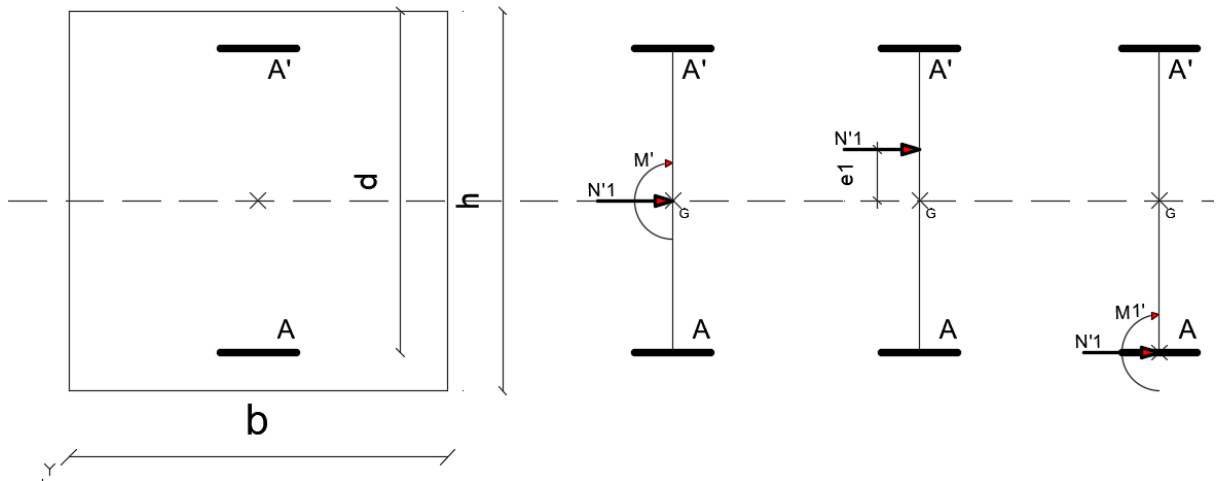
$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 18.006 + 34.59 * (54 - 60/2) * 10^{-2} = 26.308 \text{ kN.m}$$

L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{18.006}{34.59} = 52.06 \text{ cm}$

$e_1 > h/2 = 30 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve a l'extérieure de la section du poteau.

Donc la section est partiellement comprimée.

Calcul du ferrillage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b * b * d^2} = 0.0081$$

$\mu = 0,0081 < \mu_1 = 0,380$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0081}) = 0.0102$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.0102 = 0.9960$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{26.315}{400 * 0.9960 * 54} = 1.22 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 * \sigma_s} = 1.22 - \frac{34.59 * 1000}{100 * 400} = 0.36 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } \mathbf{A = 0.36 \text{ cm}^2}$$

• TROISIEME CAS

Les poteaux sont soumis aux sollicitations suivantes :

$$M_{\max} = 75.565 \text{ kN.m} \quad N_{\text{cor}} = 899.22 \text{ kN}$$

$$- \text{L'excentricité de l'effort normal de compression } e_o = \frac{M}{N} = \frac{75.565}{899.22} = 8.403 \text{ cm}$$

$$- h/12 = 60/12 = 5 \text{ cm}$$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est appliqué à l'intérieur du noyau central.

$$- \text{l'élanement du poteau étant égale à } \lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 * 442/60 = 5.16$$

$$- 20 * e_o / h = 20 * 8.403/60 = 2.801$$

On a donc $\lambda < \max\left(15, 20 * \frac{e_o}{h}\right)$ soit $\lambda = 5.16 < \max(15, 2.801) = 15$

Donc le calcul des poteaux à la stabilité de forme peut être effectué par la méthode simplifiée qui permet de calculer les poteaux soumis à une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1 (e_o + e_a + e_2)$$

- e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiale (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 442/250) = \max(2, 1.768)$$

$$\text{Soit : } \mathbf{e_a = 2 \text{ cm}}$$

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, lié à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \phi)$$

$$- \phi = 2$$

$$- \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 20.908 \text{ kN.m} \quad M_Q = 4.441 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{20.908}{20.908 + 4.441} = 0.8248 \quad e_2 = \frac{3 * 0.7 * 442.1^2}{10^4 * 60} (2 + 0.8248 * 2) = 1.747$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 899.22 \text{ kN}$$

$$M' = 899.22 (8.403 + 2 + 1.747) = 109.225 \text{ kN.m}$$

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 109.225 + 899.22 * (54 - 60/2) 10^{-2} = 325.06 \text{ kN.m}$$

L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{109.225}{899.22} = 12.15 \text{ cm}$

$e_1 < h/2 = 30 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'intérieur de la section du poteau.

- On devra déterminer si la section est partiellement comprimée en vérifiant l'expression suivante :

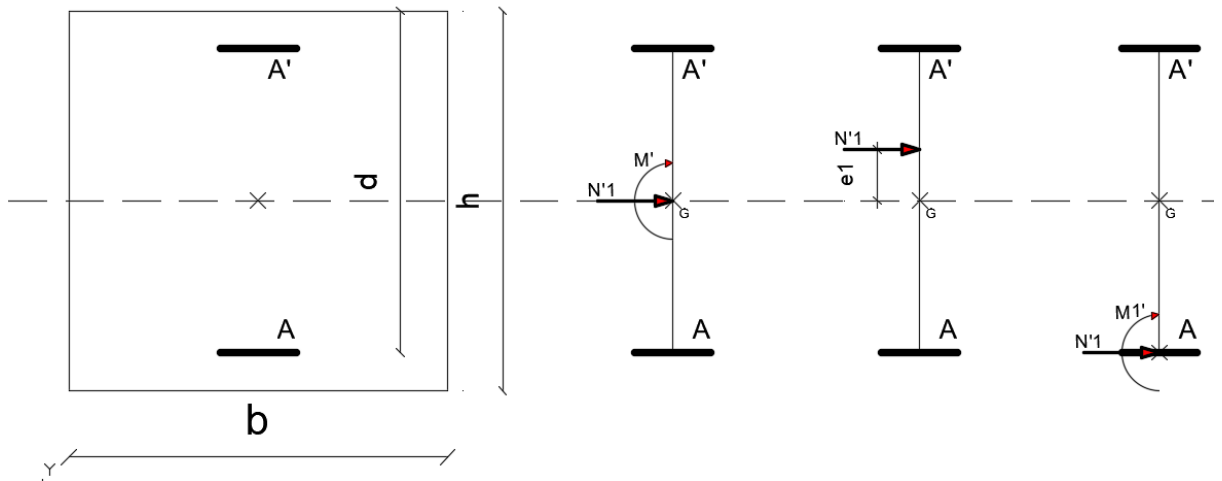
$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h > N'_1 * (d - c_1) - M'_1 \quad (\text{I})$$

$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 18.48 * 60 * 60 / 100 = 1021.87 \text{ kN.m}$$

$$N'_1 * (d - c_1) - M'_1 = 899.22 * (54 - 6) / 100 - 325.06 = 105.56 \text{ kN.m}$$

Donc l'expression (I) est vérifiée donc la section est partiellement comprimée.

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b * b * d^2} = 0.1005$$

$\mu = 0,1005 < \mu_1 = 0,380$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.1005}) = 0.1327$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.1327 = 0.9469$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{692.988}{400 * 0.9469 * 54} = 15.89 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 * \sigma_s} = 15.89 - \frac{899.2 * 1000}{100 * 400} = -6.6 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } \mathbf{A = 0 \text{ cm}^2}$$

CONCLUSION

$$A_{cal} = \max(A_{ELU}, A_{ACC}) = 0.36 \text{ cm}^2$$

La réglementation prévoit un ferrailage minimum comme suit :

$$\text{Règlement BAEL 91 : } A_{min} = \max\left(\frac{0.2bh}{100}, 8\frac{8(b+h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0.2 * 60 * 60}{100}, \frac{8(60+60)}{100}\right) = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Règlement RPA 990 version 2003 : } A_{min} = 0.8\% * bh = 0.8\% * 60 * 60 = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{En définitif : } A = \max(A_{cal}, A_{min RPA}, A_{BEAL}) = \mathbf{28.8 \text{ cm}^2}$$

On adopte alors le ferrailage suivant : **12T16+4T14=30.28 cm²**

La longueur de recouvrement des barres longitudinales des poteaux sont égales à :

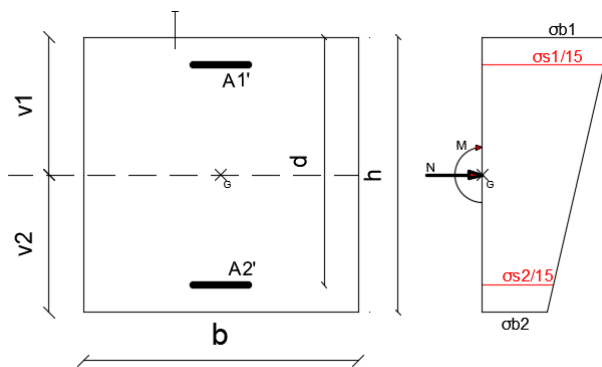
$$L_r = 40\phi_{Lmax} = 40 * 1.6 = 64.0 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS)

La fissuration étant considéré comme peu préjudiciable les sollicitations à l'état limite de service sont comme suit : $M = 8.267 \text{ kN.m}$ $N = 1481.42 \text{ Kn}$.

$$\text{L'excentricité est égale à } e = \frac{16.148}{1348.4} = 0.56 \text{ cm} < \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10.0 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée.



$$B_o = bh + 15(A'_1 + A'_2) = 60 * 60 + 15(9.11 + 9.11) = 3873.3 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_o} \left(\frac{bh^2}{2} + 15(A'_1 d' + A'_2 d) \right) = \frac{1}{3873.3} \left(\frac{60 * 60^2}{2} + 15(9.11 * 6 + 9.11 * 54) \right) = 30 \text{ cm}$$

$$v_2 = 60 - 30 = 30 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A'_1(v_1 - d')^2 + A_2(d - v_1)^2) = \frac{60}{3}(30^3 + 30^3) + 15(9.1(30 - 6)^2 + 9.1(54 - 30)^2) = 1281695.4 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_o = \frac{N}{100B_o} = \frac{1481.42}{100 \cdot 3873.3} = 3.83 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{I_{xx}} = \frac{8.267}{1281695.4} = 0.00645$$

Contrainte béton : $\sigma_{b1} = \sigma_o + K v_1 = 3.83 + 0.00645 \cdot 30 = 4.018 \text{ MPa}$

$$\sigma_{b2} = \sigma_o - K v_2 = 3.83 - 0.00645 \cdot 30 = 3.631 \text{ MPa}$$

Contrainte aciers : $\sigma_{s1} = 15(\sigma_o + K(v_1 - d')) = 15(3.83 + 0.00645(30 - 6)) = 59.692 \text{ MPa}$

$$\sigma_{s2} = 15(\sigma_o - K(d - v_1)) = 15(3.83 - (54 - 30)) = 55.048 \text{ MPa}$$

Donc on a bien : pour le béton $\sigma_b < 0.6 \cdot F_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$

Etant à l'état de fissuration peu préjudiciable pour l'acier les contraintes sont vérifiées.

Pour le reste des poteaux on regroupera les résultats des calculs comme suit :

Ferraillage verticale des poteaux :

COMPRESSION												TRACTION		
COMBINAISON	SECTION		60x60 (cm ²)	Ac (cm ²)	55x55 (cm ²)	Ac (cm ²)	50x50 (cm ²)	Ac (cm ²)	45x45 (cm ²)	Ac (cm ²)	40x40 (cm ²)	Ac (cm ²)	40x40 (cm ²)	Ac (cm ²)
	SOLLICITATIONS													
ELU (1.35G+1.5P)	CAS 1	Nmax(KN)=	2033.99	0	2079.32	0	1834.86	0	1361.64	0	1130.2	0	X	
		Mcor(KN.m)=	11.439		19.4		11.838		9.905		9.691			
	CAS 2	Nmin(KN)=	697.49	0	1228.68	0	923.38	0	771.46	0	2.59	0.8		
		Mcor(KN.m)=	29.574		11.183		14.081		14.459		10.366			
	CAS 3	Ncor(KN)=	1443.59	0	1300.54	0	1045.53	0	877.7	0	124.36	3.9		
		Mmax(KN.m)=	39.827		61.628		54.743		46.712		63.227			
SITUATION ACCIDENTELLE (G+P+E) et (0.8G+E)	CAS 1	Nmax(KN)=	2233.14	0	2007.32	0	1764.57	0	1240.23	0	995.73	0	40.28	1.6
		Mcor(KN.m)=	74.62		122.58		116.714		125.255		52.717		15.308	
	CAS 2	Nmin(KN)=	34.59	0.36	16.52	2.2	36.31	0	85.52	2.5	4.55	1.3	3.22	2.8
		Mcor(KN.m)=	16.734		46.853		43.733		54.491		19.199		38.309	
	CAS 3	Ncor(KN)=	899.22	0	1053.73	0	1505.49	0	voir Nmax	0	286.33	0	38.4	8.3
		Mmax(KN.m)=	75.565		150.657		148.652		voir Nmax		103.383		106.148	

Ferraillage verticale minimum des poteaux imposée par les règlement

BAEL91mod99 et le RPA99 version 2003

NIVEAU	b	h	bael 91		RPA99v2003
			0.2%bh (cm ²)	8*(b+h)/100 (cm ²)	0.8%bh (cm ²)
s/sol	60	60	7.2	9.6	28.8
RDC	55	55	6.05	8.8	24.2
1 er étage	50	50	5	8	20

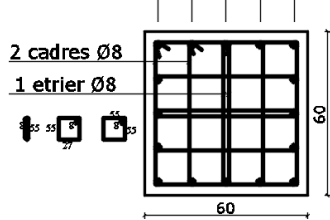
2 em étage	50	50	5	8	20
3 em étage	45	45	4.05	7.2	16.2
4 em étage	40	40	3.2	6.4	12.8
5 em étage	40	40	3.2	6.4	12.8
6 em étage	40	40	3.2	6.4	12.8
7 em étage	40	40	3.2	6.4	12.8
8 em étage	40	40	3.2	6.4	12.8

En définitif : $A = \max (A_{cal}, A_{\min RPA}, A_{BEAL})$

On adopte alors le ferrailage vertical des poteaux comme suit :

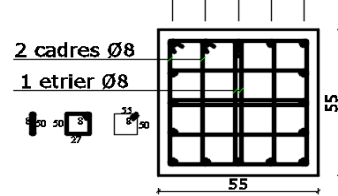
FERRAILLAG LONGITUDINALE DES POTEAUX						
COFFRAGE DES POTEAUX (cm ² xcm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min/RPA} (cm ²)	A _{min/BEAL} (cm ²)	A/adopte (cm ²)	FERRAILLAGE	LONGUEUR DE RECOUVREMENT
60x60	0.36	28.8	9.6	30.28	4T14+12T16	64
55x55	2.2	24.2	8.8	24.64	16T14	64
50x50	0	20	8	20.36	4T16+8T14	64
45x45	2.5	16.2	7.2	18.48	12T14	56
40x40	8.3	12.8	6.4	14.2	4T16+4T14	64

4 T14+12T16



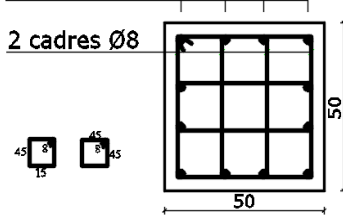
POTEAUX 60x60

16T14



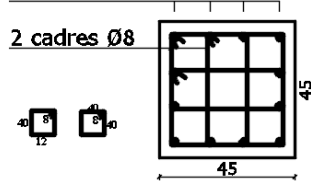
POTEAUX 55x55

4T16+8T14



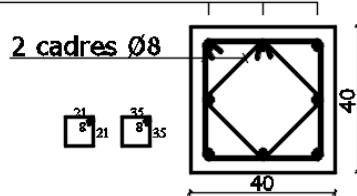
POTEAUX 50x50

12T14



POTEAUX 45x45

4T16+4T14



POTEAUX 40x40

Vérification de la fissuration

recapitulation de l'etat de contrainte a l'ELS					
POTEAUX	60x60 (cm ²)	55x55 (cm ²)	50x50 (cm ²)	45x45 (cm ²)	40x40 (cm ²)
A(cm ²)	9.11	7.7	7.1	6.16	5.56
A'(cm ²)	9.11	7.7	7.1	6.16	5.56
σ _{b1} (Mpa)=	4.018	5.078	5.273	4.882	5.193
σ _{b2} (Mpa)=	3.631	4.227	4.581	4.095	4.126
σ _{s1} (Mpa)=	59.692	74.894	78.054	72.046	76.293
σ _{s2} (Mpa)=	55.048	64.679	69.751	62.605	63.496

Donc on a bien : pour le béton $\sigma_b < 0.6 * F_{c28} = 0.6 * 25 = 15$ MPa

Etant à l'état de fissuration peu préjudiciable pour l'acier les contraintes sont vérifiées.

Vérification de l'effort normale réduit

Conformément a l'article 7.1.3.3 l'effort normal réduit est egale a :

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \quad N_d : \text{effort normal de calcul}$$

B_c : l'aire de la section de beton (brute)

Nous avons regroupé le calcul de l'effort normal réduit pour les différents poteaux dans le tableau ci-dessous :

vérification de l'effort normal réduit		
COFFRAGE DES POTEAUX (cm ² xcm ²)	EFFORT NORMALE MAX (kN)	l'effort normal réduit
60x60	2233.14	0.25
55x55	2007.32	0.27
50x50	1764.57	0.28
45x45	1240.25	0.24
40x40	1130.2	0.28

VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

L'effort tranchant maximum est obtenue est sous combinaison accidentelle et ultime (ELU) en fonction des type de poteau :

combinaison accidentelle	
COFFRAGE DES POTEAUX (cm ² xcm ²)	EFFORT TRANCHANT MAX (kN)
60x60	29.56

combinaison :ELU	
COFFRAGE DES POTEAUX (cm ² xcm ²)	EFFORT TRANCHANT MAX (kN)
60x60	16.39

55x55	73.76
50x50	92.69
45x45	80.99
40x40	157.57

55x55	37.06
50x50	35.26
45x45	31.9
40x40	80.55

VERIFICATION DE LA FISSURATION

La fissuration étant préjudiciable pour l'ensemble des poteaux, on doit avoir :

$$\tau < \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right) \quad \text{avec} \quad \tau = \frac{V_{max}}{b \cdot d}$$

On va faire un calcul de vérification de la fissuration comme exemple Pour le poteau type 60x60 .

Les efforts tranchant maximum sont :

$$V_{max} = 29.56 \text{ KN. (Combinaisons à l'état limite accidentelles (ELA))}$$

$$V_{max} = 16.39 \text{ KN. (Combinaison à l'état limite ultime (ELU))}$$

*La contrainte tangentielle est égale à (ELA):

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{29.56 \cdot 10}{60 \cdot 0.9 \cdot 60} = 0.08 \text{ Mpa} < \min \left(0.2 \cdot \frac{25}{1.15}, 5 \text{Mpa} \right) = 4.4 \text{ Mpa} \quad \text{vérifié}$$

*La contrainte tangentielle est égale à (ELU):

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{16.39 \cdot 10}{60 \cdot 0.9 \cdot 60} = 0.05 \text{ Mpa} < \min \left(0.2 \cdot \frac{25}{1}, 5 \text{Mpa} \right) = 5.0 \text{ Mpa} \quad \text{vérifié}$$

On procède à la même vérification pour l'ensemble des poteaux qu'on regroupera dans le tableau ci-dessous.

combinaison accidentelle		
COFFRAGE DES POTEAUX (cm ² xcm ²)	EFFORT TRANCHANT MAX (kN)	contrainte tangentielle calculée (Mpa)
60x60	29.56	0.08
55x55	73.76	0.24
50x50	92.69	0.37
45x45	80.99	0.40
40x40	157.57	0.98

combinaison :ELU		
COFFRAGE DES POTEAUX (cm ² xcm ²)	EFFORT TRANCHANT MAX (kN)	contrainte tangentielle calculée (Mpa)
60x60	16.39	0.05
55x55	37.06	0.12
50x50	35.26	0.14
45x45	31.9	0.16
40x40	80.55	0.50

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES.

En prenant comme exemple le poteau 60x60, On doit avoir ce qui suit :

- Diamètre minimum (CBA93 art A7.1.3): $\phi_t > = \phi_{Lmax}/3 = 16/3 = 5.3 \text{ mm}$

On prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance feE235.

- Espacement minimum des cadres transversales (suivant BAEL 91mod 99).

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{min}, 40 \text{ cm}, b+10 \text{ cm}) = (15 * 14, 40 \text{ cm}, 50+10 \text{ cm}) = \min(21 \text{ cm}, 40 \text{ cm}, 60 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} .$$

➤ Espacement minimum des cadres transversales (suivant RPA 99 version 2003)

- Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\phi_L^{min}, 15) = \min(10 * 14 \text{ mm}, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$

On adopte $\delta_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_L^{min}$ $\delta_t \leq 15 * 14 \text{ mm} = 21 \text{ cm}$

On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

➤ section minimale des armatures transversales (suivant RPA 99 version 2003/art 7.4.2.2)

L'élancement géométrique est égale a : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 * 442}{60} = 5.16$ soit $5 < \lambda_g = 5.15$

Donc on doit avoir $A = 0.3\% = \frac{A_t}{\delta_t b} \Rightarrow A_t = 0.3\% * b * \delta_t$

La section minimale en zone courante est égale a : $0.3\% * 60 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2$.

On adopte 2 cadre T8 + 1 *etirié* T8 $A_t = 3.0 \text{ cm}^2$

La section minimale en zone nodale est égale a : $0.3\% * 60 * 10 = 1.8 \text{ cm}^2$.

On adopte 2 cadres T8+1 *etirié* T8 $A_t = 3.0 \text{ cm}^2$

➤ section des armatures transversales (suivant RPA 99 version 2003/art 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculé a l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{\rho_a V}{h_1 f e} \quad : \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 * 442}{60} = 5.16 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Zone nodale $A_t = \frac{\delta_t \rho_a V}{h_1 f e} = \frac{10 * 2.5 * 29.56 * 10}{60 * 235} = 0.52 \text{ cm}^2$

Zone courante $A_t = \frac{\delta_t \rho_a V}{h_1 f e} = \frac{15 * 2.5 * 29.56 * 10}{60 * 235} = 0.78 \text{ cm}^2$

CONCLUSION

En résumé on regroupera les résultats des poteaux comme suit :

QUANTITE MINIMALE DU FERRAILLAGE TRANSVERSALE DES POTEAUX											
POTEAUX (cm ² xcm ²)	HAUTEUR POTEAUX (cm)	ELANCEMEN T	ρ	quantité minimum d'armatures transversale s	ZONE NODALE			ZONE COURANTE			FERRAILLAGE TRANSVERSAL ADOPTÉ
					Atmin(cm ²)	At(cm ²)	e(cm)	Atmin(cm ²)	At(cm ²)	e(cm)	
60x60	442	5.16	2.5	0.30%	1.8	3	10	2.7	3	15	2CAD Ø8+1ETØ8
55x55	323	4.11	$\frac{3.7}{5}$	0.52%	2.87	3.00	10	2.87	3	10	2CAD Ø8+1ETØ8
50x50	323	4.52	$\frac{3.7}{5}$	0.42%	2.1	2.6	10	2.1	2.6	10	1CAD Ø10+1CADØ8

45x45	323	5.02	2.5	0.30%	1.35	2	10	1.89	2	14	2CAD Ø8
40x40	323	5.65	2.5	0.30%	1.2	2	10	1.8	2	15	2CAD Ø8

2. ETUDE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui transmettent les charges des planchers (verticales et horizontales) aux poteaux et voiles. Les sollicitations auxquelles elles sont soumises sont l'effort normale (N), l'effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M).

Le moment fléchissant permet de calculer le ferrailage longitudinale ; l'effort normale étant négligée et le ferrailage transversale permet d'équilibrer l'effort tranchant.

2.1 Combinaisons de charges:

On doit utiliser deux types de combinaisons. Les combinaisons préconisées par le règlement CBA 93 et BAEL 91 ainsi que les combinaisons imposées par le règlement parasismique algérien RPA99 /version 2003.

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

Situation durable et transitoire (CBA93 et BAEL91)

1.35G+1.5P.....ELU

G+PELS

Situation Accidentelle (RPA99/version2003)

G+P±E

0.8G±E

2.2 FERRAILAGE LONGITUDINALE :

PRINCIPE DE CALCUL :

Le ferrailage longitudinale est sert a équilibrer les contraintes engendrées par le moment fléchissant. A cet effet on distingue :

*le moment maximum en valeur absolue en travée obtenue avec la combinaison 1.35G+1.5P qui déterminera le **ferraillage inférieur en travée** ($M_t > 0$) et le moment maximum en valeur absolue déterminera le **ferraillage supérieur au niveau des appuis** ($M_a < 0$)

*le moment maximum en valeurs absolue **aux appuis** obtenue par les combinaisons G+P+E et 0.8G+E déterminera le **ferraillage supérieure** ($M_a < 0$) et le moment maximum aux appuis déterminera le **ferraillage inférieure** ($M_a > 0$).

Ainsi au niveau des appuis le ferraillage supérieure sera égale a la section maximum obtenue par les combinaisons citées plus haut (ELU et ELA avec $M_a < 0$).

SECTION MINIMALE IMPOSEE PAR LE RPA99/version 2003

- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone IIa.
- Armatures maximales

$$\begin{aligned} 4\% \times B & \text{ en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{ en zone de recouvrement} \end{aligned}$$

- Longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone II.

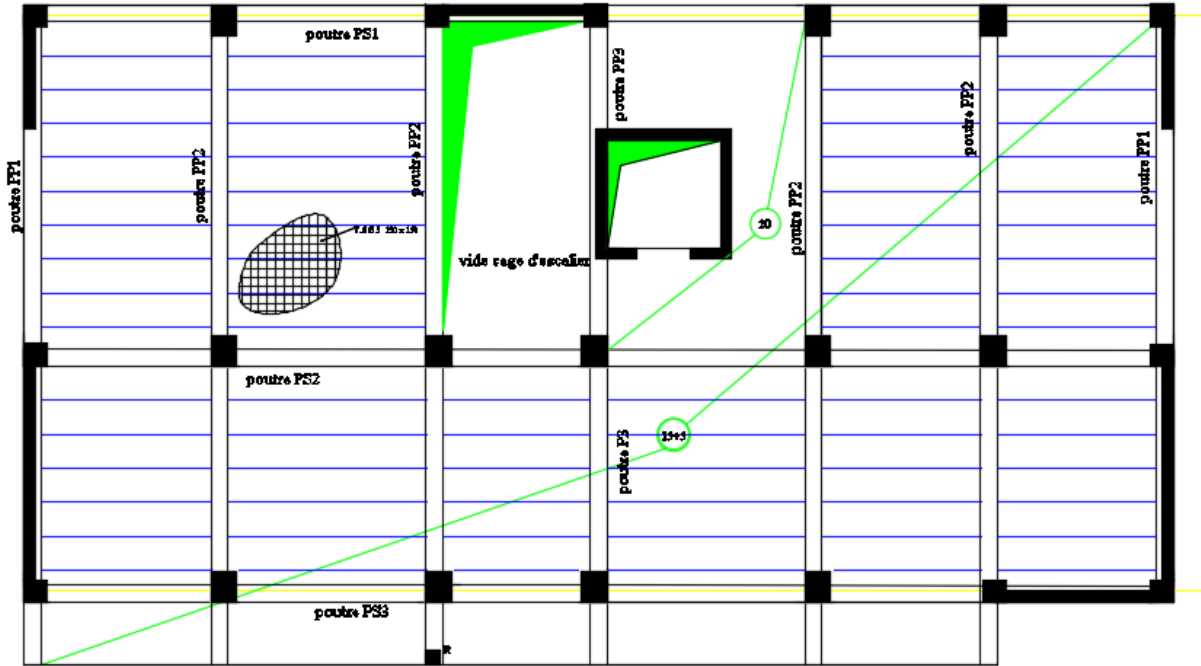
Avec : **B** : Section de la poutre.

SECTION MINIMALE IMPOSEE PAR LE CBA93 ET BAEL 91 (condition de non fragilité)

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ pour les armatures tendues}$$

Après traitement des résultats des différentes sollicitations obtenues par le logiciel

« ETABS », on distinguera les poutres principales et les poutres secondaires, qu'on résumera comme suit :



- poutres principales de rive :PP1
- poutres principales intermédiaire :PP2
- poutres principales intermédiaire :PP3 (poutre accrochée au voile de l'ascenseur)

POUTRE PRINCIPALE DE RIVE (PP1)		
COMBINAISON	MOMENT	
ELU	Mt(kN.m)=	26.463
	Ma sup(KN.m)=	-62.983
ELS	Mt(kN.m)=	19.313
	Ma sup(KN.m)=	-45.928
ACCIDENTELLE	Ma sup (kN.m)=	-245.49
	Ma inf(KN.m)=	217.506

POUTRE PRINCIPALE INTERMEDIAIRE (PP2)		
COMBINAISON	MOMENT	
ELU	Mt(kN.m)=	89.136
	Ma sup(KN.m)=	-102.04
ELS	Mt(kN.m)=	65.215
	Ma sup(KN.m)=	-75.075
ACCIDENTELLE	Ma sup (kN.m)=	-184.95
	Ma inf(KN.m)=	119.259

POUTRE PRINCIPALE DE RIVE (PP1)		
COMBINAISON	EFFORT TRANCHANT	
1.35G+1.5P	V(KN)=	73.16
ACCIDENTELLE	V(KN)=	161.4

POUTRE PRINCIPALE INTERMEDIAIRE (PP2)		
COMBINAISON	EFFORT TRANCHANT	
1.35G+1.5P	V(KN)=	128.88
ACCIDENTELLE	V(KN)=	182.94

On distinguera parmi les poutres intermédiaire la poutre principale accroche a la cage d'ascenseur :

POUTRE PRINCIPALE INTERMEDIAIRE (PP3)		
COMBINAISON	MOMENT	
ELU	Mt(kN.m)=	27.709
	Ma sup(KN.m)=	-49.165
ELS	Mt(kN.m)=	20.222
	Ma sup(KN.m)=	-37.789
ACCIDENTELLE	Ma sup (kN.m)=	-259.19
	Ma inf(KN.m)=	265.28

POUTRE PRINCIPALE INTERMEDIAIRE (PP3)		
COMBINAISON	EFFORT TRANCHANT	
1.35G+1.5P	V(KN)=	63.32
ACCIDENTELLE	V(KN)=	233.61

EXEMPLE DE CALCUL (poutre principale de rive PP1 /30x50) :

Etat limite ultime (ELU) :

Ferraillage de la travée **Mt=26.463 kN.m**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{26.463 * 1000}{14.2 * 30 * 45^2} = 0.0307 \quad \mu < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad \sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.5} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0307}) = 0.0390$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.0390 = 0.9844 \quad A_c = \frac{M_t}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{26.463 * 1000}{348 * 0.9844 * 45} = 1.72 \text{ cm}^2$$

Ferraillage supérieur en appuis **Ma=-62.983 kN.m**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{62.983 * 1000}{14.2 * 30 * 45^2} = 0.0732 \quad \mu < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad \sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.5} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0732}) = 0.0951$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.0951 = 0.9620 \quad A_t = \frac{M_t}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{62.983 * 1000}{348 * 0.9620 * 45} = 4.18 \text{ cm}^2$$

SITUATION ACCIDENTELLE (ELA) :

Ferraillage supérieur en appuis **Ma=245.49 kN.m**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{245.49 * 1000}{18.5 * 30 * 45^2} = 0.2187 \quad \mu < \mu_l = 0.380 \text{ donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.0} = 400 \text{ Mpa} \quad \sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.15} = 0.85 \frac{25}{1.15} = 18.5 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.2187}) = 0.3124$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.3124 = 0.8750 \quad A_t = \frac{M_t}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{215.01}{400 * 0.8750 * 45} = 15.59 \text{ cm}^2$$

Ferraillage inferieur en appuis **Ma=217.506 kN.m**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{217.506 * 1000}{18.5 * 30 * 45^2} = 0.1938 \quad \mu < \mu_l = 0.380 \text{ donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa} \quad \sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.15} = 0.85 \frac{25}{1.15} = 18.5 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.1938}) = 0.2717$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.2717 = 0.8913 \quad A_t = \frac{M_t}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{217.506 * 1000}{400 * 0.8913 * 45} = 13.56 \text{ cm}^2$$

Les sections minimales

$$A_{\min RPA} = 0.5\% * 30 * 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min BEAL} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 45 * \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 \text{ armatures tendues.}$$

Le choix du ferraillage :

On adopte des barres filantes 2x3T14 et on prévois des renforts en chapeaux supérieure et inferieure comme suit :

Ferraillage en travée :

$$A_t = \max(1.72, 1.63) = 1.72 \text{ cm}^2 : \text{ on adopte } A_t = (3T14) \text{ soit } A_t = 4.62 \text{ cm}^2$$

Ferraillage supérieure en appuis :

$$A_{as} = \max(4.18, 15.59, 1.63) = 15.59 \text{ cm}^2 : \text{ on adopte } A_t = (3T14) + 6T16 \text{ soit } A_t = 13.85 \text{ cm}^2$$

Ferraillage inferieure en appuis :

$$A_{ainf} = \max(13.57, 1.63) = 13.57 \text{ cm}^2 : \text{ on adopte } A_t = (3T14) + 6T14 \text{ soit } A_t = 13.86 \text{ cm}^2$$

Etat limite service (ELS) :

La fissuration étant peu préjudiciable, il suffit de vérifier que l'on a :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa}$$

En travée : $M = 19.313 \text{ kN.m}$

$$A = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2 \quad A' = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2 \quad D = \frac{15}{b} (A' + A) = \frac{15}{30} (4.62 + 4.62) = 4.62$$

$$E = \frac{30}{b} (A' d' + Ad) = \frac{30}{30} (4.62 * 5 + 4.62 * 45) = 231$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -4.62 + \sqrt{4.62^2 + 231} = 11.2654 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A' (y_1 - d)^2 + 15A (d - y_1)^2 = \frac{30 \cdot 11.2654^3}{3} + 15 \cdot 4.62 (11.2654 - 5)^2 + 15 \cdot 4.62 \cdot (45 - 11.2654)^2 = 95882.2315 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{19.313}{95882.2315} = 0.2014$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.2014 \cdot 11.2654 = 2.27 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa}$$

En Appuis :

$$M = 45.928 \text{ kN.m}$$

$$A = 3T14 + 6T16 = 16.68 \text{ cm}^2 \quad A' = 9T14 = 13.86 \text{ cm}^2 \quad D = \frac{15}{b} (A' + A) = \frac{15}{30} (16.68 + 13.86) = 15.27$$

$$E = \frac{30}{b} (A' d' + A d) = \frac{30}{30} (13.86 \cdot 5 + 16.68 \cdot 45) = 819.9$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 15.27 + \sqrt{15.27^2 + 819.9} = 17.1811 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A' (y_1 - d)^2 + 15A (d - y_1)^2 = \frac{30 \cdot 17.1811^3}{3} + 15 \cdot 13.86 (17.1811 - 45)^2 + 15 \cdot 16.68 \cdot (45 - 17.1811)^2 = 275192.5356 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{45.928}{275192.5356} = 0.1669$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.1669 \cdot 17.1811 = 2.87 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa}$$

2.3 FERRAILLAGE TRANSVERSAL :

Les efforts tranchants maximum de la poutre principale de rive et intermédiaire sont évalués plus haut sont comme suit :

$$\text{Etat limite ultime (ELU)} : V_u = 73.16 \text{ KN}$$

$$\text{Etat Accidental (ACC)} : V_{acc} = 161.40 \text{ KN}$$

A) Vérification de la contrainte de compression dans la bielle d'about :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_o a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad a = 0.9d \quad \text{(a)}$$

$$\text{Etat limite ultime (ELU)} : V_u = 73.16 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot 73.16 \cdot 1000}{30 \cdot 0.9 \cdot 50 \cdot 100} = 1.09 \text{ Mpa} \quad 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.8 \cdot \frac{25}{1.5} = 13.3 \text{ Mpa} \quad \text{donc la condition (a) est vérifiée}$$

$$\text{Etat accidentel (ACC)} : V_{acc} = 161.4 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot 161.4 \cdot 1000}{30 \cdot 0.9 \cdot 50 \cdot 100} = 2.40 \text{ Mpa} \quad 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.8 \cdot \frac{25}{1.15} = 17.4 \text{ Mpa} \quad \text{donc la condition (a) est vérifiée}$$

B) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures

On doit vérifier que la condition suivante soit établit :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9*d} \right) \quad (\text{b})$$

Etat limite ultime (ELU) : $V_u = 73.16 \text{ KN}$ $M_u = 62.983 \text{ KN.m}$

$$A_l = 9T14 = 13.86 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9*d} \right) = \frac{1.15}{400} 10^{-2} \left(73.16 * 10^3 - \frac{62.983 * 10^5}{0.9 * 45} \right) = -2.37 \text{ cm}^2 \text{ la condition (b) est vérifiée}$$

Etat accidentel (ACC) : $V_u = 161.4 \text{ KN}$ $M_u = 245.49 \text{ KN.m}$

$$A_l = 9T14 = 13.86 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9*d} \right) = \frac{1}{400} 10^{-2} \left(161.4 * 10^3 - \frac{245.49 * 10^5}{0.9 * 45} \right) = -11.12 \text{ cm}^2 \text{ la condition (b) est vérifiée}$$

C) Vérification de la résistance du béton et des armatures au voisinage d'un appui (CBA93)

Etant dans le cas d'armature d'âme sont droite et que la fissuration est jugée peu préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau \leq \tau_{lim} = \min \left(0.2x \frac{f_{28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{c}) \quad \text{avec } \tau = \frac{V_u}{bd}$$

Etat limite ultime (ELU) : $V_u = 73.16 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{73.16 * 10}{30 * 45} = 0.54 \text{ MPa} \quad \tau \leq \tau = \min \left(0.2x \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.3 \text{ MPa} \quad \text{condition (c) vérifié}$$

Etat Accidentel (ACC) : $V_{acc} = 161.4 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{161.4 * 10}{30 * 45} = 1.2 \text{ MPa} \quad \tau_{lim} \leq \tau = \min \left(0.2x \frac{25}{1.15} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4.5 \text{ MPa} \quad \text{condition (c) vérifié}$$

a) Section et écartement des armatures transversales (BAEL91)

- Le diamètre des armatures transversales est limité par la relation :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_o}{10} \right) \text{ avec } \phi_l = 1.4 \text{ cm} ; \frac{h}{35} = \frac{50}{35} = 1.4 \text{ cm} ; \frac{b_o}{10} = \frac{30}{10} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } \phi_t \leq \min (1.4 ; 1.4 ; 3) = 1.4 \text{ cm}$$

On adopte un diamètre de $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 et une section comprenant un cadre et un étrier soit $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- L'espace des cadres est donné par la relation suivante (CBA93 /A.5.1.2.3) :

$$\frac{A_t}{b * s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 K f_{tj})}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

K=1 (flexion simple sans reprise de bétonnage et la fissuration peu préjudiciable)

$\alpha = 90^\circ$

La relation devient : $s_t \leq \frac{A_t 0.9 f_e}{\gamma_s b (\tau_u - 0.3 f_{tj})}$ $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ Mpa}$

Etat limite ultime (ELU) : $V_u = 73.16 \text{ Kn}$ $\tau = 0.54 \text{ MPa}$ (voir plus haut)

On remarque que le terme $(\tau_u - 0.3 * f_{tj}) = 0.54 - 0.3 * 2.1 = -0.09 < 0$ on néglige la contribution du béton K=0 d'où on a

$$s_t \leq \frac{2.01 * 0.9 * 235}{1.15 * 30 * 0.54} = 22.8 \text{ cm}$$

Etat accidentel (ACC) : $\tau = 1.2 \text{ MPa}$

$$s_t \leq \frac{2.01 * 0.9 * 235}{1 * 30 * (1.2 - 0.3 * 2.1)} = 24.9 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad s_t = \min(22.8 ; 24.9) = 22.8 \text{ cm}$$

Section minimale réglementaire (BAEL91)

- $s_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 * 45 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$
- $s_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = \frac{2.01 * 235}{0.4 * 30} = 39 \text{ cm}$

Section minimale réglementaire (RPA99version 2003)

○ **Zone nodale :**

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right) = \min\left(\frac{50}{4} ; 12 * 1.4\right) = 12.5 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad s_t = 10 \text{ cm}$$

○ **Zone courante :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad s_t = 15 \text{ cm}$$

Quantité d'armature transversale minimal (RPA99version 2003)

○ **Zone nodale :**

$$A_{tmin} = 0.003 * s * b = 0.003 * 10 * 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \quad A_t = 2.01 > A_{tmin} = 0.9 \text{ cm}^2$$

○ **zone courante :**

$$A_{tmin} = 0.003 * s * b = 0.003 * 15 * 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \quad A_t = 2.01 > A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2$$

la quantité minimum d'armature minimal est assurée.

LES TABLEAUX RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES

PRINCIPALES

POUTRE PRINCIPALE DE RIVE (PP2)					
COMBINAISON	MOMENT	Acal (cm ²)	ARMATURE ADOPTE	Acal (cm ²)	
ELU	Mt(kN.m)=	26.463	1.72	3T14	4.62
	Ma sup(kN.m)=	-62.983	4.18	on adopte Ma sup (acc)	16.68
ACCIDENTELLE	Ma sup (kN.m)=	-245.49	15.59	3T14+6T16	16.68

	Ma inf(KN.m)=	217.506	13.56	3T14+6T14	13.86
--	---------------	---------	-------	-----------	-------

POUTRE PRINCIPALE INTERMEDIAIRE (PP2)					
COMBINAISON	MOMENT		Acal (cm ²)	ARMATURE ADOPTE	Acal (cm ²)
ELU	Mt(kN.m)=	89.136	6.02	3T14+2T12	6.62
	Ma sup(KN.m)=	-102.04	6.96	on adopte Ma sup (ACC)	12.64
ACCIDENTELLE	Ma sup (kN.m)=	-184.95	11.3	3T14+3T16+2T12	12.64
	Ma inf(KN.m)=	119.259	7.02	3T14+3T12	8.01

POUTRE PRINCIPALE INTERMEDIAIRE (PP3)(ascen)					
COMBINAISON	MOMENT		Acal (cm ²)	ARMATURE ADOPTE	Acal (cm ²)
ELU	Mt(kN.m)=	27.709	1.8	3T14	4.62
	Ma sup(KN.m)=	49.165	3.24	on adopte Ma sup (acc)	18.93
ACCIDENTELLE	Ma inf (kN.m)=	259.19	17.66	3T14+6T16+2T12	18.93
	Ma sup(KN.m)=	265.28	18.2	3T14+3T16+2T12	18.93

Les sections minimales étant :

$$A_{\min RPA} = 0.5\% * 30 * 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min BEAL} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 45 * \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 \text{ (armatures tendues.)}$$

LES TABLEAUX RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35).

POUTRE SECONDAIRE DE RIVE					
COMBINAISON	MOMENT		Acal (cm ²)	ARMATURE ADOPTE	Acal (cm ²)
ELU	Mt(kN.m)=	28.701	2.72	3T14	4.62
	Ma(KN.m)=	-52.065	5.09	on adopte Ma sup (acc)	9.24
ACCIDENTELLE	Ma inf (kN.m)=	76.429	6.56	3T14+2T12	6.88
	Ma sup(KN.m)=	-103.33	9.16	6T14	9.24

POUTRE SECONDAIRE INTERMEDIAIRE					
COMBINAISON	MOMENT		Acal (cm ²)	ARMATURE ADOPTE	Acal (cm ²)
ELU	Mt(kN.m)=	5.393	0.5	3T14+2T12	6.88
	Ma(KN.m)=	-3.923	0.36	on adopte Ma sup (acc)	8.01
ACCIDENTELLE	Ma inf (kN.m)=	97.79	8.61	6T14	9.24
	Ma sup(KN.m)=	-87.697	7.63	3T14+3T12	8.01

Les sections minimales étant :

$$A_{\min RPA} = 0.5\% * 30 * 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min BEAL} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 31.5 * \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2 \text{ (armatures tendues.)}$$

Tableau récapitulatif des la vérification de la résistance du béton et des armatures au voisinage d'un appui (CBA93)

POUTRE PRINCIPALE DE RIVE			
COMBINAISON	EFFORT TRANCHANT		τ (Mpa)
1.35G+1.5P	V(KN)=	73.16	0.77
ACCIDENTELLE	V(KN)=	161.4	1.71

POUTRE PRINCIPALE INTERMEDIARE			
COMBINAISON	EFFORT TRANCHANT		τ (Mpa)
1.35G+1.5P	V(KN)=	128.88	1.36
ACCIDENTELLE	V(KN)=	182.94	1.94

POUTRE PRINCIPALE INTERMEDIARE (PP3) (ascen)			
COMBINAISON	EFFORT TRANCHANT		τ (Mpa)
1.35G+1.5P	V(KN)=	63.32	0.67
ACCIDENTELLE	V(KN)=	233.61	2.47

POUTRE SECONDAIRE DE RIVE			
COMBINAISON	EFFORT TRANCHANT		τ (Mpa)
1.35G+1.5P	V(KN)=	67.22	0.71
ACCIDENTELLE	V(KN)=	89.75	0.95

POUTRE SECONDAIRE INTERMEDIARE			
COMBINAISON	EFFORT TRANCHANT		τ (Mpa)
1.35G+1.5P	V(KN)=	41.62	0.44
ACCIDENTELLE	V(KN)=	67.55	0.71

La fissuration est vérifié vu que l'on a :

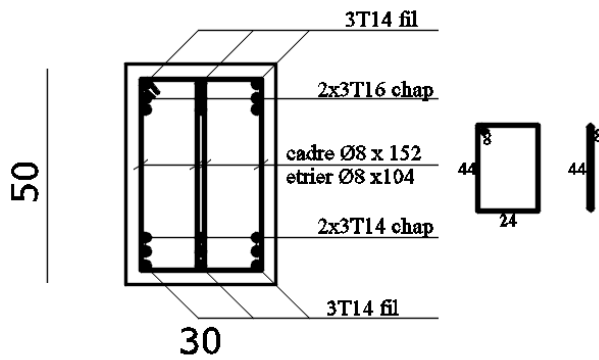
$$\tau \leq \tau = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{MPa} \right) = 3.3 \text{MPa} \quad (\text{ELU})$$

$$\tau \leq \tau = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.15}; 5 \text{MPa} \right) = 4.5 \text{MPa} \quad (\text{ELA})$$

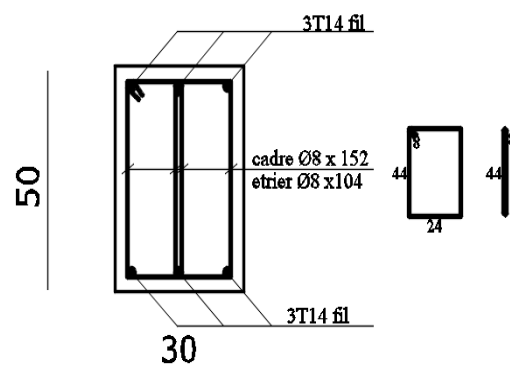
Poutre principale 30x50 :

Poutre de rive PP1 :

***En appuis**

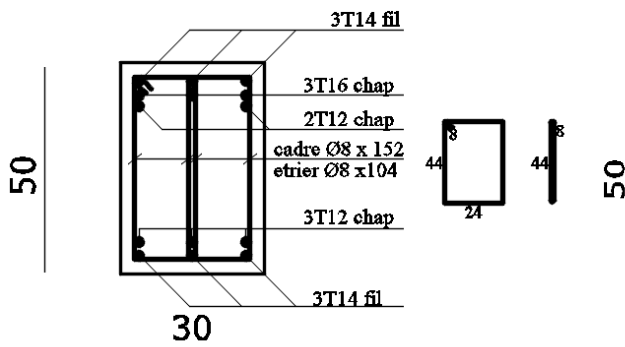


***En travée**

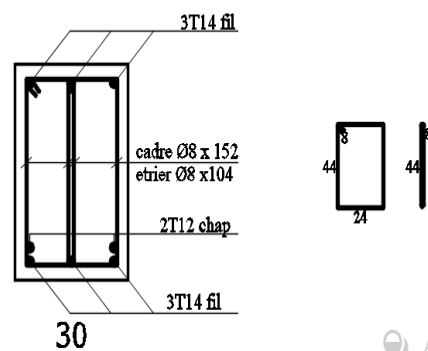


Poutre intermédiaire PP2 :

***En appuis**

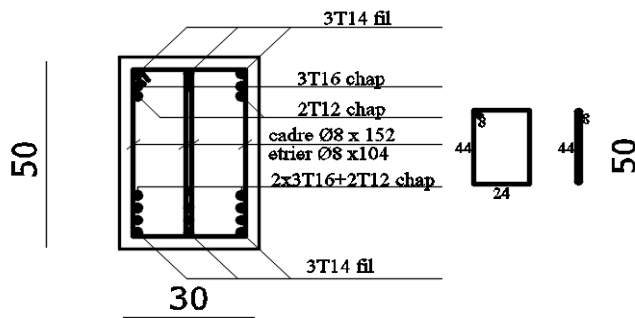


***En travée**

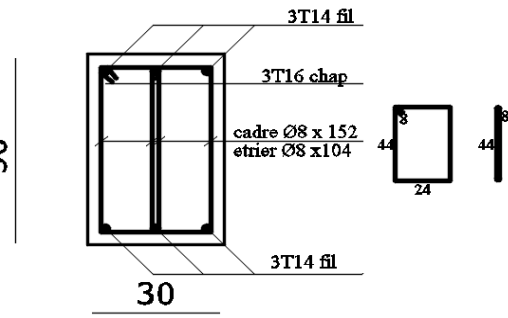


Poutre intermédiaire PP3 (asc)

*En appuis



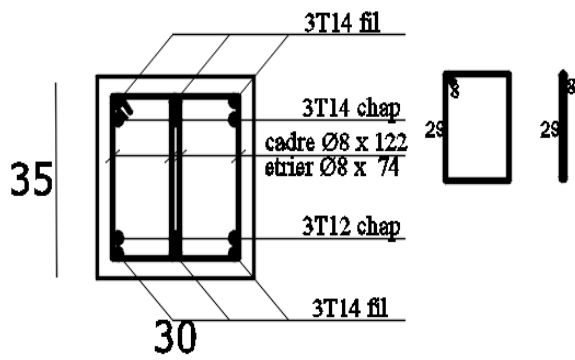
*En travée



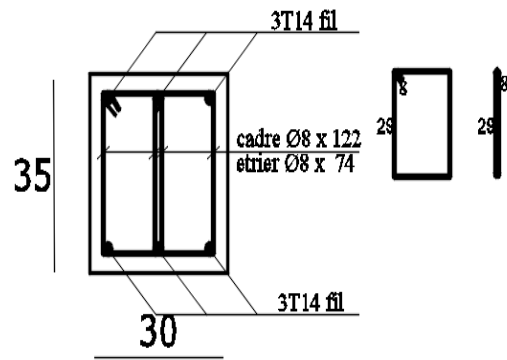
POUTRE SECONDAIRE 30x35 :

Poutre de rive PS1-PS3 :

*En appuis

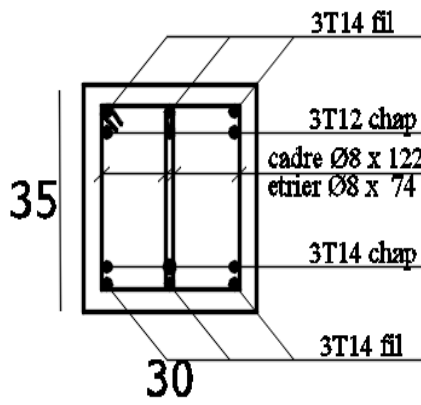


*En travée

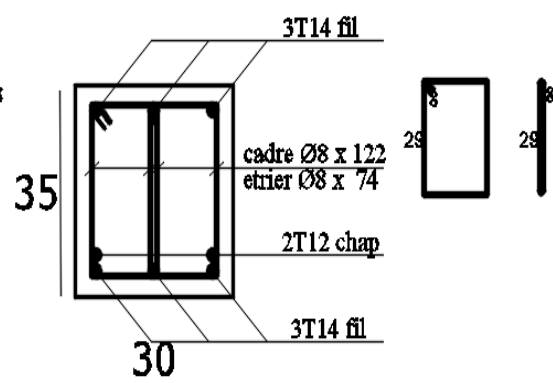


Poutre intermédiaire PS2 :

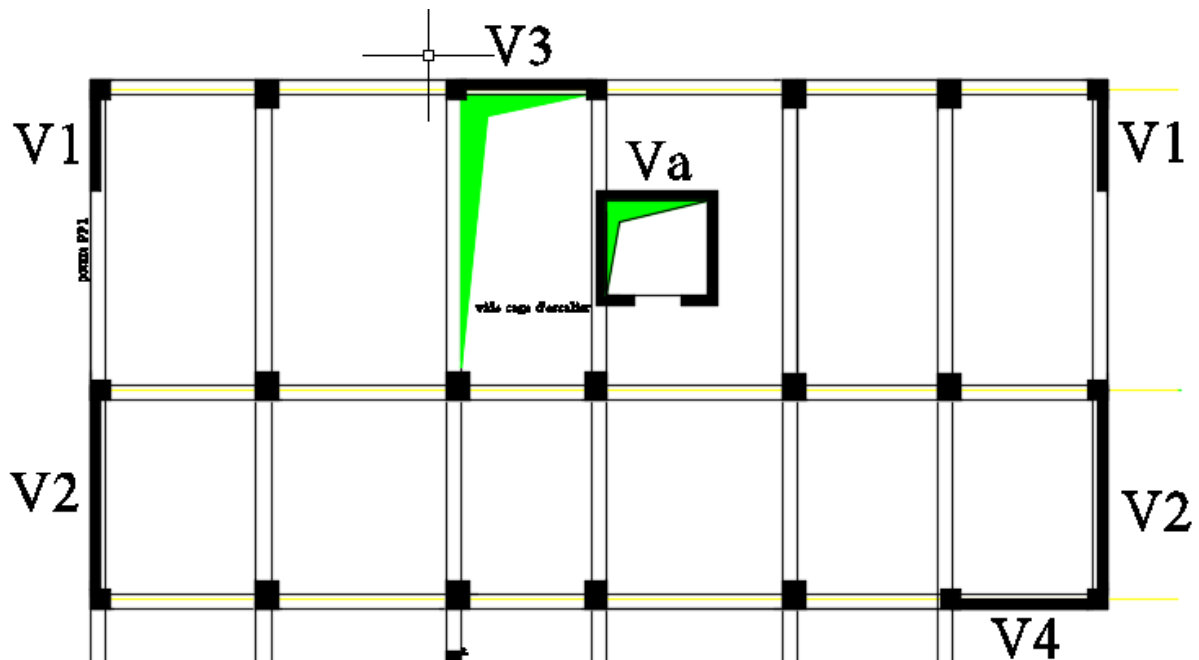
*En appuis



*En travée



3. ETUDE DES VOILES :



Les voiles sont des éléments verticaux qui reprennent des efforts verticaux et horizontaux auxquelles la construction est soumise. Le calcul du ferrailage des voiles ainsi que les différentes vérifications sera fait conformément au règlement parasismique algériens RPA99/version2003 et le règlement BAEL91.

A) COFFRAGE DES VOILES :

Sont considéré comme des voiles les éléments satisfaisant aux conditions suivantes :

- $l \geq a$ (RPA99/version 2003/art7.7.1). L'épaisseur minimale est de 15 cm et doit vérifier les conditions de rigidité si dessus.

B) VERIFICATION DES EPAISSEURES :

- d) Voile type V1 (rigidifié d'un seule coté). $he = 442 - 50 = 392$ cm : $a \geq \frac{392}{22} = 17.8$ cm
- e) Voile type V2 (rigidifié des deux cotés). $he = 442 - 50 = 392$ cm : $a \geq \frac{392}{25} = 15.7$ cm
- f) Voile type V3 et V4 (rigidifié des deux cotés). $he = 442 - 30 = 412$ cm : $a \geq \frac{412}{25} = 16.5$ cm
- Donc l'épaisseur adopté $a = 20$ cm convient parfaitement.

C) LE FERRAILLAGE DES VOILES :

La disposition des voiles de contreventement est fait dans deux les directions orthogonales et tenant compte des dispositions de coffrage cité plus haut le ferrailage des voiles sera fait en flexion composé avec effort tranchant, Conformément au règlement RPA99/version2003 (art 7.7.4).Le calcul se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen.

On distinguera les ferrailages suivant :

- * Le ferrailage vertical.
- * Le ferrailage horizontal.

Le règlement impose une section minimale a prévoir comme suit :

- * Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Globalement dans la section du voile : } A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot h \\ - \text{En zone courante : } A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot h \end{array} \right\} (RPA99/verssion2003)$$

- * L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $\delta \leq \min(1,5 \cdot e ; 30cm)$ en zone courante.

- * Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- * Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

* Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

* A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile et cet espacement doit être au plus égale a 15 cm comme indique ci-dessus.

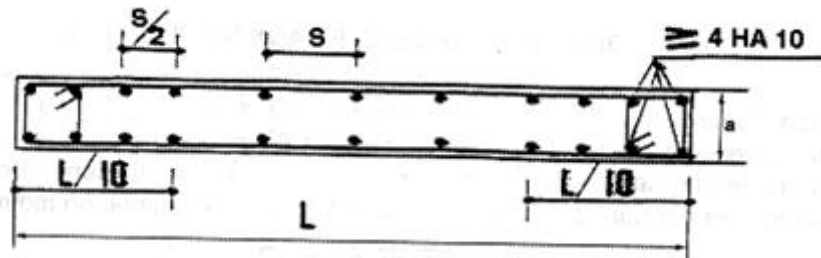


Fig. 7.13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

* 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

$$\tau_b \leq \tau_{lim} = 0.2 * f_{c28} \quad \text{avec} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b * 0.9 * h} \quad \text{et} \quad \bar{V} = 1.4 * V$$

D) VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT AU NIVEAU DES VOILES :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_{blim} = 0.2 * f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 * V_u}{b * 0.9 * h} \quad \tau_b \leq \tau_{blim}$$

On regroupera l'ensemble des résultats dans le tableau ci-dessous.

Fc28(Mpa)=	25
contrainte de cisaillement limite	5
fe(Mpa)=	400

Pier	Load	VOILE	V(kN)	1,4*V(kN)	ep(cm)	L(cm)	cont cis (Mpa)
P1	GPEX MIN	20x350	1099.59	1539.4	20	350	2.44
P2	GPEX MAX	20x350	681.42	954.0	20	350	1.51
P3	GPEX MAX	20x105	330.56	462.8	20	105	2.45
P4	GPEX MIN	20x105	385.03	539.0	20	105	2.85
P5	GPEX MAX	20x330	462.96	648.1	20	330	1.09
P6	GPEX MIN	20x78	121.86	170.6	20	78	1.22

P7	GPEX MIN	20x78	154.42	216.2	20	78	1.54
P8	08GEX MAX	20x54	119.68	167.6	20	54	1.72
P10	GPEX MAX	20x220	337.18	472.1	20	220	1.19
P11	GPEY MIN	20x457	1431.83	2004.6	20	457	2.44
P12	GPEX MAX	20x457	1261.89	1766.6	20	457	2.15
P13	GPEX MAX	20x220	342.22	479.1	20	220	1.21
P14	GPEX MIN	20x220	613.91	859.5	20	220	2.17
P15	GPEY MIN	20x210	424.28	594.0	20	210	1.57
P16	GPEX MAX	20x210	334.78	468.7	20	210	1.24
P17	08GEX MIN	20x63	72.09	100.9	20	63	0.89
P18	08GEX MAX	20x63	68.02	95.2	20	63	0.84

Il apparait que les contraintes tangentielles sont inferieure aux la contrainte tangentielle limite impose par le RPA99version 2003.

E) CALCUL DU FERRAILLAGE DES VOILES :

Nous allons procéder a un exemple de calcul du voile V2 comme indiqué sur la vue en plan ci-dessus.

(I) VOILE V2 :

* Pour le ferrailage vertical et horizontal nous allons procéder au calcul du ferrailage du niveau RDC de ce voile en déterminant les sollicitations suivantes :

1^{er} cas : $-N_{max}$, M_{cor}

2 em cas : $-N_{min}$, M_{cor}

3 em cas : $-N_{cor}$, M_{max}

Le ferrailage obtenue sera adopte au 1 er niveau.

*La même démarche sera faite pour le 2 em niveau et le ferrailage sera adopte pour le 3 em niveau.

*De même le ferrailage du 3 em niveau sera adopte pour le reste des niveaux.

A-NIVEAU RDC :

-ETAT LIMITE ULTIME : (1.35 G + 1.5 P)

- **PREMIER CAS** :

$h=457$ cm $b=20$ cm

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$N_{\max}=3149.37 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}}=50.539 \text{ kN.m} \quad V=94.86 \text{ kN}$$

- L'excentricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{3149.37}{50.539} = 1.605 \text{ cm}$

- $h/12 = 457/12 = 38.08 \text{ cm}$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est appliqué à l'intérieur du noyau central.

- l'élanement du poteau étant égale à $\lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 * 442/457 = 0.677$

- $20 * e_o / h = 20 * 1.605/457 = 0.07$

On a donc $\lambda < \max\left(15, 20 * \frac{e_o}{h}\right)$ soit $\lambda = 0.677 < \max(15, 0.07) = 15$

Donc le calcul des voiles à la stabilité de forme peut être effectué par la méthode simplifiée qui permet de calculer le voile soumis à une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées

suivantes (BAEL 91 modifiée 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1(e_o + e_a + e_2)$$

- e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 442/250) = \max(2, 1.768)$$

Soit : $e_a = 2 \text{ cm}$

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \phi)$$

- $\phi = 2$

- $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 83.252 \text{ kN.m} \quad M_Q = 41.234 \text{ kN.m}$

$$\alpha = \frac{83.252}{83.252 + 41.234} = 0.6688 \quad e_2 = \frac{3 * 0.7 * 442.1^2}{10^4 * 457} (2 + 0.6688 * 2) = 0.210$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 3149.37 \text{ kN}$$

$$M' = 3149.37 (1.605 + 2 + 0.112) = 120.148 \text{ KN.m}$$

L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{120.148}{3149.37} = 3.81 \text{ cm}$

$e_1 < h/2=228.5$ cm donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve a l'intérieur de la section du voile.

- On devra déterminer si la section est partiellement comprimée en vérifiant l'expression suivante :

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h > N'_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 \quad (I)$$

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = (0.337 \cdot 457 - 0.81 \cdot 45.7) \cdot 14.17 \cdot 20 \cdot 457 / 100 = 15152.08 \text{ kN.m}$$

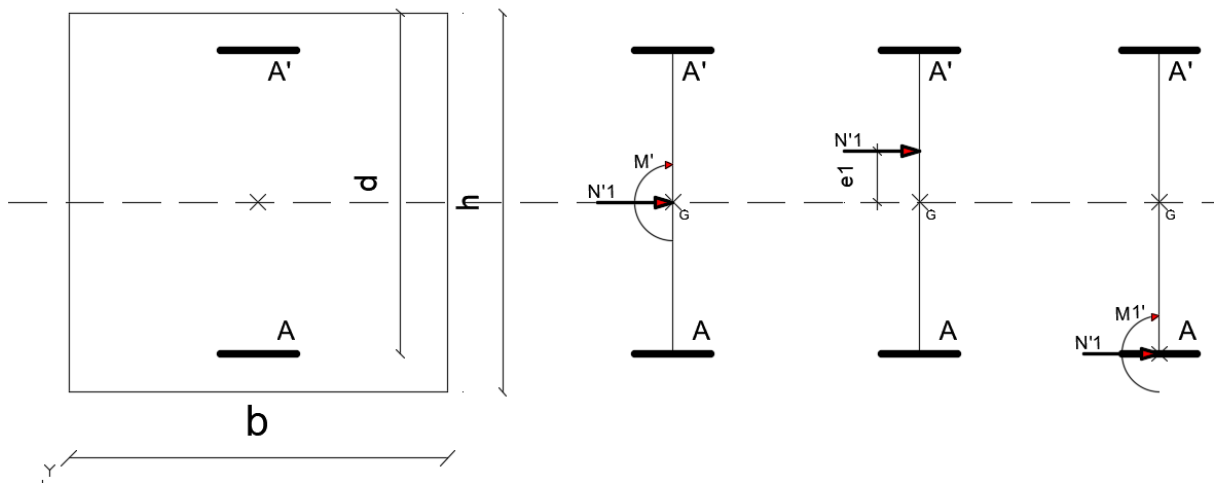
$$N'_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 = 3149.37 \cdot (411.3 - 45.7) / 100 - 5877.1964 = 5636.90 \text{ kN.m}$$

Donc l'expression (I) est vérifiée donc la section est partiellement comprimée.

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 120.148 + 3149.37 \cdot (411.3 - 457/2) \cdot 10^{-2} = 5877.1964 \text{ kN.m}$$

Calcul du ferrailage de la section :



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.1226$$

$\mu = 0,1226 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.1226}) = 0.1640$$

$$\beta = 1 - 4 \cdot \alpha = 1 - 4 \cdot 0.1640 = 0.9344$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{450.67}{348 \cdot 0.8661 \cdot 411.3} = 43.97 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 43.97 - \frac{3149.37 \cdot 1000}{100 \cdot 348} = -46.58 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } \mathbf{A = 0 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE :

$$A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot V}{f_e} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot 94.86}{400} \cdot 10 = \mathbf{3.7 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTALS (RPA 99 version 2003 art 7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t = h = 389.6 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.2\% \cdot 20 \cdot 389.6 = \mathbf{15.6 \text{ cm}^2}$$

➤ Acier verticaux et horizontaux:

Zone globale : $A_{min} = 0.15\% \cdot a \cdot L = 0.15\% \cdot 457 \cdot 20 = \mathbf{13.7 \text{ cm}^2}$

Zone courante : $A_{min} = 0.10\% \cdot (L - 2 \cdot \frac{L}{10}) \cdot a = 0.10\% \cdot (457 - 2 \cdot \frac{457}{10}) \cdot 20 = \mathbf{7.3 \text{ cm}^2}$

- DEUXIEME CAS : $h = 457 \text{ cm}$ $b = 20 \text{ cm}$

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$N_{max} = 2501.88 \text{ kN} \quad M_{cor} = 158.265 \text{ kN.m} \quad V = 18.42 \text{ kN}$$

- L'excentricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{2501.88}{158.265} = 6.326 \text{ cm}$

- $h/12 = 457/12 = 38.08 \text{ cm}$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est appliqué à l'intérieur du noyau central.

- l'élancement du poteau étant égale à $\lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 \cdot 442/457 = 0.677$

- $20 \cdot e_o / h = 20 \cdot 6.326/457 = 0.277$

On a donc $\lambda < \max(15, 20 \cdot \frac{e_o}{h})$ soit $\lambda = 0.677 < \max(15, 0.277) = 15$

Donc le calcul des voiles à la stabilité de forme peut être effectué par la méthode simplifiée qui permet de calculer le voile soumis à une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1 (e_o + e_a + e_2)$$

- e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiale (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 442/250) = \max(2, 1.768)$$

Soit : $e_a = \mathbf{2 \text{ cm}}$

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, lié à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi)$$

- $\phi = 2$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 115.653 \text{ kN.m} \quad M_Q = 1.422 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{115.653}{115.653 + 1.422} = 0.9879 \quad e_2 = \frac{3 \cdot 0.7 \cdot 442.1^2}{10^4 \cdot 457} (2 + 0.9879 \cdot 2) = 0.25$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 2501.88 \text{ kN}$$

$$M' = 2501.88 (6.326 + 2 + 0.25) = 214.561 \text{ KN.m}$$

L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{214.561}{2501.88} = 8.58 \text{ cm}$

$e_1 < h/2 = 228.5 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'intérieur de la section du voile.

- On devra déterminer si la section est partiellement comprimée en vérifiant l'expression suivante :

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h > N'_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 \quad (\text{I})$$

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = (0.337 \cdot 457 - 0.81 \cdot 45.7) \cdot 14.17 \cdot 20 \cdot 457 / 100 = 15152.08 \text{ kN.m}$$

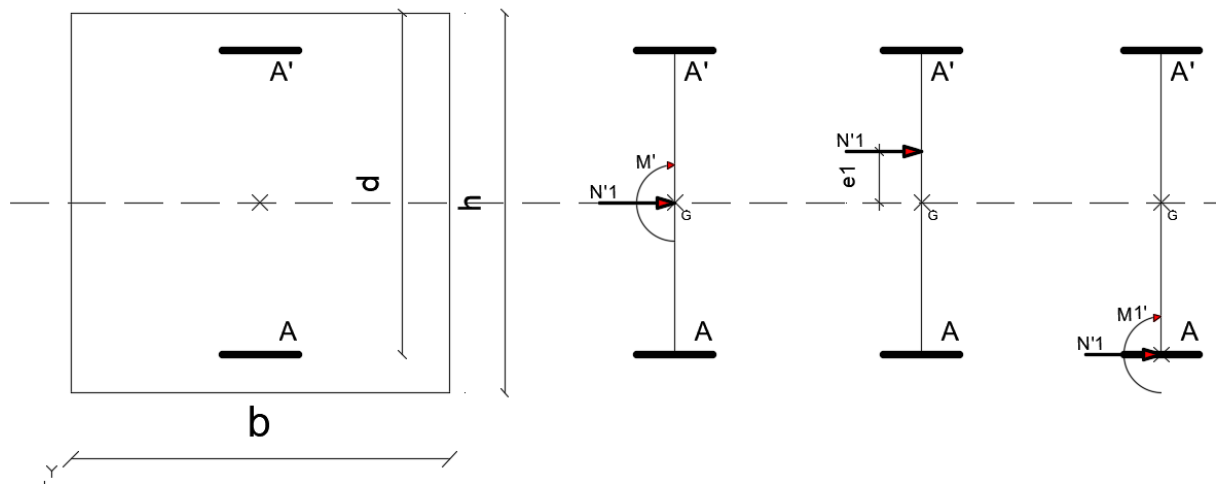
$$N'_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 = 2501.88 \cdot (411.3 - 45.7) / 100 - 4787.998 = 4358.88 \text{ kN.m}$$

Donc l'expression (I) est vérifiée donc la section est partiellement comprimée.

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 214.561 + 2501.88 \cdot (411.3 - 457/2) \cdot 10^{-2} = 4787.998 \text{ kN.m}$$

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.0999$$

$\mu = 0,0999 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0999}) = 0.1318$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.1318 = 0.9473$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{4787.998}{348 * 0.9473 * 411.3} = 35.33 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 * \sigma_s} = 35.33 - \frac{2501.88 * 1000}{100 * 348} = -36.60 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } \mathbf{A = 0 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{vj} = 1.1 * \frac{1.4 * V}{f_e} = 1.1 * \frac{1.4 * 18.42}{400} * 10 = \mathbf{0.7 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTALS (RPA 99 version 2003 art 7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t = h = 416 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.2\% * 20 * 416 = \mathbf{16.64 \text{ cm}^2}$$

➤ Acier verticaux et horizontaux:

$$\text{Zone globale : } A_{min} = 0.15\% * a * L = 0.15\% * 457 * 20 = \mathbf{13.7 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Zone courante : } A_{min} = 0.10\% * (L - 2 * \frac{L}{10}) * a = 0.10\% * (457 - 2 * \frac{457}{10}) * 20 = \mathbf{7.3 \text{ cm}^2}$$

REMARQUE : le troisième cas (M_{max} avec N_{cor}) est le même que le deuxième cas (N_{min} avec M_{cor})

ETAT ACCIDENTELLE

- PREMIER CAS $h = 457 \text{ cm}$ $b = 20 \text{ cm}$

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$N_{max} = 4791.68 \text{ kN} \quad M_{cor} = 6733.55 \text{ kN.m} \quad V = 1235.29 \text{ kN}$$

Les poteaux sont soumis à une charge soumise à un de moment de flexion -

$$L'excéntricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{6733.55}{4791.68} = 140.526 \text{ cm}$$$

$$- h/12 = 457/12 = 38.08 \text{ cm}$$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est applique a l'extérieure du noyau central.

- l'élancement du poteau étant égale a $\lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 * 442 / 457 = 0.677$

- $20 * e_o / h = 20 * 140.526 / 457 = 6.15$

On a donc $\lambda < \max(15, 20 * \frac{e_o}{h})$ soit $\lambda = 0.677 < \max(15, 6.15) = 15$

Donc le calcul des voiles a la stabilité de forme peut être effectuée par la méthode simplifiée qui permet de calculer le voile soumis à une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifiée 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1 (e_o + e_a + e_2)$$

- e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 442/250) = \max(2, 1.768)$$

$$\text{Soit : } e_a = 2 \text{ cm}$$

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \phi)$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 115.653 \text{ kN.m} \quad M_Q = 1.422 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{115.653}{115.653 + 1.422} = 0.9879 \quad e_2 = \frac{3 * 0.7 * 442.1^2}{10^4 * 457} (2 + 0.9879 * 2) = 0.25$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 4791.68 \text{ kN}$$

$$M' = 4791.68 (140.526 + 2 + 0.25) = 6841.369 \text{ KN.m}$$

L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{6841.369}{4791.68} = 142.78 \text{ cm}$

$e_1 < h/2 = 228.5 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'intérieur de la section du voile.

- On devra déterminer si la section est partiellement comprimée en vérifiant l'expression suivante :

$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h > N'_1 * (d - c_1) - M'_1 \quad (\text{I})$$

$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h = (0.337 * 457 - 0.81 * 45.7) * 18.48 * 20 * 457 / 100 = 19760.79 \text{ kN.m}$$

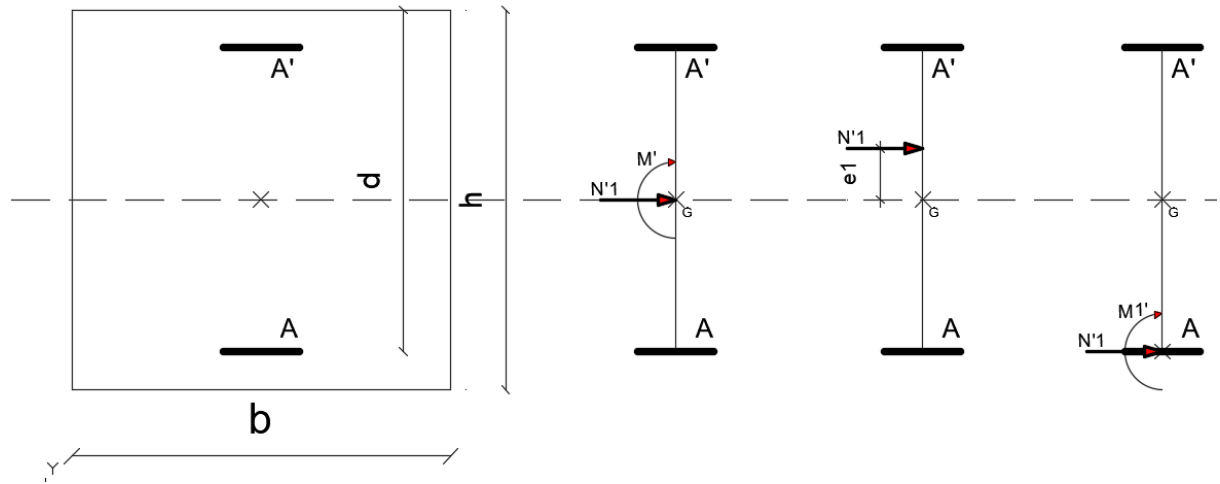
$$N'_1 * (d - c_1) - M'_1 = 4791.68 * (411.3 - 45.7) / 100 - 15600.560 = 1917.82 \text{ kN.m}$$

Donc l'expression (I) est vérifiée donc la section est partiellement comprimée.

On a le moment pris par rapport aux armatures inferieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 6841.369 + 4791.68 * (411.3 - 457/2) 10^{-2} = \mathbf{15600.560 \text{ kN.m}}$$

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b * b * d^2} = 0.2495$$

$\mu = 0,2495 < \mu_1 = 0,380$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.2495}) = 0.3652$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.3652 = 0.8539$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{15600.56}{400 * 0.8539 * 411.3} = 111.05 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 * \sigma_s} = 111.05 - \frac{4791.68 * 1000}{100 * 400} = -8.75 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } \mathbf{A = 0 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{Vj} = 1.1 * \frac{1.4 * V}{f_e} = 1.1 * \frac{1.4 * 1235.29}{400} * 10 = \mathbf{47.6 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTAUX (RPA 99 version 2003 art 7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t = h = 306.8 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.2\% * 20 * 306.8 = \mathbf{12.3 \text{ cm}^2}$$

➤ Acier verticaux et horizontaux:

$$\text{Zone globale : } A_{min} = 0.15\% * a * L = 0.15\% * 457 * 20 = \mathbf{13.7 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Zone courante : } A_{min} = 0.10\% * (L - 2 * \frac{L}{10}) * a = 0.10\% * (457 - 2 * \frac{457}{10}) * 20 = \mathbf{7.3 \text{ cm}^2}$$

- **Deuxième CAS** h=457 cm b=20cm

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$N_{\min}=282.87 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}}=2999.581 \text{ kN.m} \quad V=668.5 \text{ kN}$$

$$\text{- L'excentricité de l'effort normal de compression } e_o = \frac{M}{N} = \frac{2999.581}{282.87} = 1060.410$$

cm

$$\text{- } h/12 = 457/12 = 38.08 \text{ cm}$$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est appliqué à l'extérieur du noyau central.

$$\text{- l'élanement du poteau étant égale à } \lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 * 442 / 457 = 0.677$$

$$\text{- } 20 * e_o / h = 20 * 1060.410 / 457 = 46.407$$

On a donc $\lambda < \max\left(15, 20 * \frac{e_o}{h}\right)$ soit $\lambda = 0.677 < \max(15, 46.407) = 46.407$

Donc le calcul des voiles à la stabilité de forme peut être effectué par la méthode simplifiée qui permet de calculer le voile soumis à une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1 (e_o + e_a + e_2)$$

- e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 442/250) = \max(2, 1.768)$$

$$\text{Soit : } e_a = 2 \text{ cm}$$

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \phi)$$

$$\text{- } \phi = 2$$

$$\text{- } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 115.653 \text{ kN.m} \quad M_Q = 1.422 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{115.653}{115.653 + 1.422} = 0.9879 \quad e_2 = \frac{3 * 0.7 * 442.1^2}{10^4 * 457} (2 + 0.9879 * 2) = 0.25$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 282.87 \text{ kN}$$

$$M' = 282.87 (1060.410 + 2 + 0.25) = \mathbf{3005.946 \text{ KN.m}}$$

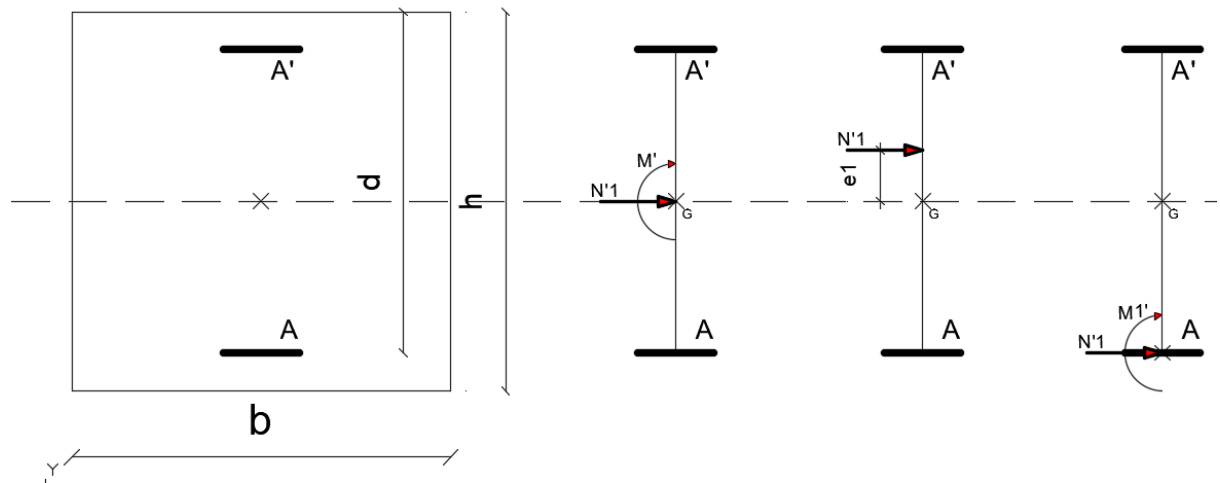
L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{3005.946}{282.87} = 1062.66 \text{ cm}$

$e_1 > h/2 = 228.5 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'extérieur de la section du voile.

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = 3005.946 + 282.87 * (411.3 - 457/2) * 10^{-2} = \mathbf{3523.032 \text{ kN.m}}$$

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b * b * d^2} = 0.0563$$

$\mu = 0.0563 < \mu_1 = 0,380$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0563}) = 0.0725$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.0725 = 0.9710$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{3523.0324}{400 * 0.9710 * 411.3} = 22.05 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 * \sigma_s} = 22.05 - \frac{282.87 * 1000}{100 * 400} = 14.98 \text{ cm}^2 > 0 \text{ donc } \mathbf{A = 14.98 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{vj} = 1.1 * \frac{1.4 * V}{f_e} = 1.1 * \frac{1.4 * 668.5}{400} * 10 = \mathbf{25.7 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTALS (RPA 99 version 2003 art

7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t=h=427.2$ cm

$$A_{min}=0.2\% * 20 * 427.2 = \mathbf{17.1 \text{ cm}^2}$$

➤ Acier verticaux et horizontaux:

Zone globale : $A_{min}=0.15\% * a * L = 0.15\% * 457 * 20 = \mathbf{13.7 \text{ cm}^2}$

Zone courante : $A_{min}=0.10\% * (L - 2 * \frac{L}{10}) * a = 0.10\% * (457 - 2 * \frac{457}{10}) * 20 = \mathbf{7.3 \text{ cm}^2}$

TROISIEME CAS :

$$h=457 \text{ cm} \quad b=20 \text{ cm}$$

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$M_{max}=9932.655 \text{ kN} \quad N_{cor}=1006.18 \text{ kN.m} \quad V=1293.32 \text{ kN}$$

- L'excentricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{9932.655}{1006.18} = 987.164 \text{ cm}$

$$- h/12 = 457/12 = 38.08 \text{ cm}$$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est appliqué à l'extérieure du noyau central.

- l'élanement du poteau étant égale à $\lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 * 442 / 457 = 0.677$

$$- 20 * e_o / h = 20 * 987.164 / 457 = 43.202$$

On a donc $\lambda < \max(15, 20 * \frac{e_o}{h})$ soit $\lambda = 0.677 < \max(15, 0.677) = 15$

Donc le calcul des voiles a la stabilité de forme peut être effectuée par la méthode simplifiée qui permet de calculer le voile soumis à une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1 (e_o + e_a + e_2)$$

- e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 442/250) = \max(2, 1.768)$$

$$\text{Soit : } e_a = \mathbf{2 \text{ cm}}$$

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \phi)$$

$$- \phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 83.252 \text{ kN.m} \quad M_Q = 41.234 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{83.252}{83.252 + 41.234} = 0.6688 \quad e_2 = \frac{3 \cdot 0.7 \cdot 442.1^2}{10^4 \cdot 457} (2 + 0.6688 \cdot 2) = 0.21$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 1006.18 \text{ kN}$$

$$M' = 1006.18 (987.164 + 2 + 0.21) = 9954.893 \text{ KN.m}$$

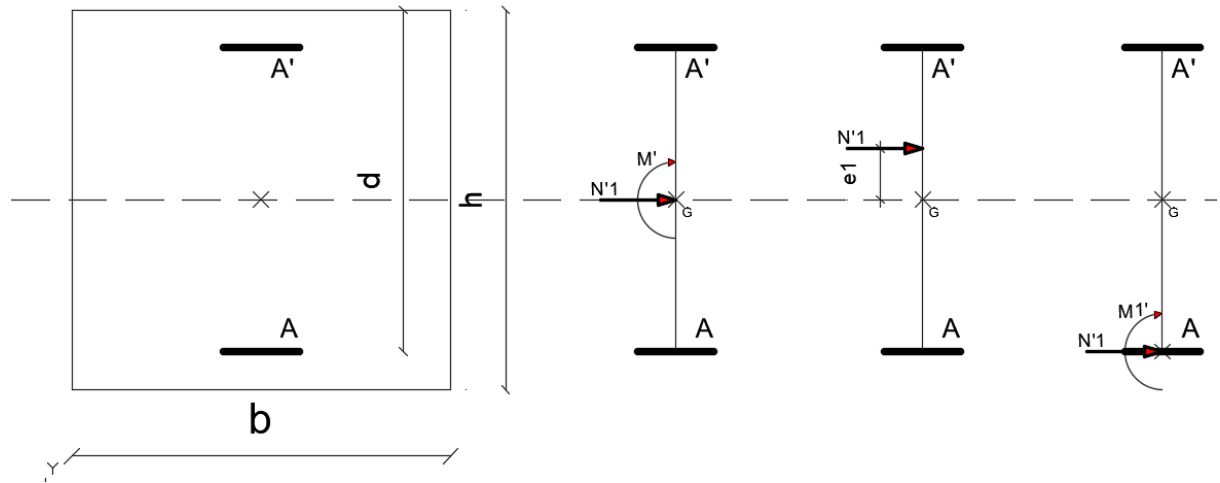
L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{9954.893}{1006.18} = 989.37 \text{ cm}$

$e_1 > h/2 = 228.5 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'extérieur de la section du voile.

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 9954.893 + 1006.18 \cdot (411.3 - 457/2) \cdot 10^{-2} = 11794.190 \text{ kN.m}$$

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.1886$$

$\mu = 0,1886 < \mu_1 = 0,380$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.0} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.1886}) = 0.2635$$

$$\beta = 1 - 4 \cdot \alpha = 1 - 4 \cdot 0.2635 = 0.8946$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11794.180}{400 \cdot 0.8946 \cdot 411.3} = 80.13 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 80.13 - \frac{1006.18 \cdot 1000}{100 \cdot 400} = 54.98 \text{ cm}^2 > 0 \text{ donc } \mathbf{A = 54.98 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot V}{f_e} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot 1293.32}{400} \cdot 10 = \mathbf{49.8 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTAUX (RPA 99 version 2003 art 7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t = h = 348.6 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.2\% \cdot 20 \cdot 348.6 = \mathbf{13.9 \text{ cm}^2}$$

➤ Acier verticaux et horizontaux:

$$\text{Zone globale : } A_{min} = 0.15\% \cdot a \cdot L = 0.15\% \cdot 457 \cdot 20 = \mathbf{13.7 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Zone courante : } A_{min} = 0.10\% \cdot (L - 2 \cdot \frac{L}{10}) \cdot a = 0.10\% \cdot (457 - 2 \cdot \frac{457}{10}) \cdot 20 = \mathbf{7.3 \text{ cm}^2}$$

CAS AVEC UN EFFORT NORMAL DE TRACTION :

PREMIER CAS :

$$h = 457 \text{ cm} \quad b = 20 \text{ cm}$$

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$N_{max} = -1118.63 \text{ kN} \quad M_{cor} = 6967.9 \text{ kN.m} \quad V = 1261.89 \text{ kN}$$

$$\text{- L'excentricité de l'effort normal de compression } e_o = \frac{M}{N} = \frac{6967.9}{1118.63} = 622.896 \text{ cm}$$

$$\text{- } h/12 = 457/12 = 38.08 \text{ cm}$$

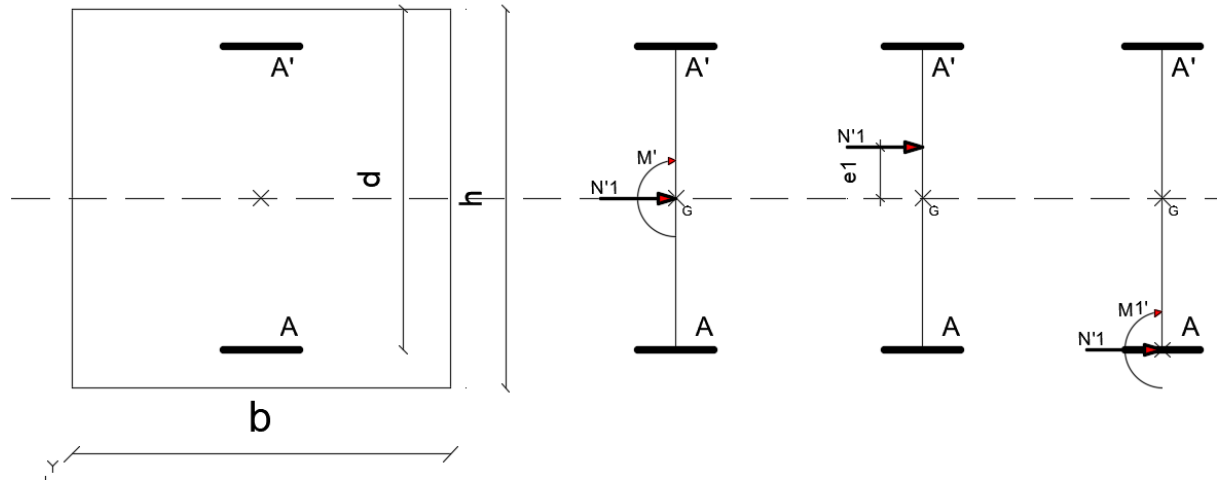
$e_o > h/2 = 228.5 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'extérieur de la section du voile.

Donc la section est partiellement comprimée.

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 6967.9 - 1118.63 \cdot (411.3 - 457/2) \cdot 10^{-2} = \mathbf{4923.044 \text{ kN.m}}$$

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.0787$$

$\mu = 0,0787 < \mu_1 = 0,380$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.0} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0787}) = 0.1026$$

$$\beta = 1 - 4 \cdot \alpha = 1 - 4 \cdot 0.1026 = 0.9589$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4923.0444}{400 \cdot 0.9589 \cdot 411.3} = 31.2 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 31.2 + \frac{1118.63 \cdot 1000}{100 \cdot 400} = 59.2 \text{ cm}^2 > 0 \text{ donc } \mathbf{A = 59.2 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot V}{f_e} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot 1261.89}{400} \cdot 10 = 48.6 \text{ cm}^2$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTALS (RPA 99 version 2003 art

7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t = h = 414.8 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.2\% \cdot 20 \cdot 414.8 = 16.6 \text{ cm}^2$$

➤ Acier verticaux et horizontaux:

Zone globale : $A_{min} = 0.15\% \cdot a \cdot L = 0.15\% \cdot 457 \cdot 20 = 13.7 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_{min} = 0.10\% \cdot (L - 2 \cdot \frac{L}{10}) \cdot a = 0.10\% \cdot (457 - 2 \cdot \frac{457}{10}) \cdot 20 = 7.3 \text{ cm}^2$

DEUXIEME CAS :

$$h=457 \text{ cm} \quad b=20 \text{ cm}$$

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$N_{\min} = -52.66 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}} = 4060.841 \text{ kN.m} \quad V = 601.56 \text{ kN}$$

- L'excentricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{4060.841}{52.66} = 7711.437 \text{ cm}$

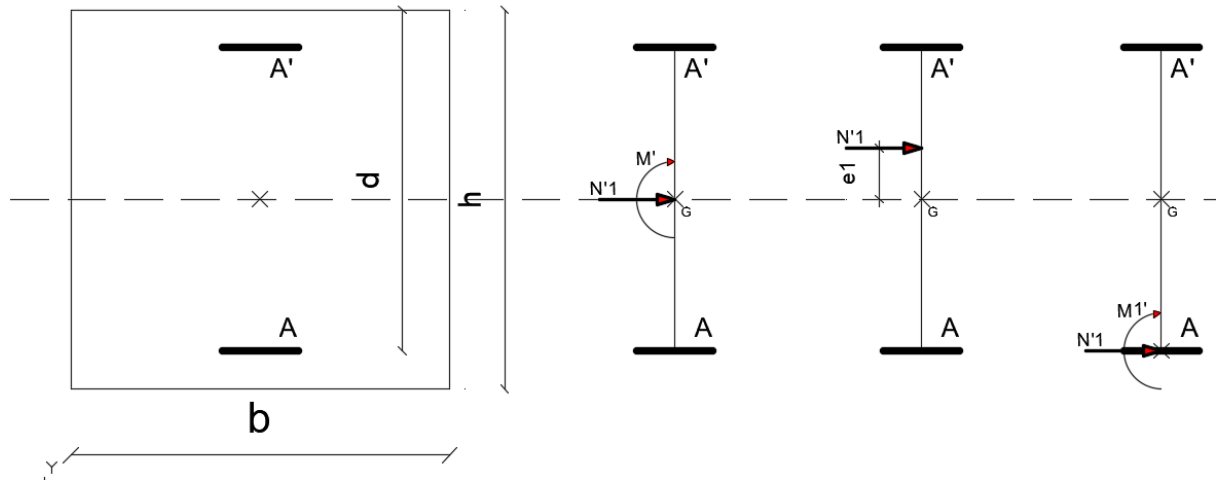
$$- h/12 = 457/12 = 38.08 \text{ cm}$$

$e_o > h/2 = 228.5 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'extérieur de la section du voile. Donc la section est partiellement comprimée.

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 4060.841 - 52.66 * (411.3 - 457/2) 10^{-2} = \mathbf{3964.579 \text{ kN.m}}$$

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b * b * d^2} = 0.0634$$

$\mu = 0,0634 < \mu_1 = 0,380$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.0} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0634}) = 0.0819$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.0819 = 0.9672$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3964.579}{400 \cdot 0.9672 \cdot 411.3} = 24.91 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 24.91 + \frac{52.66 \cdot 1000}{100 \cdot 400} = 26.2 \text{ cm}^2 > 0 \text{ donc } \mathbf{A=26.2 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot V}{f_e} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot 1261.89}{400} \cdot 10 = \mathbf{23.2 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTALS (RPA 99 version 2003 art 7.7.4 :

*Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t = h = 423.3 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.2\% \cdot 20 \cdot 423.3 = \mathbf{16.9 \text{ cm}^2}$$

*Acier verticaux et horizontaux:

Zone globale : $A_{min} = 0.15\% \cdot a \cdot L = 0.15\% \cdot 457 \cdot 20 = \mathbf{13.7 \text{ cm}^2}$

Zone courante : $A_{min} = 0.10\% \cdot (L - 2 \cdot \frac{L}{10}) \cdot a = 0.10\% \cdot (457 - 2 \cdot \frac{457}{10}) \cdot 20 = \mathbf{7.3 \text{ cm}^2}$

REMARQUE : le troisième cas (M_{max} avec N_{cor}) est le même que le deuxième cas (N_{min} avec M_{cor})

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous :

VOILE V2	b=20 cm	L=457 cm	NIVEAU=S/SOL
----------	---------	----------	--------------

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS			TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE $L_t = h - a_d$ (cm)	$A_1(\text{cm}^2) = 0.20\% L_t \cdot 20$ (zone tendue)	$A_2(\text{cm}^2) = 0.15\% \cdot 20 \cdot L$ (zone globale)	$A_3(\text{cm}^2) = 0.10\% \cdot 20 \cdot (L - 2 \cdot a)$ (zone courante)	A_{Vj} (cm ²)	A_c (cm ²)	$A_{total}(\text{cm}^2) = A_c + A_{ij}$
ELU	Nmax(kN)=	3149.37	partiellement comprimé	389.6	15.6	13.7	7.3	3.70	0	3.7
	Mcor(kN.m)=	50.539								
	V(kN)=	94.86								
	M(G)(kN.m)=	83.252								
	M(Q)(kN.m)=	41.234	partiellement comprimé	416	16.64	13.71	7.3	0.70	0	0.7
	Nmin(kN)=	2501.88								
	Mcor(kN.m)=	158.265								
	V(kN)=	18.42								
M(G)(kN.m)=	115.653	partiellement comprimé	306.8	12.3	13.71	7.3	47.60	0	47.6	
M(Q)(kN.m)=	1.422									
Nmax(kN)=	4791.68									
Mcor(kN.m)=	6733.55									
ACCIDENTELLE	V(kN)=	1235.29	partiellement comprimé	306.8	12.3	13.71	7.3	47.60	0	47.6
	M(G)(kN.m)=	115.653								

	M(Q)(kN.m)=	1.422										
	Nmin(kN)=	282.87	partiellement comprimé	427.2	17.1	13.71	7.312	25.70	14.98	40.68		
	Mcor(kN.m)=	2999.581										
	V(kN)=	668.5										
	M(G)(kN.m)=	115.653										
	M(Q)(kN.m)=	1.422										
	Ncor(kN)=	9932.655	partiellement comprimé	348.6	13.9	13.7	7.3	49.80	55	104.80		
	Mmax(kN.m)=	1006.18										
	V(kN)=	1293.32										
	M(G)(kN.m)=	83.252										
	M(Q)(kN.m)=	41.234										
EFFORT NORMALE DE TRACTION												
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	1118.63	partiellement comprimé	414.8	16.6	13.7	7.3	48.60	59.2	107.80		
	Mcor(kN.m)=	6967.9										
	V(kN)=	1261.89										
	Nmin(kN)=	52.66	partiellement comprimé	423.3	16.9	13.7	7.3	23.20	26.20	49.40		
	Mcor(kN.m)=	4060.841										
	V(kN)=	601.56										

On va considérer les cas proches suivant :

$A(\text{cm}^2)=104.80 \text{ cm}^2$ pour une longueur tendue de $L_t(\text{cm})=348.6 \text{ cm}=(0.40+3.086) \text{ m}$

$A(\text{cm}^2)=107.80 \text{ cm}^2$ pour une longueur tendue de $L_t(\text{cm})=414.8 \text{ cm}=(0.40+3.748) \text{ m}$

On a alors la densité de ferrailage d'acier vertical respective égale a

$$\rho_v = \frac{104.80}{0.40 \cdot 0.40 + 3.086 \cdot 0.20} = \mathbf{134.84 \text{ cm}^2/\text{m}^2}$$

$$\rho_v = \frac{107.80}{0.40 \cdot 0.40 + 3.748 \cdot 0.20} = \mathbf{118.51 \text{ cm}^2/\text{m}^2}$$

Ainsi la densité la plus importante est obtenue avec la section de $A=104.80 \text{ cm}^2$ pour une longueur tendue de $L_t= 3.486 \text{ m}$.

Les espacements minimum des barres verticales :

En zone courante : $s \leq \min(1.5 \cdot 20, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ on adopte 15 cm

En zones extrêmes : on adopte $s' = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ cm}$

Le voile est rigidifié par des poteaux de 40x40 ferrailles par 10T16 ligaturées par des cadre et épingle en T8 avec un espacement $s=15 \text{ cm}$ (celui des barres horizontales).

LE FERRAILLAGE HORIZONTAL

On déduit ainsi la densité du ferrailage horizontal comme suit (DTR-BC.2.42art2.333) :

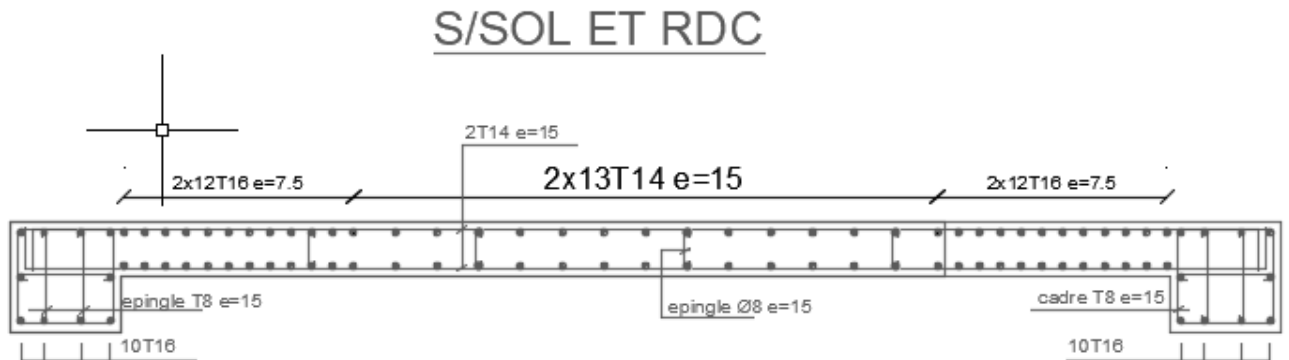
$$\rho_h = \frac{2}{3} \rho_v = 2/3 \cdot 134.84 = \mathbf{89.89 \text{ cm}^2/\text{m}^2} \quad A_h = 89.89 \cdot 0.20 \cdot 1.0 = 17.98 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour le ferrailage horizontal du voile la section suivante :

7T14 e= 15 cm soit une section de $AH= 2*7 *1.54= 21.56 \text{ cm}^2$

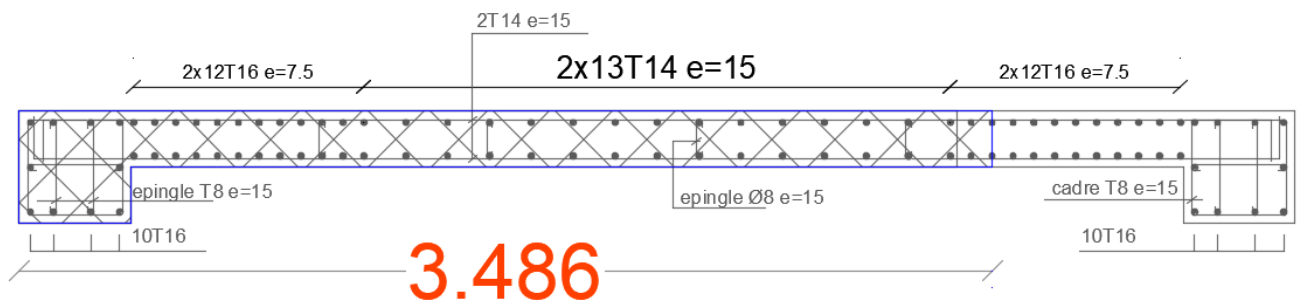
L'espacement adopté sera de $e= 15 \text{ cm}$ (le minimum étant le même que pour les barres verticales).

Les deux nappes d'armatures doivent être avec 4 épingles par mètre carré ($4/\text{m}^2$).



Pour vérifier la section d'aciers verticaux dans la zone tendue (voir dessin ci-dessous) :

$$A=10T16+2x15T16+ 2x13T14 =10*2.01+30*2.01+26*1.54=120.44 \text{ cm}^2 > 104.80 \text{ cm}^2$$



On adoptera la même section pour le réz de chaussée.

B- PREMIER ETAGE

ETAT LIMITE ULTIME : (1.35 G + 1.5 P)

- **PREMIER CAS** $h=457 \text{ cm}$ $b=20\text{cm}$

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$N_{\max}=3246.9 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}}=981.882 \text{ kN.m} \quad V=66.72 \text{ kN}$$

- L'excentricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{981.882}{3246.9} = 28.300 \text{ cm}$

- $h/12=457/12=38.08 \text{ cm}$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est applique a l'intérieur du noyau central.

- l'élancement du poteau étant égale a $\lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7*323/457=0.495$

$$- 20 * e_o / h = 20 * 28.3 / 457 = 1.239$$

On a donc $\lambda < \max\left(15, 20 * \frac{e_o}{h}\right)$ soit $\lambda = 0.495 < \max(15, 1.239) = 15$

Donc le calcul des voiles a la stabilité de forme peut être effectuée par la méthode simplifiée qui permet de calculer le voile soumis à une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1(e_o + e_a + e_2)$$

- e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 323/250) = \max(2, 1.292)$$

$$\text{Soit : } e_a = 2 \text{ cm}$$

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \phi)$$

$$- \phi = 2$$

$$- \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 553.597 \text{ kN.m} \quad M_Q = 114.351 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{553.597}{553.597 + 114.351} = 0.8288 \quad e_2 = \frac{3 * 0.7 * 323^2}{10^4 * 457} (2 + 0.8288 * 2) = 0.123$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 3246.90 \text{ kN}$$

$$M' = 3246.90 (28.3 + 2 + 0.123) = 987.804 \text{ kN.m}$$

L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{987.804}{3246.90} = 30.42 \text{ cm}$

$e_1 < h/2 = 228.5 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'intérieur de la section du voile.

- On devra déterminer si la section est partiellement comprimée en vérifiant l'expression suivante :

$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h > N'_1 * (d - c_1) - M'_1 \quad \text{(I)}$$

$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h = (0.337 * 457 - 0.81 * 45.7) * 14.17 * 20 * 457 / 100 = 15152.08 \text{ kN.m}$$

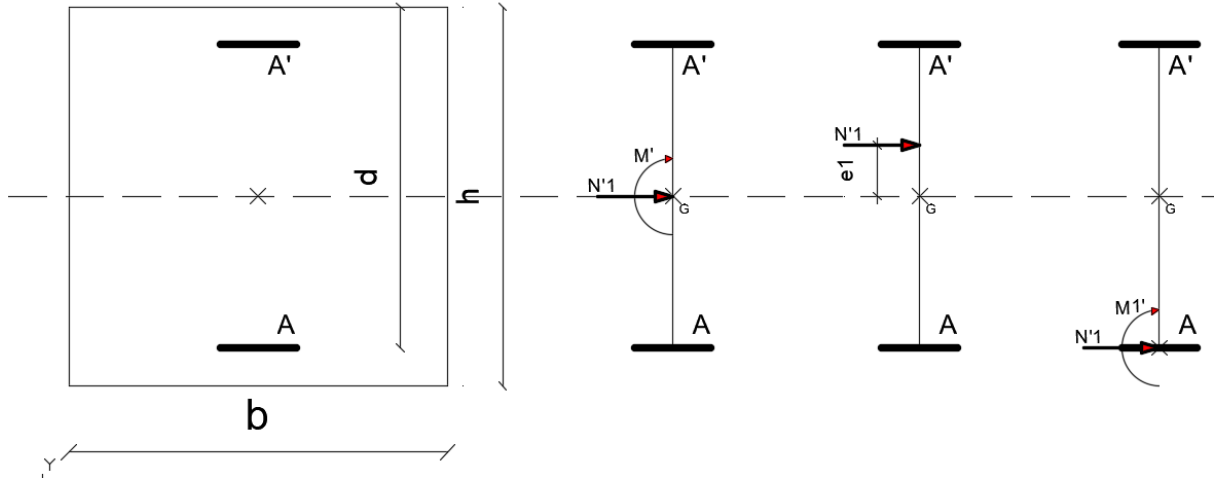
$$N'_1 * (d - c_1) - M'_1 = 3246.90 * (411.3 - 45.7) / 100 - 6923.137 = 4947.53 \text{ kN.m}$$

Donc l'expression (I) est vérifiée donc la section est partiellement comprimée.

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 987.804 + 3246.90 * (411.3 - 457/2) 10^{-2} = \mathbf{6923.137 \text{ kN.m}}$$

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b * b * d^2} = 0.1444$$

$\mu = 0,1444 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.1444}) = 0.1958$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.1444 = 0.9217$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{6923.1372}{348 * 0.9217 * 411.3} = 52.51 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 * \sigma_s} = 52.51 - \frac{3246.90 * 1000}{100 * 348} = -40.84 < 0 \quad \text{donc} \quad \mathbf{A = 0 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{Vj} = 1.1 * \frac{1.4 * V}{f_e} = 1.1 * \frac{1.4 * 66.72}{400} * 10 = \mathbf{2.6 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTAUX (RPA 99 version 2003 art 7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t = h = 376.5 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.2\% * 20 * 376.5 = \mathbf{15.1 \text{ cm}^2}$$

➤ Acier verticaux et horizontaux:

Zone globale : $A_{min} = 0.15\% * a * L = 0.15\% * 457 * 20 = \mathbf{13.7 \text{ cm}^2}$

Zone courante : $A_{min} = 0.10\% * (L - 2 * \frac{L}{10}) * a = 0.10\% * (457 - 2 * \frac{457}{10}) * 20 = \mathbf{7.3 \text{ cm}^2}$

• **DEUXIEME CAS** $h=457$ cm $b=20$ cm

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$N_{\min}=2046.32 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}}=305.823 \text{ kN.m} \quad V=61.53 \text{ kN}$$

- L'excentricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{305.823}{2046.32} = 14.945$ cm

- $h/12=457/12=38.08$ cm

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est applique a l'intérieur du noyau central.

- l'élancement du poteau étant égale a $\lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 * 323 / 457 = 0.495$

- $20 * e_o / h = 20 * 14.945 / 457 = 0.654$

On a donc $\lambda < \max\left(15, 20 * \frac{e_o}{h}\right)$ soit $\lambda = 0.495 < \max(15, 0.654) = 15$

Donc le calcul des voiles a la stabilité de forme peut être effectuée par la méthode simplifiée qui permet de calculer le voile soumis a une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1 (e_o + e_a + e_2)$$

- e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiale (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 323/250) = \max(2, 1.292)$$

Soit : $e_a = 2$ cm

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, lié a la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \emptyset)$$

- $\emptyset = 2$

- $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 177.557 \text{ kN.m} \quad M_Q = 44.081 \text{ kN.m}$

$$\alpha = \frac{177.557}{177.557 + 44.081} = 0.8011 \quad e_2 = \frac{3 * 0.7 * 323^2}{10^4 * 457} (2 + 0.8011 * 2) = 0.121$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 2046.32 \text{ kN}$$

$$M' = 2046.32 (14.945 + 2 + 0.121) = 349.225 \text{ KN.m}$$

L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{349.225}{2046.32} = 17.07 \text{ cm}$

$e_1 < h/2 = 228.5 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'intérieur de la section du voile.

- On devra déterminer si la section est partiellement comprimée en vérifiant l'expression suivante :

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h > N'_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 \quad (\text{I})$$

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = (0.337 \cdot 457 - 0.81 \cdot 45.7) \cdot 14.17 \cdot 20 \cdot 457 / 100 = \mathbf{15152.08 \text{ kN.m}}$$

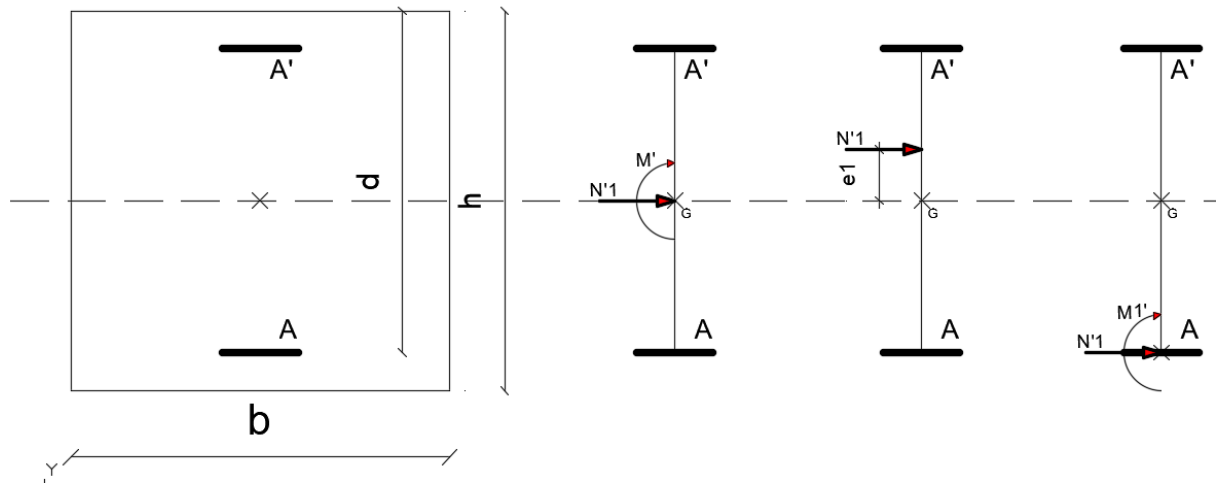
$$N'_1 \cdot (d - c_1) - M'_1 = 2046.32 \cdot (411.3 - 45.7) / 100 - 4089.898 = \mathbf{3391.45 \text{ kN.m}}$$

Donc l'expression (I) est vérifiée donc la section est partiellement comprimée.

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 349.225 + 2046.32 \cdot (411.3 - 457/2) \cdot 10^{-2} = \mathbf{4089.898 \text{ kN.m}}$$

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.0853$$

$\mu = 0,0853 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0853}) = 0.1116$$

$$\beta = 1 - 4 \cdot \alpha = 1 - 4 \cdot 0.1116 = 0.9554$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4089.8980}{348 \cdot 0.9554 \cdot 411.3} = \mathbf{29.92 \text{ cm}^2}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 29.92 - \frac{2046.32 \cdot 1000}{100 \cdot 348} = -28.91 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } \mathbf{A=0 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot V}{f_e} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot 61.53}{400} \cdot 10 = \mathbf{2.4 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTAUX (RPA 99 version 2003 art 7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t = h = 411.1 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.2\% \cdot 20 \cdot 411.1 = \mathbf{16.4 \text{ cm}^2}$$

➤ Acier verticaux et horizontaux:

Zone globale : $A_{min} = 0.15\% \cdot a \cdot L = 0.15\% \cdot 457 \cdot 20 = \mathbf{13.7 \text{ cm}^2}$

Zone courante : $A_{min} = 0.10\% \cdot (L - 2 \cdot \frac{L}{10}) \cdot a = 0.10\% \cdot (457 - 2 \cdot \frac{457}{10}) \cdot 20 = \mathbf{7.3 \text{ cm}^2}$

REMARQUE : le troisième cas (M_{max} avec N_{cor}) est le même que le deuxième cas (N_{min} avec M_{cor})

ETAT ACCIDENTELLE

PREMIER CAS $h = 457 \text{ cm}$ $b = 20 \text{ cm}$

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$N_{max} = 4038.81 \text{ kN} \quad M_{cor} = 2806.641 \text{ kN.m} \quad V = 676.97 \text{ kN}$$

- L'excentricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{2806.641}{4038.81} = 69.492 \text{ cm}$

- $h/12 = 457/12 = 38.08 \text{ cm}$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est appliqué à l'intérieur du noyau central.

- l'élanement du poteau étant égale à $\lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 \cdot 323/457 = 0.495$

- $20 \cdot e_o / h = 20 \cdot 69.492/457 = 3.041$

On a donc $\lambda < \max\left(15, 20 \cdot \frac{e_o}{h}\right)$ soit $\lambda = 0.495 < \max(15, 3.041) = 15$

Donc le calcul des voiles à la stabilité de forme peut être effectué par la méthode simplifiée qui permet de calculer le voile soumis à une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1 (e_o + e_a + e_2)$$

- e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiale (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 323/250) = \max(2, 1.292)$$

$$\text{Soit : } e_a = 2 \text{ cm}$$

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, lié a la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \phi)$$

$$- \phi = 2$$

$$- \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 177.557 \text{ kN.m} \quad M_Q = 44.081 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{177.557}{177.557 + 44.081} = 0.7273 \quad e_2 = \frac{3 * 0.7 * 323^2}{10^4 * 457} (2 + 0.7273 * 2) = 0.116$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 4038.81 \text{ kN}$$

$$M' = 4038.81 (14.945 + 2 + 0.116) = 2892.111 \text{ kN.m}$$

L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{2892.111}{4038.81} = 71.61 \text{ cm}$

$e_1 < h/2 = 228.5 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve a la l'intérieur de la section du voile.

- On devra déterminer si la section est partiellement comprimée en vérifiant l'expression suivante :

$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h > N'_1 * (d - c_1) - M'_1 \quad (\text{I})$$

$$(0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h = (0.337 * 457 - 0.81 * 45.7) * 18.48 * 20 * 457 / 100 = 19760.79 \text{ kN.m}$$

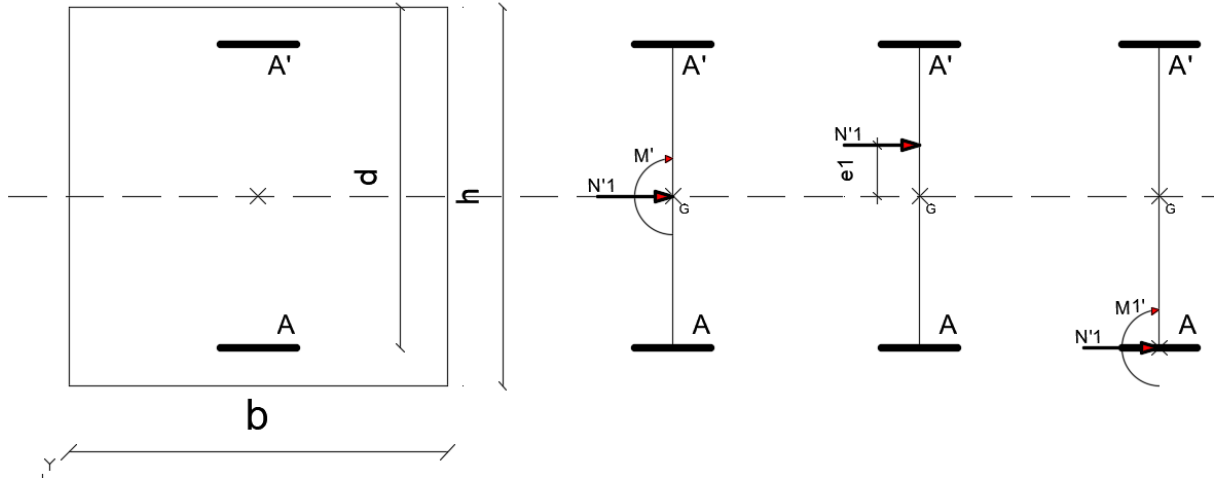
$$N'_1 * (d - c_1) - M'_1 = 4038.81 * (411.3 - 45.7) / 100 - 10275.056 = 4490.83 \text{ kN.m}$$

Donc l'expression (I) est vérifiée donc la section est partiellement comprimée.

On a le moment pris par rapport aux armatures inferieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 * (d - \frac{h}{2}) = 2892.111 + 4038.81 * (411.3 - 457/2) * 10^{-2} = 10275.056 \text{ kN.m}$$

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b * b * d^2} = 0.1643$$

$\mu = 0,1643 < \mu_1 = 0,380$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.1643}) = 0.2258$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.2258 = 0.9097$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{10275.258}{400 * 0.9097 * 411.3} = 68.66 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 * \sigma_s} = 68.66 - \frac{4038.81 * 1000}{100 * 400} = -32.31 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } \mathbf{A = 0 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{vj} = 1.1 * \frac{1.4 * V}{f_e} = 1.1 * \frac{1.4 * 676.97}{400} * 10 = \mathbf{26.1 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTAUX (RPA 99 version 2003 art 7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t = h = 364.1 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.2\% * 20 * 364.1 = \mathbf{14.6 \text{ cm}^2}$$

➤ Acier verticaux et horizontaux:

$$\mathbf{\text{Zone globale : } A_{min} = 0.15\% * a * L = 0.15\% * 457 * 20 = 13.7 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{\text{Zone courante : } A_{min} = 0.10\% * (L - 2 * \frac{L}{10}) * a = 0.10\% * (457 - 2 * \frac{457}{10}) * 20 = 7.3 \text{ cm}^2}$$

DEUXIEME CAS : h=457 cm b=20cm

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$N_{\min}=371.62 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}}=1831.544 \text{ kN.m} \quad V=436.51 \text{ kN}$$

- L'excentricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{1831.544}{371.62} = 492.854 \text{ cm}$

- $h/12 = 457/12 = 38.08 \text{ cm}$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est applique a l'intérieur du noyau central.

- l'élancement du poteau étant égale a $\lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 * 323/457 = 0.495$

- $20 * e_o / h = 20 * 492.854/457 = 21.569$

On a donc $\lambda < \max\left(15, 20 * \frac{e_o}{h}\right)$ soit $\lambda = 0.495 < \max(15, 21.569) = 21.569$

Donc le calcul des voiles a la stabilité de forme peut être effectuée par la méthode simplifiée qui permet de calculer le voile soumis a une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1(e_o + e_a + e_2)$$

- e_a : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiale (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, l/250) = \max(2, 323/250) = \max(2, 1.292)$$

Soit : $e_a = 2 \text{ cm}$

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, lié a la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \emptyset)$$

- $\emptyset = 2$

- $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$ $M_G = 177.557 \text{ kN.m}$ $M_Q = 44.081 \text{ kN.m}$

$$\alpha = \frac{177.557}{177.557 + 44.081} = 0.8011 \quad e_2 = \frac{3 * 0.7 * 323^2}{10^4 * 457} (2 + 0.8011 * 2) = 0.121$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 371.62 \text{ kN}$$

$$M' = 371.62 (492.854 + 2 + 0.121) = 1839.426 \text{ KN.m}$$

L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{1839.126}{371.62} = 494.97 \text{ cm}$

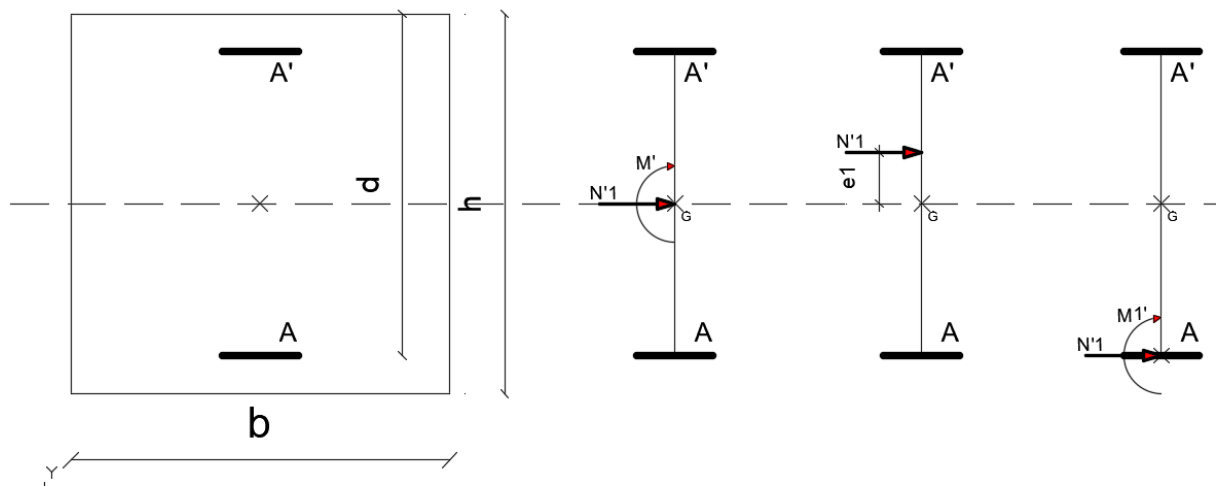
$e_1 > h/2 = 228.5 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'extérieur de la section du voile.

Donc la section est partiellement comprimée.

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1839.426 + 371.62 * (411.3 - 457/2) * 10^{-2} = \mathbf{2518.747 \text{ kN.m}}$$

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b * b * d^2} = 0.0403$$

$\mu = 0.0403 < \mu_1 = 0,380$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0403}) = 0.0514$$

$$\beta = 1 - 4 * \alpha = 1 - 4 * 0.0514 = 0.9794$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{2518.747}{400 * 0.9794 * 411.3} = 15.63 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 * \sigma_s} = 15.63 - \frac{371.62 * 1000}{100 * 400} = 6.34 \text{ cm}^2 > 0 \text{ donc } \mathbf{A = 6.34 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{Vj} = 1.1 * \frac{1.4 * V}{f_e} = 1.1 * \frac{1.4 * 436.51}{400} * 10 = \mathbf{16.8 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTALS (RPA 99 version 2003 art

7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t=h=435.8$ cm

$$A_{min}=0.2\% * 20 * 435.8 = \mathbf{17.4 \text{ cm}^2}$$

Acier verticaux et horizontaux:

Zone globale : $A_{min}=0.15\% * a * L = 0.15\% * 457 * 20 = \mathbf{13.7 \text{ cm}^2}$

Zone courante : $A_{min}=0.10\% * (L - 2 * \frac{L}{10}) * a = 0.10\% * (457 - 2 * \frac{457}{10}) * 20 = \mathbf{7.3 \text{ cm}^2}$

TROISIEME CAS

$$h=457 \text{ cm} \quad b=20 \text{ cm}$$

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$M_{max}=5577.194 \text{ kN.m} \quad N_{cor}=1262.06 \text{ kN} \quad V=746.98 \text{ kN}$$

- L'excentricité de l'effort normal de compression $e_o = \frac{M}{N} = \frac{5577.194}{1262.06} = 441.912 \text{ cm}$

$$- h/12 = 457/12 = 38.08 \text{ cm}$$

On a donc $e < h/12$ d'où l'effort normale est appliqué à l'intérieur du noyau central.

- l'élanement du poteau étant égale à $\lambda = \frac{l_f}{h} = 0.7 * 323/457 = 0.495$

$$- 20 * e_o / h = 20 * 441.912 / 457 = 19.340$$

On a donc $\lambda < \max(15, 20 * \frac{e_o}{h})$ soit $\lambda = 0.495 < \max(15, 19.340) = 19.340$

Donc le calcul des voiles à la stabilité de forme peut être effectué par la méthode simplifiée qui permet de calculer le voile soumis à une compression excentrée en tenant compte des effets du second ordre calculé de manière forfaitaire en utilisant les sollicitations majorées suivantes (BAEL 91 modifié 99):

$$N'_1 = N' \quad \text{et} \quad M' = N'_1 (e_o + e_a + e_2)$$

- **ea** : excentricité accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiale (après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, 1/250) = \max(2, 323/250) = \max(2, 1.292)$$

$$\text{Soit :} \quad e_a = \mathbf{2 \text{ cm}}$$

- **Excentricité de second ordre** (e_2): excentricité due au effet du second ordre, lié à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha * \phi)$$

$$- \phi = 2$$

$$- \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad M_G = 553.597 \text{ kN.m} \quad M_Q = 114.351 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{553.597}{553.597 + 114.351} = 0.8288 \quad e_2 = \frac{3 \cdot 0.7 \cdot 323^2}{10^4 \cdot 457} (2 + 0.8288 \cdot 2) = 0.123$$

- D'où les sollicitations majorées :

$$N'_1 = N' = 1262.06 \text{ kN}$$

$$M' = 1262.06 (441.912 + 2 + 0.123) = 5603.988 \text{ KN.m}$$

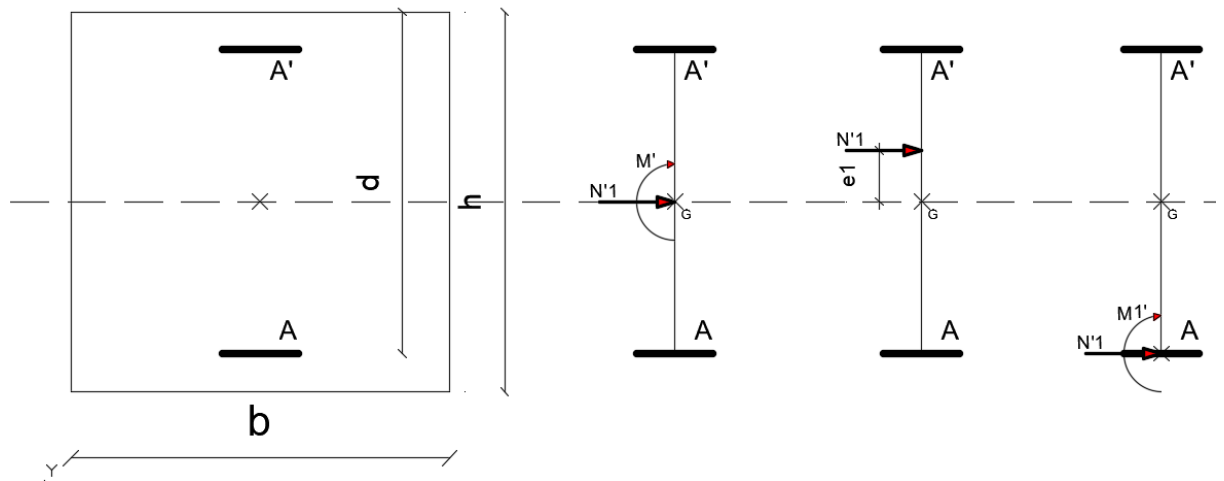
L'excentricité de l'effort normal de compression $e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{5603.988}{1262.06} = 444.03 \text{ cm}$

$e_1 > h/2 = 228.5 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'extérieur de la section du voile.

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 5603.988 + 1262.06 \cdot (411.3 - 457/2) \cdot 10^{-2} = 7911.034 \text{ kN.m}$$

Calcul du ferrailage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.1265$$

$\mu = 0.1265 < \mu_1 = 0,380$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.1265}) = 0.1696$$

$$\beta = 1 - 4 \cdot \alpha = 1 - 4 \cdot 0.1696 = 0.9322$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7911.0337}{400 \cdot 0.9322 \cdot 411.3} = 51.59 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 51.59 - \frac{1262.06 \cdot 1000}{100 \cdot 400} = 20.03 \text{ cm}^2 > 0 \text{ donc } \mathbf{A = 20.03 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot V}{f_e} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot 746.98}{400} \cdot 10 = \mathbf{28.8 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTALS (RPA 99 version 2003 art 7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t = h = 387.2 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.2\% \cdot 20 \cdot 387.2 = \mathbf{15.5 \text{ cm}^2}$$

➤ Acier verticaux et horizontaux:

$$\text{Zone globale : } A_{min} = 0.15\% \cdot a \cdot L = 0.15\% \cdot 457 \cdot 20 = \mathbf{13.7 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Zone courante : } A_{min} = 0.10\% \cdot (L - 2 \cdot \frac{L}{10}) \cdot a = 0.10\% \cdot (457 - 2 \cdot \frac{457}{10}) \cdot 20 = \mathbf{7.3 \text{ cm}^2}$$

CAS AVEC UN EFFORT NORMAL DE TRACTION :

PREMIER CAS :

$$h = 457 \text{ cm} \quad b = 20 \text{ cm}$$

Le voile est soumis aux sollicitations suivantes :

$$N_{max} = -1033.95 \text{ kN} \quad M_{cor} = 2363.366 \text{ kN.m} \quad V = 587.22 \text{ kN}$$

$$- \text{L'excentricité de l'effort normal de compression } e_o = \frac{M}{N} = \frac{2363.366}{1033.95} = 228.576 \text{ cm}$$

$$- h/12 = 457/12 = 38.08 \text{ cm}$$

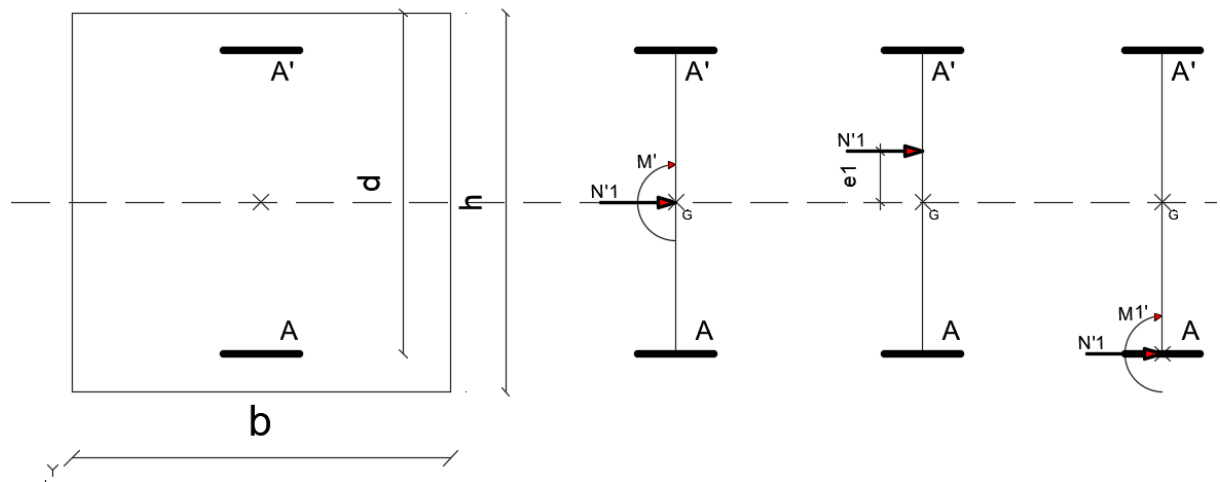
$e_o > h/2 = 228.5 \text{ cm}$ donc le point d'application « C » de l'effort N'_1 se trouve à l'extérieur de la section du voile.

Donc la section est partiellement comprimée.

On a le moment pris par rapport aux armatures inférieures :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2363.366 - 1033.95 \cdot (411.3 - 457/2) \cdot 10^{-2} = \mathbf{473.305 \text{ kN.m}}$$

Calcul du ferrillage de la section



$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.0076$$

$\mu = 0.0076 < \mu_1 = 0,380$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.0} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0076}) = 0.0095$$

$$\beta = 1 - 4 \cdot \alpha = 1 - 4 \cdot 0.0095 = 0.9962$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{473.305}{400 \cdot 0.9962 \cdot 411.3} = 2.89 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 2.89 + \frac{1033.95 \cdot 1000}{100 \cdot 400} = 28.74 \text{ cm}^2 > 0 \text{ donc } \mathbf{A = 28.74 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot V}{f_e} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot 587.22}{400} \cdot 10 = \mathbf{28.7 \text{ cm}^2}$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTAUX (RPA 99 version 2003 art 7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t = h = 453.1 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.2\% \cdot 20 \cdot 453.1 = \mathbf{18.1 \text{ cm}^2}$$

➤ Acier verticaux et horizontaux:

$$\text{Zone globale : } A_{min} = 0.15\% \cdot a \cdot L = 0.15\% \cdot 457 \cdot 20 = \mathbf{13.7 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Zone courante : } A_{min} = 0.10\% \cdot (L - 2 \cdot \frac{L}{10}) \cdot a = 0.10\% \cdot (457 - 2 \cdot \frac{457}{10}) \cdot 20 = \mathbf{7.3 \text{ cm}^2}$$

DEUXIEME CAS :

$$h=457 \text{ cm} \quad b=20 \text{ cm}$$

$$N_{\min}=-299.82 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}}=389.77 \text{ kN.m} \quad V=119.88 \text{ kN}$$

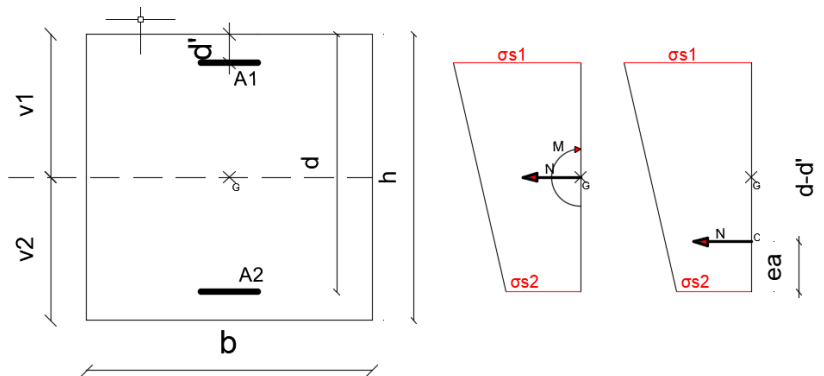
$$- \text{L'excentricité de l'effort normal de traction } e_o = \frac{M}{N} = \frac{389.777}{299.82} = 130.004 \text{ cm}$$

$$- h/12=457/12=38.08 \text{ cm} \quad d-h/2=411-457/2=182.5 \text{ cm}$$

On a donc $e_o < d-h/2$ d'où l'effort normale de traction est applique entre les armatures a l'intérieur de la section.

Donc la section est entièrement tractée

Calcul du ferrailage de la section



les armatures sont déterminée comme suit :

$$A_1 = \frac{N * e_a}{100 * (d - d') * \sigma_s} \quad A_2 = \frac{N}{100 \sigma_s} - A_1$$

$$A_1 = \frac{299.82 * 1000}{100 * (411.3 - 45.7) * 400} = 1.08 \text{ cm}^2 \quad A_2 = \frac{299.82 * 1000}{100 * 400} - 1.08 = 6.4 \text{ cm}^2 \quad \text{donc}$$

$$A = A_1 + A_2 = 1.08 + 6.4 = 7.5 \text{ cm}^2$$

LA SECTION DES ARMATURES DE COUTURE

$$A_{Vj} = 1.1 * \frac{1.4 * V}{f_e} = 1.1 * \frac{1.4 * 119.88}{400} * 10 = 4.6 \text{ cm}^2$$

LA SECTION MINIMUM DES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTAUX (RPA 99 version 2003 art 7.7.4 :

➤ Acier verticaux : Longueur tendue : $L_t = h = 457 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0.2\% * 20 * 457 = 18.3 \text{ cm}^2$$

➤ Acier verticaux et horizontaux:

$$\text{Zone globale : } A_{\min} = 0.15\% * a * L = 0.15\% * 457 * 20 = 13.7 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $A_{min}=0.10\%*(L-2*\frac{L}{10})*a=0.10\%*(457-2*\frac{457}{10})*20=7.3\text{cm}^2$

REMARQUE : le troisième cas (M_{max} avec N_{cor}) est le même que le deuxième cas (N_{max} avec M_{cor})

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous :

VOILE V2	b=20 cm	L=457 cm	NIVEAU=1 ER ETAGE
----------	---------	----------	-------------------

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h- α d (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aj	
ELU	Nmax(kN)=	3246.9	partiellement comprimé	376.5	15.1	13.7	7.3	2.6	0	2.6
	Mcor(kN.m)=	918.882								
	V(kN)=	66.72								
	M(G)(kN.m)=	553.597								
	M(Q)(kN.m)=	114.351								
	Nmin(kN)=	2046.32	partiellement comprimé	411.1	16.4	13.7	7.3	2.4	0	2.4
	Mcor(kN.m)=	305.823								
	V(kN)=	61.53								
	M(G)(kN.m)=	177.557								
	M(Q)(kN.m)=	44.081								
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	4038.81	partiellement comprimé	364.1	14.6	13.7	7.3	26.1	0	26.1
	Mcor(kN.m)=	2806.641								
	V(kN)=	676.97								
	M(G)(kN.m)=	117.557								
	M(Q)(kN.m)=	44.081								
	Nmin(kN)=	371.62	partiellement comprimé	435.8	17.4	13.71	7.312	16.8	6.30	23.1
	Mcor(kN.m)=	1831.544								
	V(kN)=	436.51								
	M(G)(kN.m)=	177.557								
	M(Q)(kN.m)=	44.081								
	Ncor(kN)=	5577.194	partiellement comprimé	387.2	15.5	13.7	7.3	28.8	20	48.8
	Mmax(kN.m)=	1262.06								
	V(kN)=	746.98								
	M(G)(kN.m)=	553.597								
M(Q)(kN.m)=	114.351									
EFFORT NORMALE DE TRACTION										
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	1033.95	partiellement comprimé	453.1	18.1	13.7	7.3	22.60	28.7	51.30
	Mcor(kN.m)=	2363.366								
	V(kN)=	587.22								
	Nmin(kN)=	299.82	entièrement	457	18.3	13.7	7.3	4.60	7.50	12.10

Mcor(kN.m)=	389.777	tendue							
V(kN)=	119.88								

On va considérer les cas proches suivant :

$A(\text{cm}^2)=51.3 \text{ cm}^2$ pour une longueur tendue de $L_t(\text{cm})=453.1 \text{ cm}=(0.40+4.131) \text{ m}$

$A(\text{cm}^2)=48.8 \text{ cm}^2$ pour une longueur tendue de $L_t(\text{cm})=387.2 \text{ cm}=(0.40+3.472) \text{ m}$

On a alors la densité de ferrailage d'acier vertical respective égale a

$$\rho_v = \frac{51.3}{0.40 \cdot 0.40 + 4.131 \cdot 0.20} = 52.01 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

$$\rho_v = \frac{48.8}{0.40 \cdot 0.40 + 3.472 \cdot 0.20} = 57.1 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Ainsi la densité la plus importante est obtenue avec la section de $A=48.8 \text{ cm}^2$ pour une longueur tendue de $L_t= 3.872 \text{ m}$.

Les espacements minimum des barres verticales :

En zone courante : $s \leq \min(1.5 \cdot 20, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ on adopte 15 cm

En zones extrêmes : on adopte $s' = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ cm}$

Le voile est rigidifié par des poteaux de 40x40 ferrilles par (4T14+6T12) ligaturées par des cadre et épingle en T8 avec un espacement $s=15 \text{ cm}$ (celui des barres horizontales).

LE FERRAILAGE HORIZONTAL

On déduit ainsi la densité du ferrailage horizontal comme suit (DTR-BC.2.42art2.333) :

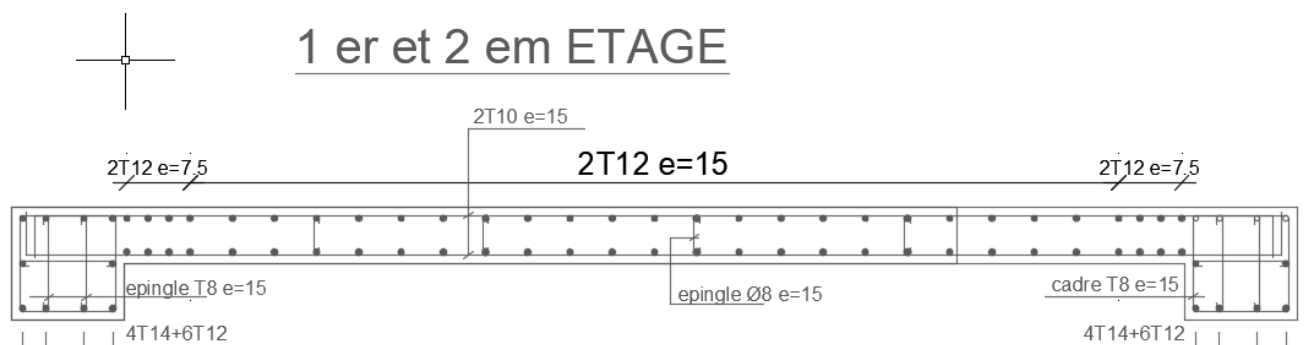
$$\rho_h = \frac{2}{3} \rho_v = 2/3 \cdot 57.1 = 38.1 \text{ cm}^2/\text{m}^2 \quad A_h = 38.1 \cdot 0.20 \cdot 1.0 = 7.62 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour le ferrailage horizontal du voile la section suivante :

(2x 7T10) $e=15 \text{ cm}$ soit une section de $A_H = 2 \cdot 7 \cdot 0.78 = 10.92 \text{ cm}^2$

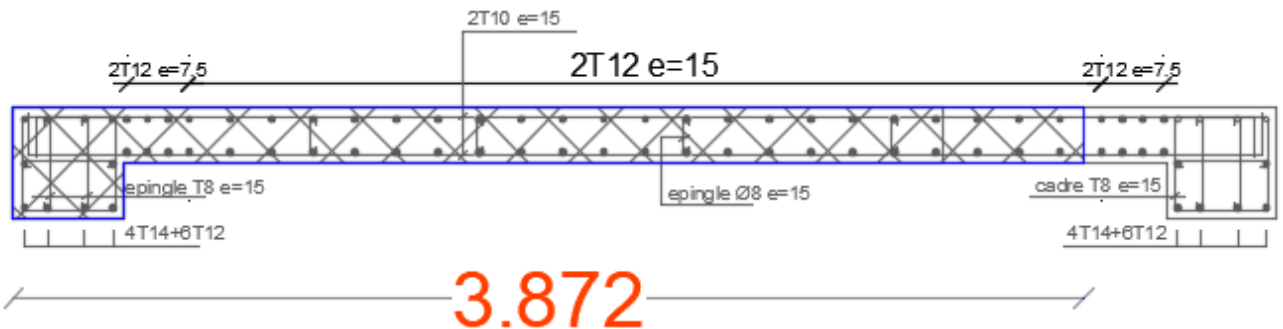
L'espacement adopté sera de $e=15 \text{ cm}$ (le minimum étant le même que pour les barres verticales).

Les deux nappes d'armatures doivent être avec 4 épingles par mètre carré ($4/\text{m}^2$).



Pour vérifier la section d'aciers verticaux dans la zone tendue (voir dessin ci-dessous) :

$$A = 4T14 + 6T12 + 2 \times 25T12 = 6.16 + 6.78 + 56.5 = 69.44 \text{ cm}^2 > 48.8 \text{ cm}^2$$



On adoptera la même section pour le 2 em étage.

C- TROISIEME ETAGE :

On procèdera de la même façon pour le 3 em étage et on regroupe les résultats sur le tableau ci-dessous.

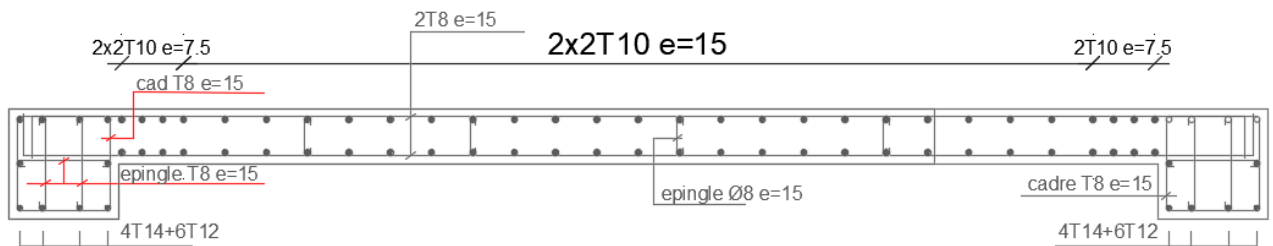
VOILE V2	b=20 cm	L=457 cm	NIVEAU=3 em ETAGE
----------	---------	----------	-------------------

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aij	
ELU	Nmax(kN)=	2488.89	partiellement comprimé	397.6	15.9	13.71	7.3	1.80	0	1.80
	Mcor(KN.m)=	618.633								
	V(kN)=	45.75								
	M(G)(kN.m)=	367.89								
	M(Q)(kN.m)=	81.321								
	Nmin(kN)=	1623.51	partiellement comprimé	419.3	16.8	13.71	7.3	2.30	0	2.30
	Mcor(kN.m)=	380.711								
	V(kN)=	60.59								
	M(G)(kN.m)=	226.85								
	M(Q)(kN.m)=	49.643								
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	2659.32	partiellement comprimé	383.2	15.3	13.71	7.3	23.50	0	23.50
	Mcor(kN.m)=	3413.865								
	V(kN)=	610.97								
	M(G)(kN.m)=	367.89								
	M(Q)(kN.m)=	81.321								
	Nmin(kN)=	125.26	partiellement comprimé	454.7	18.2	13.7	7.3	4.10	0.00	4.10
	Mcor(kN.m)=	52.622								
	V(kN)=	106.49								
	M(G)(kN.m)=	226.85								
	M(Q)(kN.m)=	49.643								

EFFORT NORMALE DE TRACTION										
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	1033.95	partiellement comprimé	451.2	18.0	13.7	7.3	17.7	9.6	27.30
	Mcor(kN.m)=	2363.366								
	V(kN)=	587.22								
	Nmin(kN)=	299.82	entièrement tendue	457	18.3	13.7	7.3	4.60	9.40	14.00
	Mcor(kN.m)=	389.777								
	V(kN)=	119.88								

On adoptera la même section pour le 3 em et le reste des étages le ferrailage ci-dessous .

3 em ETAGE et PLUS



(II) VOILE V1

Pour le calcul du ferrailage du voile V1, On adoptera la même démarche que celle décrite pour le calcul du ferrailage du voile V2.

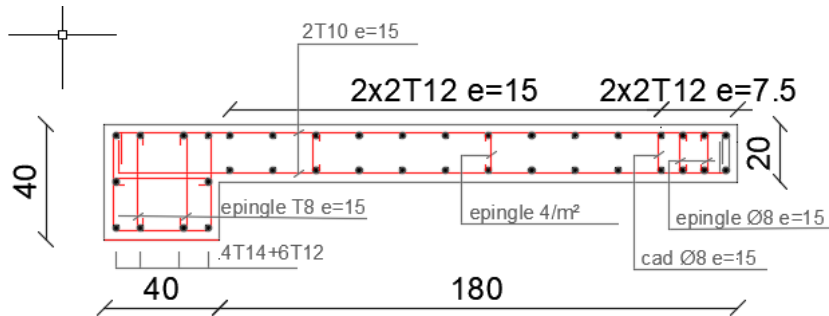
On regroupe les résultats du niveau RDC comme suit :

VOILE V1	b=20 cm	L=220 cm	NIVEAU=S/SOL
----------	---------	----------	--------------

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS	TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²)	A2(cm ²)	A2(cm ²)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²)	=Ac+Aj	
			=0.20%LT *20 (zone tendue)	=0.15%*20*L (zone globale)	=0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)					
ELU	Nmax(kN)=	1812.74	partiellement comprimé	179.4	7.2	6.6	3.5	1.40	0	1.4
	Mcor(KN.m)=	37.742								
	V(kN)=	35.24								
	M(G)(kN.m)=	29.213	partiellement comprimé	180	7.2	6.6	3.5	1.50	0	1.5
	M(Q)(kN.m)=	1.131								
	Nmin(kN)=	1743.02								
Mcor(kN.m)=	73.75									
V(kN)=	38.55									

ACCIDENTELLE	M(G)(kN.m)=	45.969								
	M(Q)(kN.m)=	7.795								
	Nmax(kN)=	2323.57	partiellement comprimé	147.4	5.9	6.6	3.5	11.00	0	11.0
	Mcor(kN.m)=	1524.067								
	V(kN)=	285.6								
	M(G)(kN.m)=	29.213								
	M(Q)(kN.m)=	1.131								
	Nmin(kN)=	256.79	partiellement comprimé	197.1	7.9	6.6	3.5	6.00	10.50	16.50
	Mcor(kN.m)=	1047.786								
	V(kN)=	155.68								
	M(G)(kN.m)=	29.213								
	M(Q)(kN.m)=	1.131								
	Ncor(kN)=	339.59	partiellement comprimé	185.3	7.4	6.6	3.5	13.00	17.1	30.10
	Mmax(kN.m)=	1580.232								
	V(kN)=	337.18								
M(G)(kN.m)=	29.213									
M(Q)(kN.m)=	1.131									

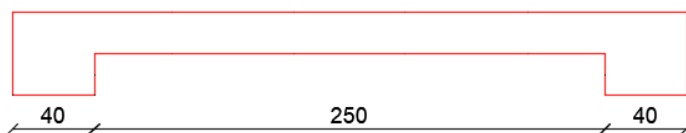
On adopte le ferrailage suivant pour l'ensemble des étages.



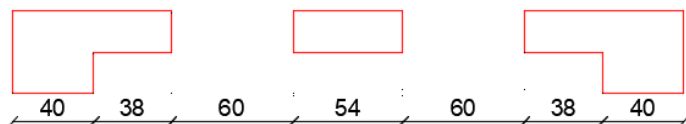
(III) VOILE V3

Le voile V3 comprend deux ouvertures à partir du 1^{er} étage et il est entièrement plein au niveau du RDC.

Configuration du voile V3 au niveau du s/sol



Configuration du voile V3 aux reste des niveau

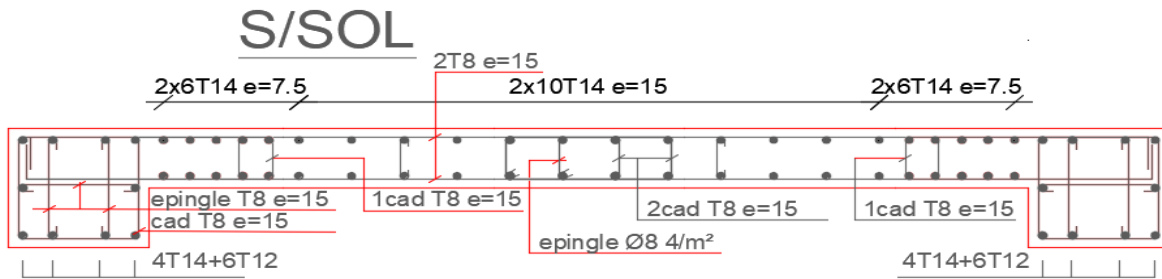


On regroupe les résultats de calcul du ferrailage au niveau S/SOL comme suit :

VOILE V3	b=20 cm	L=330 cm	NIVEAU=S/SOL
----------	---------	----------	--------------

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h- α d (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aj	
ELU	Nmax(kN)=	3512.66	partiellement comprimé	250	10.0	9.9	5.3	3.00	0	3.0
	Mcor(kN.m)=	87.768								
	V(kN)=	78.96								
	M(G)(kN.m)=	47.535								
	M(Q)(kN.m)=	15.73	partiellement comprimé	255.8	10.2	9.9	5.3	1.60	0	1.6
	Nmin(kN)=	3147.94								
	Mcor(kN.m)=	265.774								
	V(kN)=	40.67								
	M(G)(kN.m)=	157.205								
M(Q)(kN.m)=	35.699	ACCIDENTELLE	partiellement comprimé	172.6	6.9	9.9	5.3	13.20	0	13.2
Nmax(kN)=	5581.55									
Mcor(kN.m)=	3397.328									
V(kN)=	342.08									
M(G)(kN.m)=	47.535		partiellement comprimé	301	12.0	9.9	5.3	11.00	18.50	29.50
M(Q)(kN.m)=	15.73									
Nmin(kN)=	113									
Mcor(kN.m)=	2288.397									
V(kN)=	285.02									
M(G)(kN.m)=	47.535	partiellement comprimé	166.3	6.7	9.9	5.3	15.50	0	15.50	
M(Q)(kN.m)=	15.73									
Ncor(kN)=	5194.16									
Mmax(kN.m)=	4227.468									
V(kN)=	403.52									
M(G)(kN.m)=	157.21	ACCIDENTELLE	partiellement comprimé	293.4	11.7	9.9	5.3	17.80	41.9	59.70
Nmax(kN)=	594.22									
Mcor(kN.m)=	3841.661									
V(kN)=	462.96		partiellement comprimé	288.8	11.6	9.9	5.3	14.40	30.80	45.20
Nmin(kN)=	12.89									
Mcor(kN.m)=	3437.174									
V(kN)=	375.09									

Le ferrailage adopté pour le S/SOL du voile V3 comme suit :



On regroupe les résultats de calcul du ferrailage au niveau rez de chaussé comme suit :

AILES GAUCHE ET DROITE

VOILE V3

b=20 cm

L=78 cm

NIVEAU=RDC

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aij	
ELU	Nmax(kN)=	1306.17	partiellement comprimé	39.7	1.6	2.3	1.2	0.10	0	0.1
	Mcor(KN.m)=	33.366								
	V(kN)=	2.55								
	M(G)(kN.m)=	22.673								
	M(Q)(kN.m)=	1.839								
ELU	Nmin(kN)=	1068.29	partiellement comprimé	47	1.9	2.3	1.2	0.40	0	0.4
	Mcor(kN.m)=	43.676								
	V(kN)=	11.46								
	M(G)(kN.m)=	27.309								
	M(Q)(kN.m)=	4.54								
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	3033.71	entierement comprimé	0	0.0	2.3	1.2	4.70	3.8	8.5
	Mcor(kN.m)=	41.739								
	V(kN)=	121.86								
	M(G)(kN.m)=	22.673								
	M(Q)(kN.m)=	1.839								
ACCIDENTELLE	Nmin(kN)=	94.76	partiellement comprimé	72.5	2.9	2.3	1.2	4.70	1.70	6.40
	Mcor(kN.m)=	79.146								
	V(kN)=	120.81								
	M(G)(kN.m)=	27.309								
	M(Q)(kN.m)=	4.54								
ACCIDENTELLE	Ncor(kN)=	1825.48	partiellement comprimé	24.3	1.0	2.3	1.2	5.90	0	5.90
	Mmax(kN.m)=	154.325								
	V(kN)=	154								
	M(G)(kN.m)=	27.309								

	M(Q)(kN.m)=	4.54								
EFFORT NORMALE DE TRACTION										
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	1017.11	entièrement tendue	78	3.1	2.3	1.2	3.90	25.4	29.30
	Mcor(kN.m)=	69.62								
	V(kN)=	102.5								
	Nmin(kN)=	40.3	entièrement tendue	78	3.1	9.9	5.3	0.60	1.00	1.60
	Mcor(kN.m)=	0.363								
	V(kN)=	15.95								
	Ncor(kN)=	728.59	entièrement tendue	78	3.1	9.9	5.3	3.90	18.20	22.10
	Mmax(kN.m)=	75.993								
	V(kN)=	100.49								

AILES CENTRALE

VOILE V3

b=20 cm

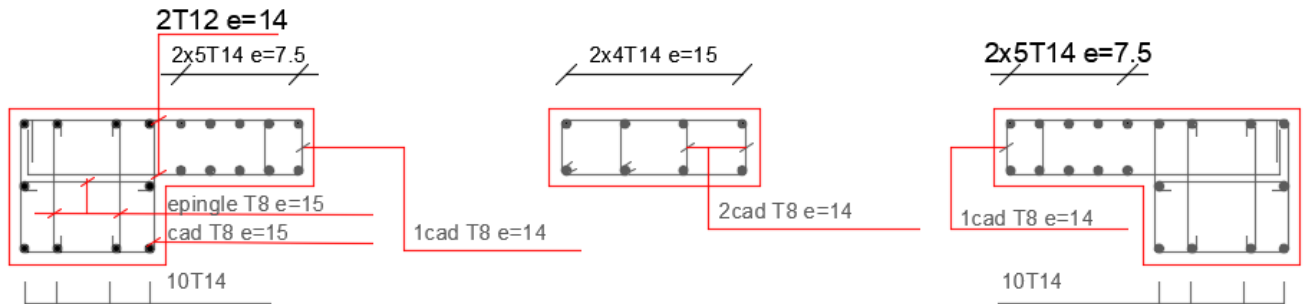
L=54 cm

NIVEAU=RDC

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aij	
ELU	Nmax(kN)=	674.34	partiellement comprimé	36.6	1.5	1.6	0.9	0.10	0	0.1
	Mcor(kN.m)=	0.883								
	V(kN)=	1.44								
	M(G)(kN.m)=	0.128								
	M(Q)(kN.m)=	0.703								
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	1923.89	entièrement comprimé	20.5	0.8	1.6	0.9	4.50	0	4.5
	Mcor(kN.m)=	75.818								
	V(kN)=	117.34								
	M(G)(kN.m)=	0.128								
	M(Q)(kN.m)=	0.703	partiellement comprimé	52	2.1	1.6	0.9	0.80	0.00	0.80
	Nmin(kN)=	72.8								
	Mcor(kN.m)=	10.824								
	V(kN)=	21.18								
	M(G)(kN.m)=	0.128								
M(Q)(kN.m)=	0.703									
EFFORT NORMALE DE TRACTION										
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	138.15	partiellement comprimé	50.8	2.0	1.6	0.9	4.60	5.8	10.40
	Mcor(kN.m)=	74.666								
	V(kN)=	119.68								
	Nmin(kN)=	11.84	partiellement comprimé	49.5	2.0	1.6	0.9	3.90	3.60	7.50
	Mcor(kN.m)=	64.622								
	V(kN)=	100.71								

Le ferrailage adopté pour le RDC et le 1 er étage du voile V3 comme suit :

RDC er et 1 em ETAGE



En suivant la même démarche On regroupe les résultats de calcul du ferrailage au niveau 2 em étage comme suit :

AILES GAUCHE ET DROITE

VOILE V3

b=20 cm

L=78 cm

NIVEAU=2 em ETAGE

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aj	
ELU	Nmax(kN)=	920.09	partiellement comprimé	54.9	2.2	2.3	1.2	0.30	0	0.3
	Mcor(KN.m)=	7.445								
	V(kN)=	6.86								
	M(G)(kN.m)=	4.535								
	M(Q)(kN.m)=	0.882								
	Nmin(kN)=	679.2	partiellement comprimé	60.7	2.4	2.3	1.2	0.80	0	0.8
	Mcor(kN.m)=	17.681								
	V(kN)=	21.64								
	M(G)(kN.m)=	9.64								
	M(Q)(kN.m)=	3.111								
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	1906.99	entierement comprimé	26.1	1.0	2.3	1.2	3.40	0	3.4
	Mcor(kN.m)=	112.144								
	V(kN)=	87.4								
	M(G)(kN.m)=	4.535								
	M(Q)(kN.m)=	0.882								
	Nmin(kN)=	183.84	partiellement comprimé	71	2.8	2.3	1.2	2.40	0.40	2.80
	Mcor(kN.m)=	72.45								
	V(kN)=	61.94								
	M(G)(kN.m)=	9.64								
	M(Q)(kN.m)=	3.111								

EFFORT NORMALE DE TRACTION										
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	499.07	entierement tendue	78	3.1	2.3	1.2	3.20	12.5	15.70
	Mcor(kN.m)=	90.613								
	V(kN)=	84.17								
	Nmin(kN)=	40.05	entierement tendue	78	3.1	2.3	1.2	0.10	1.00	1.10
	Mcor(kN.m)=	2.833								
	V(kN)=	2.06								

AILES CENTRALE

VOILE V3

b=20 cm

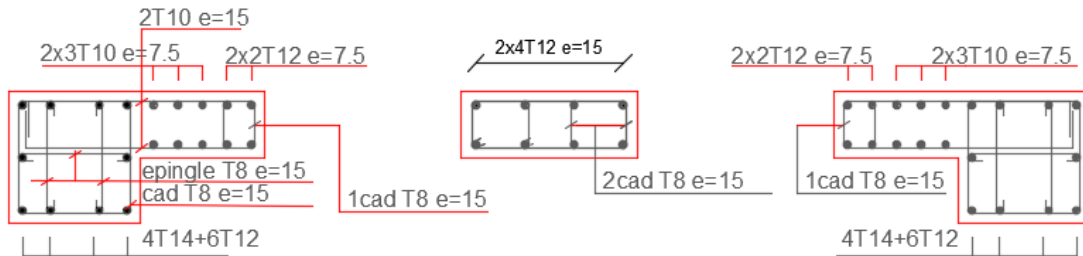
L=54 cm

NIVEAU=2 em ETAGE

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS			TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aij
ELU	Nmax(kN)=	251.99	partiellement comprimé	47.7	1.9	1.6	0.9	0.00	0	0.0
	Mcor(kN.m)=	3.591								
	V(kN)=	3.83								
	M(G)(kN.m)=	2.148								
	M(Q)(kN.m)=	0.46								
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	415.3	entierement comprimé	40.2	1.6	1.6	0.9	3.40	0	3.4
	Mcor(kN.m)=	73.438								
	V(kN)=	87.51								
	M(G)(kN.m)=	2.148								
	M(Q)(kN.m)=	0.46	partiellement comprimé	53	2.1	1.6	0.9	0.40	0.10	0.50
	Nmin(kN)=	26.36								
	Mcor(kN.m)=	7.44								
	V(kN)=	9.61								
	M(G)(kN.m)=	2.148								
	M(Q)(kN.m)=	0.46								
EFFORT NORMALE DE TRACTION										
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	47.12	partiellement comprimé	49.8	2.0	1.6	0.9	3.20	4.3	7.50
	Mcor(kN.m)=	68.22								
	V(kN)=	81.95								
	Nmin(kN)=	0.05	partiellement comprimé	49.7	2.0	1.6	0.9	2.80	3.20	6.00
	Mcor(kN.m)=	59.952								
	V(kN)=	71.5								

Le ferrailage adopte pour le troisième étage et plus est comme suit :

3 em ETAGE et plus



LE FERRAILAGE DES LINTEAUX

Les linteaux sont les éléments horizontaux qui relient les parties verticales du voile qui résulte de part et d'autre des ouvertures qui existent dans les voiles.

Le ferrailage des linteaux sera mené conformément au règlement RPA99 version 2003 art7.7.3.

1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_{blim} = 0.2 * f_{c28} = 0.2 * 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 * V_u}{b * 0.9 * h} \quad \tau_b \leq \tau_{blim}$$

Les dimensions des linteaux sont 20x223 cm² et 20x61.5 cm² (dernier étage)

L'effort tranchant maximum relevé dans les linteaux est égale a :

$$V = 593.65 \text{ kN} \quad \tau_b = \frac{1.4 * 593.65 * 10}{20 * 0.9 * 223} = 2.07 \text{ Mpa} \text{ donc on a bien } \tau_b \leq \tau_{blim}$$

Au niveau du dernier étage on a :

$$V = 69.28 \text{ Kn} \quad \tau_b = \frac{1.4 * 69.28 * 10}{20 * 0.9 * 61.5} = 0.88 \text{ Mpa} \text{ donc on a bien } \tau_b \leq \tau_{blim}$$

Le règlement RPA99 version 2003 introduit une contrainte tangentielle de calcul

$$\tau_{b*} = 0.06 * f_{c28} = 0.06 * 25 = 1.5 \text{ Mpa}$$

En fonction des valeurs de la contrainte tangentielle par rapport a la contrainte tangentielle limite on a le mode de calcul de ferrailage des linteau suivant :

***1 er cas :** $\tau_b \leq 0.06 * f_{c28}$

Les linteaux sont calcules en flaxion simple (avec les efforts M,V)

***2 em cas :** $\tau_b > 0.06 * f_{c28}$

Il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieur et inferieur), transversaux et en zone courante (les armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales .

Le traitement de tous les linteaux du voile V3 donne ce qui suit :

NIVEAU	V(kN)	1.4V (kN)	b (cm)	h (cm)	τ (Mpa)	0.06f _{c28} (Mpa)	observation
RDC	593.65	831.11	20	223	2.07	1.5	diagonale
1 er niveau	559.79	783.706	20	223	1.95	1.5	diagonale
2 em niveau	479.85	671.79	20	223	1.67	1.5	diagonale
3 em niveau	440.67	616.938	20	223	1.54	1.5	diagonale
4 em niveau	382.47	535.458	20	223	1.33	1.5	sans diagonale
5 em niveau	313.43	438.802	20	223	1.09	1.5	sans diagonale
6 em niveau	255.17	357.238	20	223	0.89	1.5	sans diagonale
7 em niveau	146.82	205.548	20	223	0.51	1.5	sans diagonale
8 em niveau	69.28	96.992	20	61.5	0.88	1.5	sans diagonale

Premier cas : $\tau_b > 0.06f_{c28}=1.5 \text{ Mpa}$

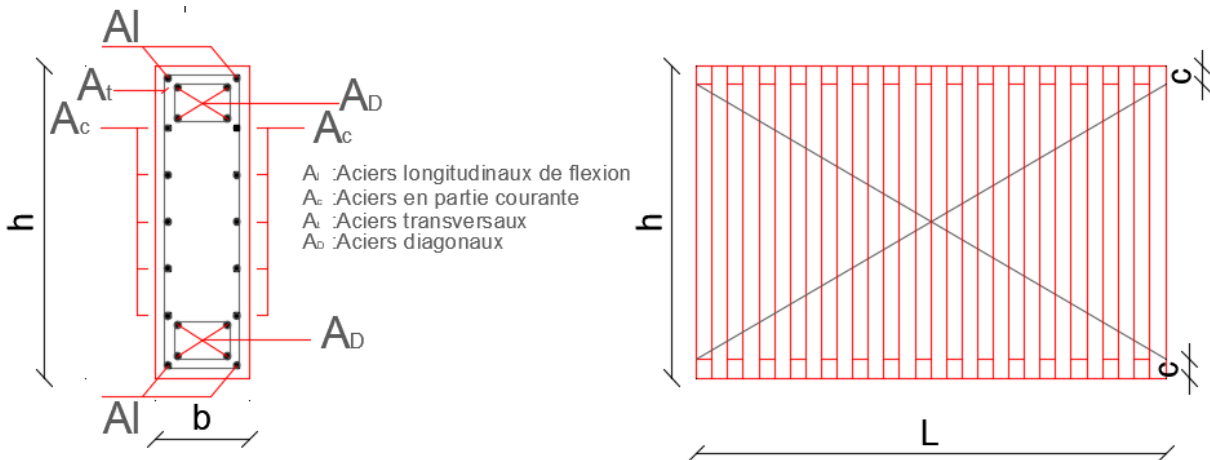
Ainsi la contrainte tangentielle maximum au niveau des linteaux du RDC au 3 em niveau vérifie ce qui suit :

$$\tau_b \geq 0.06f_{c28}=1.5 \text{ Mpa}$$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieures et inférieures) et transversaux et en zone courante (armature de peau) **suivant les minimum réglementaires.**

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le ferrillage des linteaux du premier et deuxième étage sera fait suivant le minimum.



Le ferrailage minimal

$$A_l, A'_l \geq 0.0015 * b * h = 0.0015 * 20 * 223 = 6.69 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_l = A'_l = 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 0.0020 * b * h = 0.002 * 20 * 223 = 8.92 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_c = 18T8 = 18 * 0.5 = 9.0 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.0015 * b * s \quad \tau = 1.54 \text{ Mpa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa} \quad A_t = 0.0025 * 20 * 15 = 0.75 \text{ cm}^2$$

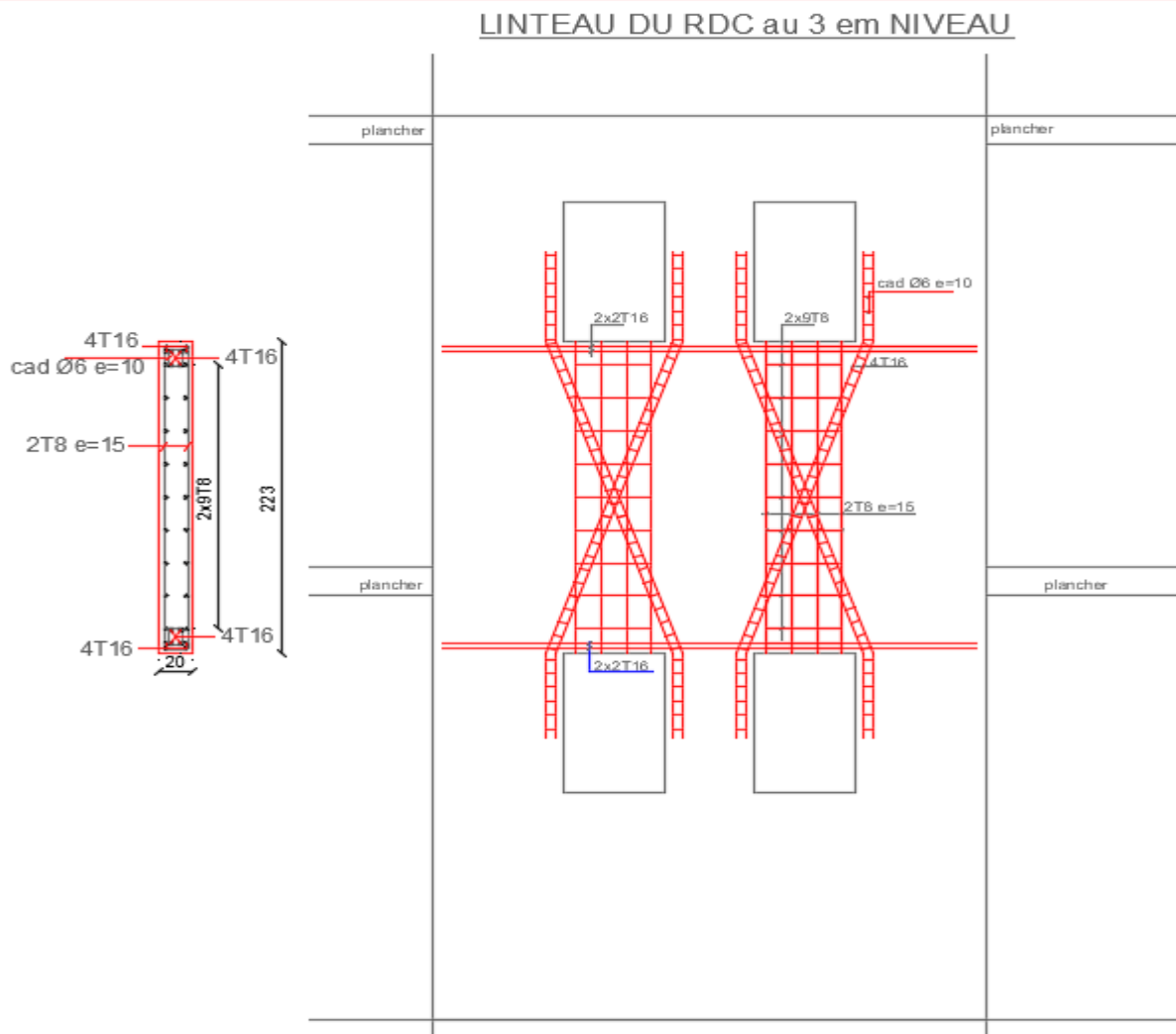
La contrainte $\tau = 1.54 \text{ Mpa}$ étant la plus petite au niveau des linteaux avec diagonale (voir tableau ci-dessus)

$$\text{On adopte } A_t = 2T8 = 1.0 \text{ cm}^2 \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$A_D = \frac{V}{2 * f_e \sin \alpha} \text{ avec } \tan \alpha = \frac{h - 2 * d'}{L} \quad \tan \alpha = \frac{223 - 2 * 22.3}{60} = 2.9733 \quad \alpha = 71.4110^\circ \quad \sin \alpha = 0.9478$$

$$A_D = \frac{593.65 * 10}{2 * 400 * 0.9478} = 7.83 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_D = 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

Ainsi pour les linteaux du premier étage au troisième étage sont fait avec des diagonales comme suit ;



Deuxième cas : $\tau_b \leq 0.06f_{c28}=1.5 \text{ Mpa}$

Ainsi la contrainte tangentielle maximum au niveau des linteaux restant (4 em niveau jusqu'au dernier niveau) vérifie ce qui suit :

$$\tau_b < 0.06f_{c28}=1.5 \text{ Mpa}$$

Dans ce cas le linteau est calculé en flexion simple avec les efforts M et V.

a) Aciers longitudinaux

$$A_l = \frac{M}{Z * F_e} \quad \text{avec } Z = h - 2d'$$

- h : est la hauteur totale du linteau.

- d' : est la distance d'enrobage.

- M : moment du a l'effort tranchant ($V=1.4V$).

➤ Pour le linteau du dernier étage :

$$M = 1.4 * V * L * 0.5 = 1.4 * 69.28 * 0.6 * 0.5 = 29.10 \text{ kN.m}$$

$$Z = h - 2d' = 0.8h = 0.8 * 61.5 = 49.2 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{29.10 * 1000}{49.2 * 400} = 1.5 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_l = 2T12 = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

➤ Pour le reste des linteaux (4, 5, 6,7 niveau) :

$$M = 1.4 * V * L * 0.5 = 1.4 * 382.47 * 0.6 * 0.5 = 160.63 \text{ kN.m} \quad Z = h - 2d' = 0.8h = 0.8 * 223 = 178.4 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{160.63 * 1000}{178.4 * 400} = 2.25 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_l = 2T14 = 2 * 1.54 = 3.08 \text{ cm}^2$$

b) Aciers transversaux

En fonction de la hauteur des linteaux on a deux types .

L'élancement des linteaux est égale a :

$$\text{Type 1 : } \lambda = \frac{L}{h} = \frac{60}{223} = 0.269 < 1 \text{ donc (linteau court)}$$

$$\text{Type 2 : } \lambda = \frac{L}{h} = \frac{60}{61.5} = 0.976 < 1 \text{ donc (linteau court)}$$

L'espacement des armatures transversales est égale a :

$$s \leq \frac{l * f_e * A_t}{V + f_e * A_t} \quad \text{avec } V = \min(V_1, V_2) \quad V_2 = 2 * V_{ucalcul} \quad , \quad V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} \quad \text{et } M_c = A_l * f_e * z$$

- Linteau type 1 (h=223 cm)

Niveau 4, 5, 6,7

$$A_l = 2T14 = 2 * 1.54 = 3.08 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où } M_{ci} = M_{cj} = 3.08 * 400 * 0.8 * 223 = 219.79 \text{ kN.m}$$

$$V_1 = \frac{2 * 219.79}{0.60} = 732.63 \text{ kN} \quad V_{ucalcul} = 382.47 \text{ kN} \quad V_2 = 2 * 382.47 = 764.94 \text{ kN}$$

$$V = \min(732.63, 764.94) = 732.63 \text{ kN.} \quad \text{Donc } s \leq \frac{600 * 400 * 308}{732.63 * 1000 + 400 * 308} = 86.3 \text{ cm}$$

On adopte 2T14 avec un espacement $s=8$ cm

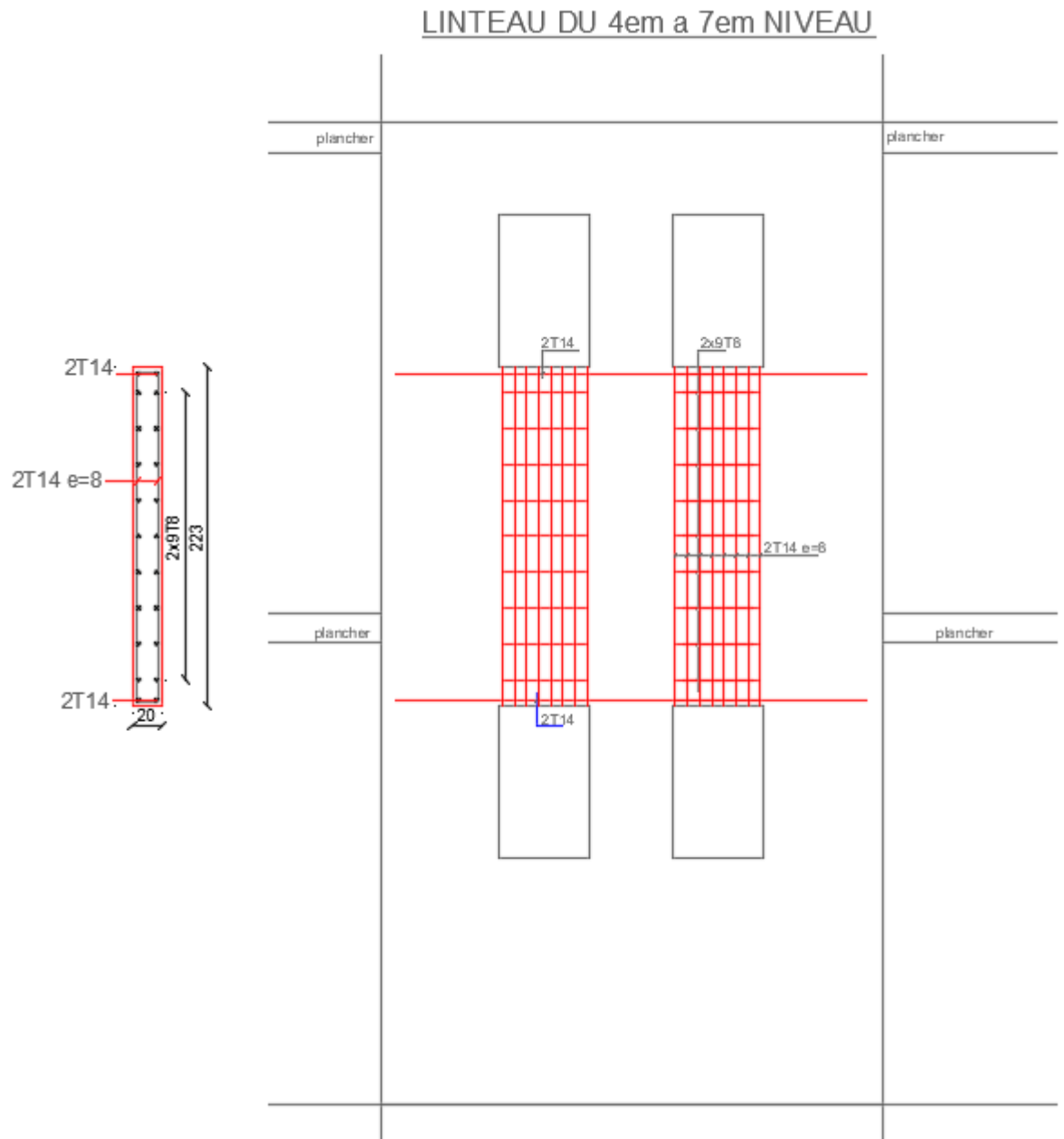
- Linteau type 2 (h=61.5 cm, dernier niveau)

$$A_l = 2T12 = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où } M_{ci} = M_{cj} = 2.26 * 400 * 0.8 * 61.5 = 44.48 \text{ kN.m}$$

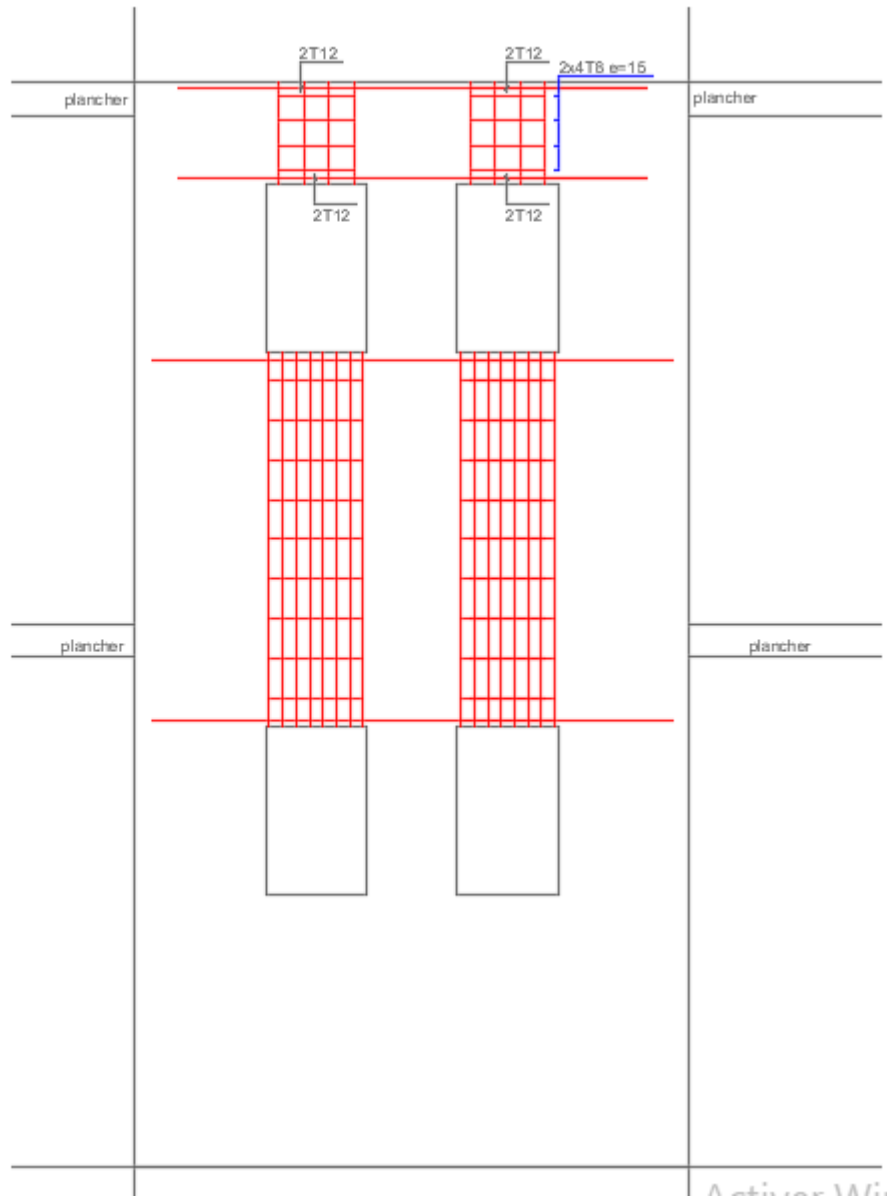
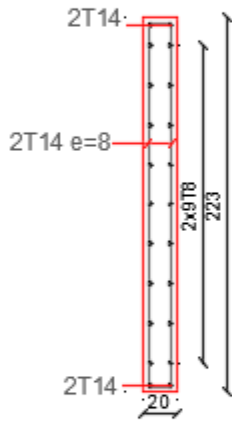
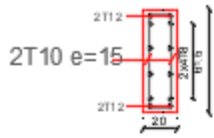
$$V_1 = \frac{2 * 44.48}{0.60} = 148.3 \text{ kN} \quad V_{u\text{calcul}} = 69.28 \text{ kN} \quad V_2 = 2 * 69.28 = 138.56 \text{ kN}$$

$$V = \min(148.3, 138.56) = 138.56 \text{ kN.} \quad \text{Donc } s \leq \frac{600 * 400 * 156}{138.56 * 1000 + 400 * 156} = 18.6 \text{ mm}$$

On a adopté 2T10 avec un espacement de $s=15$ cm



LINTEAU au 8em NIVEAU



(IV) VOILE V4 :

On applique la même méthode pour le ferrailage du voile V4 :

Le traitement des sollicitations du voile V4 du s/sol et RDC est produit comme

suit :

VOILE V4	b=20 cm	L=350 cm	NIVEAU=S/SOL+RDC
----------	---------	----------	------------------

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION																		
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aij									
ELU	Nmax(kN)=	2642.09	partiellement comprimé	281.3	11.3	10.5	5.6	3.40	0	3.4								
	Mcor(KN.m)=	715.621																
	V(kN)=	89.04																
	M(G)(kN.m)=	443.355																
	M(Q)(kN.m)=	78.062																
	Nmin(kN)=	1055.03									partiellement comprimé	303.4	12.1	10.5	5.6	1.60	0	1.6
	Mcor(kN.m)=	63.467																
	V(kN)=	40.51																
M(G)(kN.m)=	37.758																	
M(Q)(kN.m)=	8.329																	
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	47.89	partiellement comprimé	276	11.0	10.5	5.6	42.30	53.5	95.8								
	Mcor(kN.m)=	6173.979																
	V(kN)=	1099.59																
	M(G)(kN.m)=	443.355																
	M(Q)(kN.m)=	78.062																
	Nmin(kN)=	186.22	partiellement comprimé	293.7	11.7	10.5	5.6	28.00	37.00	65.00								
	Mcor(kN.m)=	4606.206																
	V(kN)=	726.92																
M(G)(kN.m)=	443.355																	
M(Q)(kN.m)=	78.062																	
EFFORT NORMALE DE TRACTION																		
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	922	partiellement comprimé	306.4	12.3	10.5	5.6	37.30	55.3	92.60								
	Mcor(kN.m)=	5131.146																
	V(kN)=	969.22																
	Nmin(kN)=	61.19	partiellement comprimé	348	13.9	10.5	5.6	5.40	3.00	8.40								
	Mcor(kN.m)=	267.598																
	V(kN)=	141.42																

Le traitement des sollicitations du voile V4 du 1^{er} étage est produit comme suit :

AILES GAUCHE ET DROITE

VOILE V4

b=20 cm

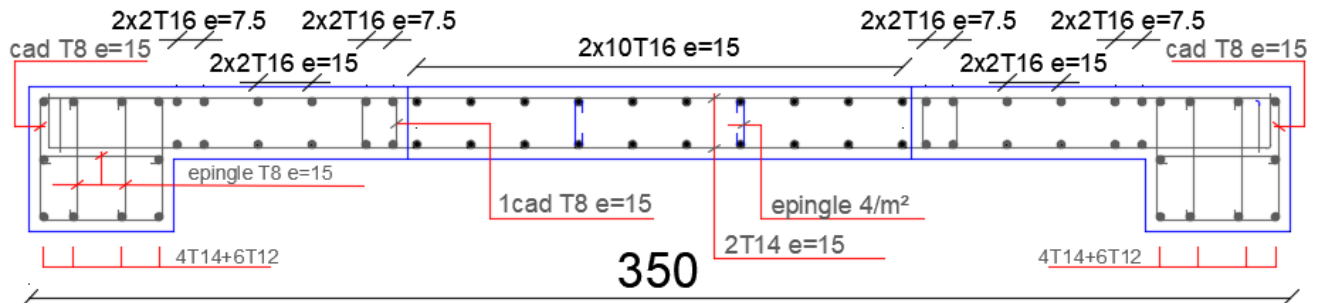
L=105 cm

NIVEAU=1 er ETAGE

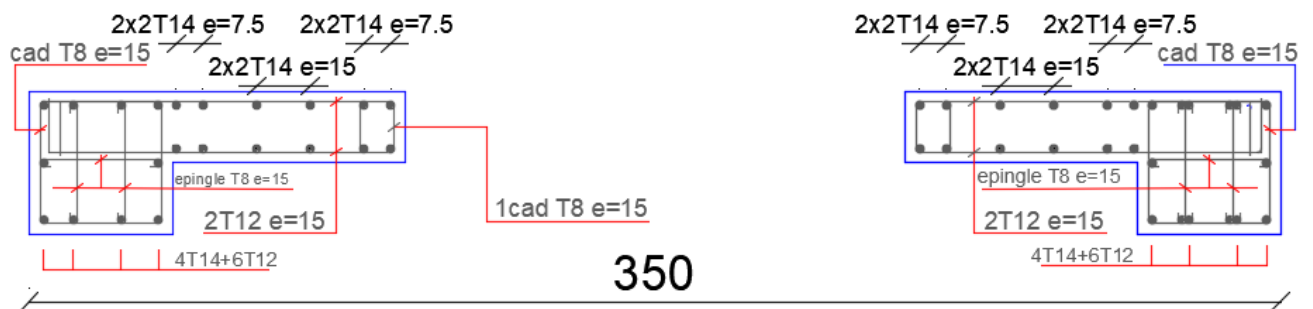
EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aij	
ELU	Nmax(kN)=	1268.21	partiellement comprimé	68.8	2.8	3.2	1.7	1.40	0	1.4
	Mcor(KN.m)=	91.997								
	V(kN)=	36.2								
	M(G)(kN.m)=	59.295								
	M(Q)(kN.m)=	7.966	partiellement comprimé	77.5	3.1	3.2	1.7	1.00	0	1.0
	Nmin(kN)=	951.41								
	Mcor(kN.m)=	96.45								
	V(kN)=	24.99								
M(G)(kN.m)=	62.194	entierement comprimé	31.9	1.3	3.2	1.7	2.20	0	2.2	
M(Q)(kN.m)=	8.325									
Nmax(kN)=	2776.34									
Mcor(kN.m)=	173.287									
ACCIDENTELLE	V(kN)=	277.67	partiellement comprimé	100.7	4.0	3.2	1.7	2.20	1.20	3.40
	M(G)(kN.m)=	59.295								
	M(Q)(kN.m)=	7.966								
	Nmin(kN)=	80.53								
	Mcor(kN.m)=	82.502	partiellement comprimé	45.5	1.8	3.2	1.7	14.80	0	14.80
	V(kN)=	56.93								
	M(G)(kN.m)=	59.295								
	M(Q)(kN.m)=	7.966								
	Ncor(kN)=	1769.9	partiellement comprimé	100.4	4.0	3.2	1.7	10.90	12.1	23.00
	Mmax(kN.m)=	455.009								
	V(kN)=	385.03								
	M(G)(kN.m)=	62.194								
ACCIDENTELLE	M(Q)(kN.m)=	8.325	partiellement comprimé	103.3	4.1	3.2	1.7	3.00	3.00	6.00
	Nmax(kN)=	348.08								
	Mcor(kN.m)=	272.743	partiellement comprimé	100.4	4.0	3.2	1.7	10.90	12.1	23.00
	V(kN)=	282.62								
	Nmin(kN)=	67.72								
Mcor(kN.m)=	77.04	partiellement comprimé	103.3	4.1	3.2	1.7	3.00	3.00	6.00	
V(kN)=	77.04									
EFFORT NORMALE DE TRACTION										

On adopte le ferrailage suivant pour les niveau du s/sol et RDC ainsi que le 1 er et 2 em etage.

S/SOL et RDC



1 em et 2 em ETAGE



Le traitement des sollicitations du voile V4 du 4 em étage est produit comme suit :

AILES GAUCHE ET DROITE

VOILE V4

b=20 cm

L=105 cm

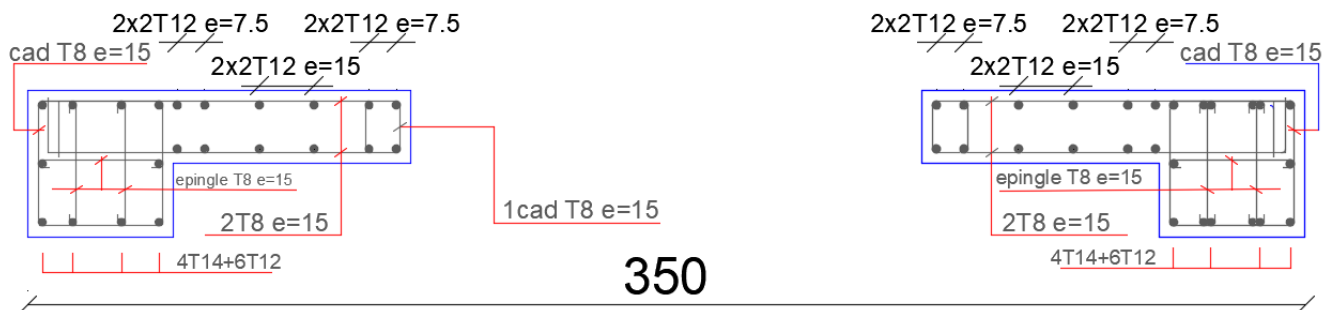
NIVEAU=3 em ETAGE

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION									
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT*20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aij
ELU	Nmax(kN)=	747.23	87.3	3.5	3.2	1.7	1.00	0	1.0
	Mcor(KN.m)=	17.691							
	V(kN)=	25.54							
	M(G)(kN.m)=	12.924							
	M(Q)(kN.m)=	0.162	90.4	3.6	3.2	1.7	0.10	0	0.1
	Nmin(kN)=	577.04							
	Mcor(kN.m)=	36.642							
	V(kN)=	2.04							
M(G)(kN.m)=	24.111								

	M(Q)(kN.m)=	2.728								
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	1516.78	entièrement comprimé	69.1	2.8	3.2	1.7	2.70	0	2.7
	Mcor(kN.m)=	174.814								
	V(kN)=	69.05								
	M(G)(kN.m)=	12.924								
	M(Q)(kN.m)=	0.162	partiellement comprimé							
	Nmin(kN)=	957.74								
	Mcor(kN.m)=	53.257								
	V(kN)=	67.03								
M(G)(kN.m)=	24.111									
M(Q)(kN.m)=	2.728									
EFFORT NORMALE DE TRACTION										
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	271.45	partiellement comprimé	104.9	4.2	3.2	1.7	3.30	6.9	10.20
	Mcor(kN.m)=	117.309								
	V(kN)=	85.95								
	Nmin(kN)=	112.66	partiellement comprimé							
	Mcor(kN.m)=	114.561								
	V(kN)=	92.4								

On adopte ce ferrailage pour le 3 em étage ainsi que le reste des étages.

3em ETAGE ET PLUS



LE FERRAILAGE DES LINTEAUX

Le traitement de tous les linteaux du voile V4 donne ce qui suit :

1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_{blim} = 0.2 * f_{c28} = 0.2 * 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 * V_u}{b * 0.9 * h} \quad \tau_b \leq \tau_{blim}$$

Le règlement RPA99 version 2003 introduit une contrainte tangentielle de calcul

$$\tau_{b*} = 0.06 * f_{c28} = 0.06 * 25 = 1.5 \text{ Mpa}$$

Le traitement de tous les linteaux du voile V4 donne ce qui suit :

NIVEAU	V(kN)	1.4V (kN)	b (cm)	h (cm)	τ_b (Mpa)	0.06 f_{c28} (Mpa)	observation
1 er étage	671.39	939.946	20	173	3.02	1.5	diagonale
2 em étage	597.96	837.144	20	173	2.69	1.5	diagonale
3 em étage	535.7	749.98	20	173	2.41	1.5	diagonale
4 em étage	456.83	639.562	20	173	2.05	1.5	diagonale
5 em étage	358.14	501.396	20	173	1.61	1.5	diagonale
6 em étage	264.91	370.874	20	173	1.19	1.5	sans diagonale
7 em étage	214.25	299.95	20	173	0.96	1.5	sans diagonale
8 em étage	113.98	159.572	20	73	1.21	1.5	sans diagonale

Donc on a bien $\tau_b \leq \tau_{blim}$

Premier er Cas : $\tau_b > 0.06f_{c28}=1.5 \text{ Mpa}$

Le tableau ci-dessus montre que les linteaux du 1^{er} étage au 5 em etgae les efforts (M,V) sont repris par des diagonales .

Le ferrailage minimal

$$A_l, A'_l \geq 0.0015 * b * h = 0.0015 * 20 * 173 = 5.19 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } A_l = A'_l = 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 0.0020 * b * h = 0.002 * 20 * 173 = 6.92 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } A_c = 2x7T8 = 14 * 0.5 = 7.0 \text{ cm}^2$$

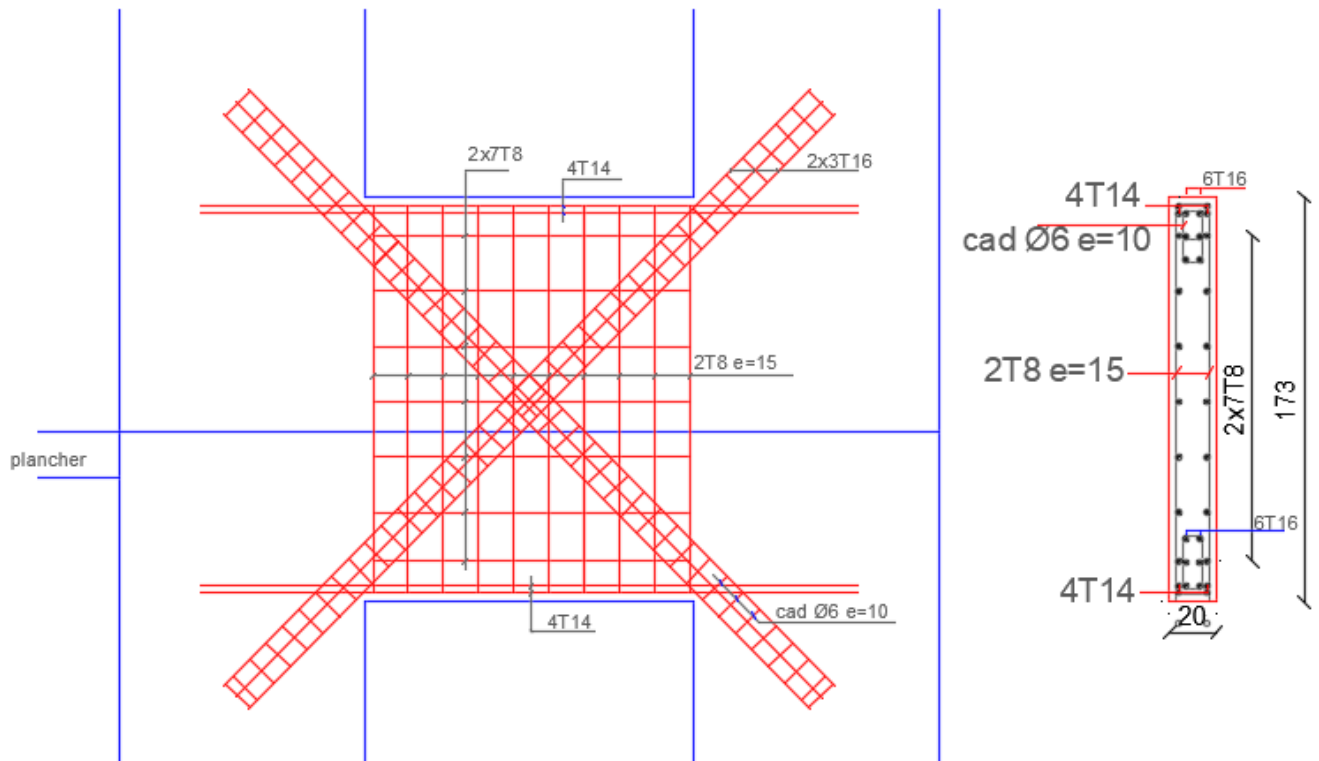
$$A_t = 0.0015 * b * s \quad \tau = 1.75 \text{ Mpa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ Mpa} \quad A_t = 0.0025 * 20 * 15 = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_t = 2T8 = 1.0 \text{ cm}^2 \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$A_D = \frac{V}{2 * f_e \sin \alpha} \quad \text{avec} \quad \tan \alpha = \frac{h - 2 * d'}{L} \quad \tan \alpha = \frac{173 - 2 * 17.3}{140} = 0.98857 \quad \alpha = 44.67^\circ \quad \sin \alpha = 0.7030$$

$$A_D = \frac{671.39 * 10}{2 * 400 * 0.7030} = 11.94 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } A_D = 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

LINTEAU DU 2 a 4 em NIVEAU voile V4



Deuxième cas : $\tau_b \leq 0.06f_{c28}=1.5 \text{ Mpa}$

Ainsi la contrainte tangentielle maximum au niveau des linteaux restant (6 em niveau jusqu'au dernier niveau) vérifie ce qui suit :

$\tau_b \leq 0.06f_{c28}=1.5 \text{ Mpa}$

Dans ce cas le linteau est calculé en flexion simple avec les efforts M et V.

a) Aciers longitudinaux

$$A_l = \frac{M}{Z \cdot F_e} \quad \text{avec } Z = h - 2d'$$

- h : est la hauteur totale du linteau.

- d' : est la distance d'enrobage.

- M : moment du a l'effort tranchant ($V=1.4V$).

➤ Pour le linteau du dernier étage (8 niveau) :

$$M = 1.4 \cdot V \cdot L \cdot 0.5 = 1.4 \cdot 113.98 \cdot 1.4 \cdot 0.5 = 111.7 \text{ kN.m}$$

$$Z = h - 2d' = 0.8h = 0.8 \cdot 73.0 = 58.4 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{111.7 \cdot 1000}{58.4 \cdot 400} = 4.78 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_l = 4T14 = 4 \cdot 1.54 = 6.16 \text{ cm}^2$$

➤ Pour le reste des linteaux (6 et 7 niveau) :

$$M=1.4*V*L*0.5=1.4*264.91*1.4*0.5=259.61 \text{ kN.m} \quad Z=h-2d'=0.8h=0.8*173=138.4 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{259.61*1000}{138.4*400} = 4.69 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_l = 4T14 = 4*1.54 = 6.16 \text{ cm}^2$$

b) Aciers transversaux

En fonction de la hauteur des linteaux on a deux types .

L'élancement des linteaux est égale a :

$$\text{Type 1 : } \lambda = \frac{L}{h} = \frac{140}{73} = 1.92 > 1 \quad (\text{linteau long}) \quad (\text{dernier étage})$$

$$\text{Type 2 : } \lambda = \frac{L}{h} = \frac{140}{173} = 0.81 < 1 \quad (\text{linteau court})$$

Linteau type 1(long) (dernier étage)

L'écartement des cours d'armatures transversales est égale a :

$$S \leq \frac{Z*f_e*A_t}{V} \quad \text{avec } A_t = 2T8 = 1*0.5 = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$Z = h - 2d' = 73 - 2*7.3 = 58.4 \text{ cm}$$

$$V = 1.4*V_{u\text{calcul}} = 1.4*82.28 = 115.192 \text{ KN}$$

$$S \leq \frac{1.0*400*58.4}{113.98*10} = 20.5 \text{ cm} \quad \text{on adopte } 2T8 \text{ e}=15 \text{ cm}$$

Linteau type 2 (linteau cours)

L'espaceement des armatures transversales est égale a :

$$s \leq \frac{l*f_e*A_t}{V+f_e*A_t} \quad \text{avec } V = \min(V_1, V_2) \quad V_2 = 2*V_{u\text{calcul}} \quad , \quad V_1 \leq \frac{M_{ci}+M_{cj}}{l_{ij}} \quad \text{et } M_c = A_l*f_e*z$$

$$A_l = 4T16 = 4*1.54 = 6.16 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où } M_{ci} = M_{cj} = 6.16*400*0.8*173 = 341.02 \text{ kN.m}$$

$$V_1 = \frac{2*341.02}{1.40} = 487.2 \text{ kN} \quad V_{u\text{calcul}} = 264.91 \text{ kN} \quad V_2 = 2*264.91 = 529.82 \text{ kN}$$

$$V = \min(487.2, 529.82) = 487.2 \text{ kN.} \quad \text{Donc } s \leq \frac{140*40000*1.56}{487.20*1000+40000*1.57} = 15.9 \text{ cm}$$

On a adopté s=15 cm

c) Aciers de peau

$$A_c \geq 0.0020*b*h$$

Linteau type 1 (h=73 cm)

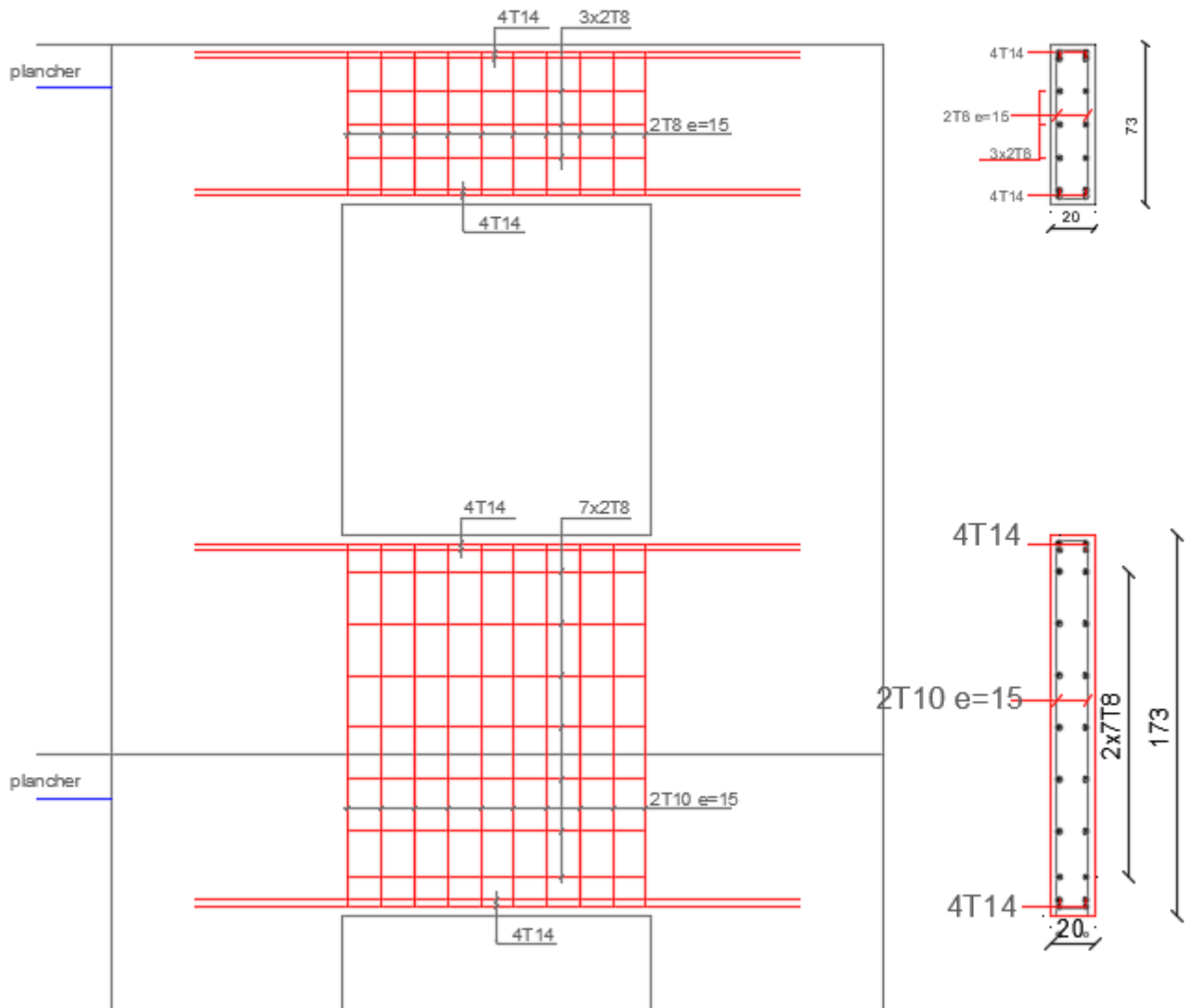
$$A_c \geq 0.0020*20*73 = 2.92 \text{ cm}^2 \quad 6T8 = 3.01 \text{ cm}^2$$

Linteau type 2 (h=173 cm)

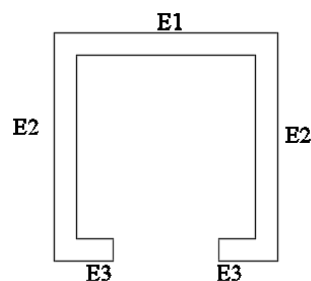
$$A_c \geq 0.0020*20*173 = 2.92 \text{ cm}^2 \quad 14T8 = 7.03 \text{ cm}^2$$

LINTEAU DU 5 a 8 em NIVEAU

voile V4



(V) VOILE ASCENSSEUR



Le traitement des sollicitations du voile de la cage d'ascenseur au niveau du sous sol et du rez de chaussée a donné ce qui suit :

E1

PARTIE E1

b=20 cm

L=220 cm

NIVEAU=S/SOL+RDC

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aij	
ELU	Nmax(kN)=	1698.02	partiellement comprimé	190.8	7.6	6.6	3.5	1.90	0	1.9
	Mcor(KN.m)=	71.665								
	V(kN)=	48.94								
	M(G)(kN.m)=	44.116								
	M(Q)(kN.m)=	8.072								
	Nmin(kN)=	1518.29								
	Mcor(kN.m)=	29.893								
	V(kN)=	57.16								
ACCIDENTELLE	M(G)(kN.m)=	12.345	partiellement comprimé	194.8	7.8	6.6	3.5	2.20	0	2.2
	M(Q)(kN.m)=	8.819								
	Nmax(kN)=	2518.2								
	Mcor(kN.m)=	421.854								
	V(kN)=	313.61								
	M(G)(kN.m)=	44.116								
	M(Q)(kN.m)=	8.072								
	Nmin(kN)=	126.65								
ACCIDENTELLE	Mcor(kN.m)=	137.664	partiellement comprimé	215.7	8.6	6.6	3.5	3.70	0.00	3.7
	V(kN)=	95.82								
	M(G)(kN.m)=	12.345								
	M(Q)(kN.m)=	8.819								
	Ncor(kN)=	2088.55								
	Mmax(kN.m)=	1284.216								
	V(kN)=	412.4								
	M(G)(kN.m)=	12.345								
ACCIDENTELLE	M(Q)(kN.m)=	8.819	partiellement comprimé	158.1	6.3	6.6	3.5	15.90	0.00	15.90
	Nmax(kN)=	106.59								
	Mcor(kN.m)=	376.385								
	V(kN)=	146.9								
	Nmin(kN)=	40.1								
	Mcor(kN.m)=	526.23								
	V(kN)=	384.78								
	EFFORT NORMALE DE TRACTION									
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	106.59	partiellement comprimé	215.1	8.6	6.6	3.5	5.70	6.3	12.00
	Mcor(kN.m)=	376.385								
	V(kN)=	146.9								
	Nmin(kN)=	40.1								
	Mcor(kN.m)=	526.23								
	V(kN)=	384.78								

E2

PARTIE E2

b=20 cm

L=210 cm

NIVEAU=S/SOL+RDC

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION																	
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-αd (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aij								
ELU	Nmax(kN)=	1722.08	partiellement comprimé	171	6.8	6.3	3.4	0.80	0	0.8							
	Mcor(kN.m)=	42.981															
	V(kN)=	19.67															
	M(G)(kN.m)=	31.07															
	M(Q)(kN.m)=	0.692															
	Nmin(kN)=	1311.06	partiellement comprimé	181.3	7.3	6.3	3.4	0.00	0	0.0							
	Mcor(kN.m)=	22.614															
	V(kN)=	0.96															
	M(G)(kN.m)=	12.039															
	M(Q)(kN.m)=	4.041	partiellement comprimé	170.9	6.8	6.3	3.4	2.40	0	2.4							
	Ncor(kN)=	1694.44															
	Mmax(kN.m)=	71.954															
V(kN)=	61.54																
M(G)(kN.m)=	45.262	partiellement comprimé	136.3	5.5	6.3	3.4	8.80	0	8.8								
M(Q)(kN.m)=	0.692																
Nmin(kN)=	98.41									partiellement comprimé	206.1	8.2	6.3	3.4	1.50	0.40	1.9
Mcor(kN.m)=	132.021																
V(kN)=	38.55																
M(G)(kN.m)=	31.07	partiellement comprimé	188.4	7.5	6.3	3.4	10.00	10.10	20.10								
M(Q)(kN.m)=	0.692																
Ncor(kN)=	235.03																
Mmax(kN.m)=	948.82																
V(kN)=	260.06	partiellement comprimé	218.1	8.7	6.6	3.5	3.90	2	5.90								
M(G)(kN.m)=	17.599																
M(Q)(kN.m)=	0.749																
Nmax(kN)=	35.71																
Mcor(kN.m)=	115.308	partiellement comprimé	218.1	8.7	6.6	3.5	3.90	2	5.90								
V(kN)=	102.52																

EFFORT NORMALE DE TRACTION

ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	35.71	partiellement comprimé	218.1	8.7	6.6	3.5	3.90	2	5.90
	Mcor(kN.m)=	115.308								
	V(kN)=	102.52								

	Nmin(kN)=	1063.82	entierement tendue	210	8.4	6.6	3.5	5.00	26.60	31.60
	Mcor(kN.m)=	196.46								
	V(kN)=	128.92								
	Ncor(kN)=	782.38	partiellement comprimée	203.4	8.1	6.6	3.5	9.30	23.3	32.60
	Mmax(kN.m)=	934.58								
	V(kN)=	241.41								

E3

PARTIE E3

b=20 cm

L=63 cm

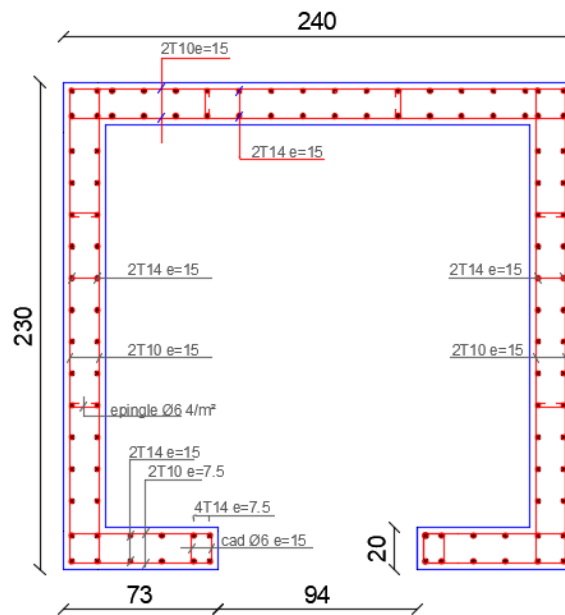
NIVEAU=S/SOL+RDC

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aij	
ELU	Nmax(kN)=	73.85	partiellement comprimée	50.8	2.0	1.9	1.0	0.00	0	0.0
	Mcor(kN.m)=	0.127								
	V(kN)=	0.1								
	M(G)(kN.m)=	0.017								
	M(Q)(kN.m)=	0.069	partiellement comprimée	51.2	2.0	1.9	1.0	0.40	0	0.4
	Nmin(kN)=	433.45								
	Mcor(kN.m)=	16.949								
	V(kN)=	9.31								
M(G)(kN.m)=	9.145	partiellement comprimée	27.5	1.1	1.9	1.0	2.60	0	2.6	
M(Q)(kN.m)=	0.118									
Nmin(kN)=	43.46									
Mcor(kN.m)=	8.541									
V(kN)=	4.86	partiellement comprimée	61.8	2.5	1.9	1.0	0.20	0.00	0.2	
M(G)(kN.m)=	9.145									
M(Q)(kN.m)=	3.068									
Nmax(kN)=	1085.91									
Mcor(kN.m)=	140.868	partiellement comprimée	27.5	1.1	1.9	1.0	2.60	0	2.6	
V(kN)=	66.95									
M(G)(kN.m)=	1.044									
M(Q)(kN.m)=	0.118									
ACCIDENTELLE	Nmin(kN)=	43.46	partiellement comprimée	61.8	2.5	1.9	1.0	0.20	0.00	0.2
	Mcor(kN.m)=	8.541								
	V(kN)=	4.86								
	M(G)(kN.m)=	9.145								
M(Q)(kN.m)=	3.068	partiellement comprimée	27.5	1.1	1.9	1.0	2.60	0	2.6	
Nmax(kN)=	1085.91									
Mcor(kN.m)=	140.868									
V(kN)=	66.95									
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	429.93	partiellement comprimée	60.9	2.4	1.9	1.0	2.60	12.3	14.90
	Mcor(kN.m)=	142.72								
	V(kN)=	68.02								

	Nmin(kN)=	3.88	partiellement comprimée	61.1	2.4	1.9	1.0	0.70	1.50	2.20
	Mcor(kN.m)=	32.137								
	V(kN)=	19.39								

Le ferrailage du voile de la cage d'ascenseur au niveau du s/sol , RDC et du 1 er niveau sera comme suit :

FERRAILLAGE CAGE ASCENSSEUR
niveau S/SOL , RDC et 1 er ETAGE



Le traitement des sollicitations du voile de la cage d'ascenseur au niveau du 1 er étage a donné ce qui suit :

E1

PARTIE E1

b=20 cm

L=220 cm

NIVEAU=2 er ETAGE

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS			TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm²)	Ac (cm²)	Atotal (cm²) =Ac+Aij
ELU	Nmax(kN)=	1194.92	partiellement comprimée	192.5	7.7	6.6	3.5	0.10	0	0.1
	Mcor(KN.m)=	88.185								
	V(kN)=	2.8								
	M(G)(kN.m)=	52.616								
	M(Q)(kN.m)=	11.436	partiellement comprimée	195.9	7.8	6.6	3.5	0.00	0	0.0
	Nmin(kN)=	1044.39								
Mcor(kN.m)=	86.468									

	V(kN)=	1.02								
	M(G)(kN.m)=	51.231								
	M(Q)(kN.m)=	10.997								
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	1519.54	partiellement comprimée	173.4	6.9	6.6	3.5	19.90	0	19.9
	Mcor(kN.m)=	1102.67								
	V(kN)=	517.12								
	M(G)(kN.m)=	52.616								
	M(Q)(kN.m)=	11.436								
ACCIDENTELLE	Nmin(kN)=	224.5	partiellement comprimée	199	8.0	6.6	3.5	20.10	9.90	30.0
	Mcor(kN.m)=	974.514								
	V(kN)=	521.11								
	M(G)(kN.m)=	52.616								
	M(Q)(kN.m)=	11.436								

E2

PARTIE E2

b=20 cm

L=210 cm

NIVEAU=1 ER ETAGE

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aij	
ELU	Nmax(kN)=	1362.96	partiellement comprimée	180	7.2	6.3	3.4	1.70	0	1.7
	Mcor(kN.m)=	30.191								
	V(kN)=	44.83								
	M(G)(kN.m)=	14.399								
	M(Q)(kN.m)=	6.957								
	Nmin(kN)=	931.92	partiellement comprimée	189.8	7.6	6.3	3.4	0.00	0	0.0
	Mcor(kN.m)=	23.571								
	V(kN)=	0.9								
	M(G)(kN.m)=	14.399								
	M(Q)(kN.m)=	2.754								
	Ncor(kN)=	1187.28	partiellement comprimée	183.9	7.4	6.3	3.4	1.70	0	1.7
	Mmax(kN.m)=	33.127								
V(kN)=	44.65									
M(G)(kN.m)=	15.709									
M(Q)(kN.m)=	7.946									
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	1832.2	partiellement comprimée	165.7	6.6	6.3	3.4	12.30	0	12.3
	Mcor(kN.m)=	661.418								
	V(kN)=	320.57								

	M(G)(kN.m)=	17.254								
	M(Q)(kN.m)=	3.087								
	Nmin(kN)=	29.86	partiellement comprimé	209	8.4	6.3	3.4	8.00	0.00	8.0
	Mcor(kN.m)=	32.267								
	V(kN)=	208.78								
	M(G)(kN.m)=	14.399								
	M(Q)(kN.m)=	2.754								
	Ncor(kN)=	1425.36	partiellement comprimé	172.5	6.9	6.3	3.4	13.60	0.00	13.60
	Mmax(kN.m)=	699.332								
	V(kN)=	354.42								
	M(G)(kN.m)=	14.634								
	M(Q)(kN.m)=	6.634								
EFFORT NORMALE DE TRACTION										
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	399.3	partiellement comprimé	209	8.4	6.6	3.5	9.20	10.7	19.90
	Mcor(kN.m)=	393.031								
	V(kN)=	238.73								
	Nmin(kN)=	61.22	partiellement comprimé	201.8	8.1	6.6	3.5	10.90	7.60	18.50
	Mcor(kN.m)=	502.912								
	V(kN)=	283.27								
	Ncor(kN)=	282.36	partiellement comprimé	203	8.1	6.6	3.5	12.30	12.2	24.50
	Mmax(kN.m)=	620.736								
	V(kN)=	320.63								

E3

PARTIE E3

b=20 cm

L=63 cm

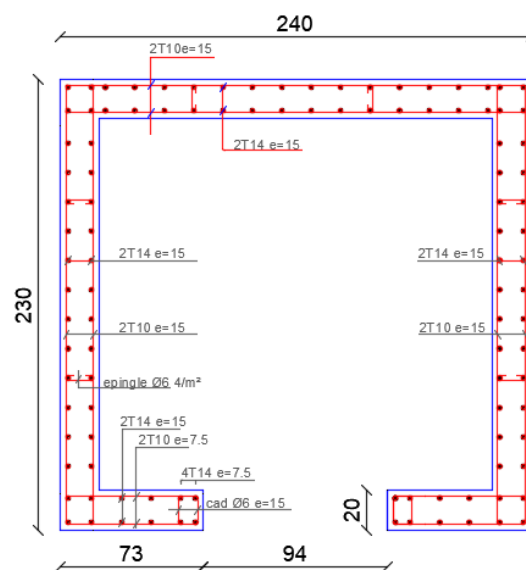
NIVEAU=1 ER ETAGE

EFFORT NORMALE DE COMPRESSION										
SOLLICITATIONS		TYPE DE SECTION	LONGUEUR TENDUE LT=h-ad (cm)	A1(cm ²) =0.20%LT *20 (zone tendue)	A2(cm ²) =0.15%*20*L (zone globale)	A2(cm ²) =0.10%*20*(L-2*a) (zone courante)	Avj (cm ²)	Ac (cm ²)	Atotal (cm ²) =Ac+Aij	
ELU	Nmax(kN)=	414.14	partiellement comprimé	52.8	2.1	1.9	1.0	0.20	0	0.2
	Mcor(KN.m)=	5.118								
	V(kN)=	4.01								
	M(G)(kN.m)=	3.003								
	M(Q)(kN.m)=	0.75	partiellement comprimé	54.8	2.2	1.9	1.0	0.80	0	0.8
	Nmin(kN)=	311.47								
	Mcor(kN.m)=	20.382								
V(kN)=	12.02									

	M(G)(kN.m)=	11.903								
	M(Q)(kN.m)=	2.875								
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	592.27	partiellement comprimée	48.7	1.9	1.9	1.0	1.00	0	1.0
	Mcor(kN.m)=	49.216								
	V(kN)=	26.46								
	M(G)(kN.m)=	11.714								
	M(Q)(kN.m)=	2.917								
ACCIDENTELLE	Nmin(kN)=	0.91	partiellement comprimée	62.6	2.5	1.9	1.0	0.10	0.30	0.4
	Mcor(kN.m)=	6.997								
	V(kN)=	3.11								
	M(G)(kN.m)=	11.903								
	M(Q)(kN.m)=	2.875								
EFFORT NORMALE DE TRACTION										
ACCIDENTELLE	Nmax(kN)=	74.61	partiellement comprimée	62.9	2.5	1.9	1.0	0.40	1.9	2.30
	Mcor(kN.m)=	19.854								
	V(kN)=	9.37								
	Nmin(kN)=	8.42								
	Mcor(kN.m)=	7.436								
ACCIDENTELLE	V(kN)=	3.19	partiellement comprimée	62.7	2.5	1.9	1.0	0.10	0.40	0.50

Le ferrailage du voile de la cage d'ascenseur au niveau du 2m niveau et plus sera comme suit :

FERRAILAGE CAGE ASCENSSEUR
niveau : 2em ETAGE et PLUS



Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

1. INTRODUCTION

Un mur ou un poteau supporte une partie des charges de l'ouvrage et compte-tenu de ses faibles dimensions, ils risquent de poinçonner le sol. C'est pour cela que sous un mur et un poteau, on place une fondation qui permet de répartir la même charge mais sur une surface horizontale plus importante et donc de diminuer la pression exercée sur le sol, c'est à dire de diminuer la force exercée sur le sol par unité de surface.

Il faudra toujours s'assurer que la pression exercée par la fondation sur le sol est inférieure à la pression que peut supporter le sol. La pression que peut supporter le sol a été déterminée grâce aux essais de reconnaissance du sol.

La fonction d'une fondation est de transmettre au sol les charges qui résultent des actions appliquées sur la structure qu'elle supporte.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

➤ **Fondations superficielles** : sont de trois types :

- Semelles isolées : placée sous un poteau,
- Semelles filantes : placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés et
- Radier général

➤ Fondations profondes :

- Semelles sur puits
- Semelles sur pieux.

Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- La qualité du sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le coût d'exécution.

1.1 Pré dimensionnement des semelles :

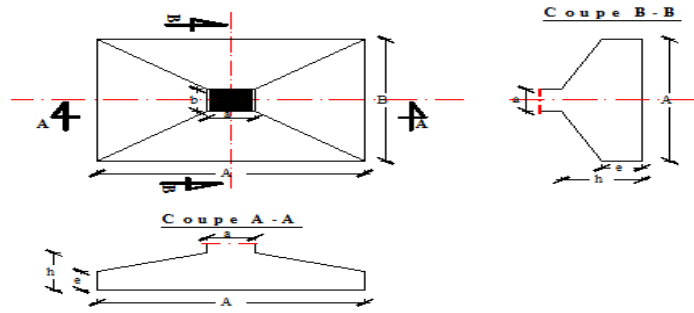


Figure VII.1 : Dimension d'une semelle isolée

1.2 Semelle de centre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sol} = \frac{N}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B \end{array} \right.$$

Avec : $\overline{\sigma}_{sol} = 2.8$ bars ; $N = 2033.99$ KN ; $a = b = 60$ cm

On prend : $B = 270$ cm $\Rightarrow A = 270$ cm

1.3 Semelle de rive :

$N = 1841.20$ KN

$B \geq 256.43$ cm

On prend : $A = B = 260$ cm $\Rightarrow A = 260$ cm

1.4 Semelle de d'angle :

$N = 1638.29$ KN

$B \geq 241.89$ cm

On prend : $A = B = 245$ cm

➤ Conclusion :

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

2. Etude du radier :

2.1 Pré dimensionnement :

2.1.1 Hauteur totale du radier :

La hauteur (h) du radier sera déterminée en tenant compte des conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5} \quad ; \text{ Avec :}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=6.10\text{m} \Rightarrow 0.76 \leq h \leq 1.22$$

- **Condition de rigidité :**

$$\text{Pour qu'un plancher soit rigide, il faut : } L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K=40\text{MN/m}^3$ (HENRY THONIER ; Conception et calcul des structures).

E : module d'élasticité du béton ($E=3 \times 10^4 \text{MPa}$) ;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

B : largeur du radier.

Pour notre cas : $L=6.10\text{m}$.

$$h_m \geq \left[\frac{3k \times \left(\frac{2L}{\square}\right)^4}{E} \right]^{\frac{1}{3}} = \left[\frac{3 \times 40 \times \left(\frac{2 \times 6.10}{3.14}\right)^4}{3 \times 10^4} \right]^{\frac{1}{3}} = 0.97\text{m}$$

- **Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 ; 4) = 2.5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \quad \text{[BAEL91/A5.1.1]}$$

$$h \geq \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u}$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant maximum.

On a : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{380}{610} = 0.62$ le panneau travaille suivant deux directions.

$$T_x = \frac{q_{\max}^u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4}$$

$$T_y = \frac{q_{\max}^u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

2.2 Calcul q_u :

2.2.1 La surface du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = (20.2) \times (10.27) = 207.45 \text{ m}^2$$

2.2.2 Le poids de superstructure :

$$G = 27268.2 \text{ KN} ; Q = 5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times \frac{G}{S} + 1.5 \times Q = 1.35 \times \frac{27268.2}{226.10} + 1.5 \times 5 = 184.95 \text{ KN}$$

$$T_x = \frac{q_{\max} \times l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{184.95 \times 3.8}{2} \cdot \frac{6.10^4}{3.8^4 + 6.10^4} = 305.41 \text{ kN/m}$$

$$T_y = \frac{q_{\max} \times l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{184.45 \times 6.10}{2} \cdot \frac{3.8^4}{3.8^4 + 6.10^4} = 73.83 \text{ kN/m}$$

$$T = \max(T_x ; T_y) = 305.41 \text{ kN/m}$$

$$h \geq \frac{q_{\max}}{2} = \frac{305410}{0.9 \times 100 \times 2.5 \times 100} = 13.57 \text{ cm}$$

2.2.3 Condition de non poinçonnement :

$$Nu \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow (I)$$

Où :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen de radier.

h : Epaisseur du radier

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1) \text{ avec:}$$

$$a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (a + b + 2 \cdot h)$$

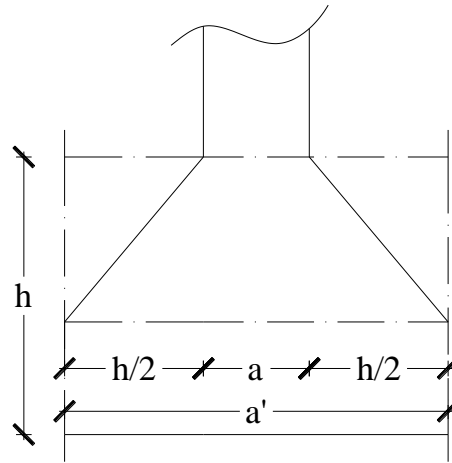


Figure VII.2 : Dimensionnement du feuillet moyen

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'état limite ultime.

Pour notre structure, $N_{u \max} = 2033.99$ KN appliquée sur un poteau de section rectangulaire de dimensions $a = b = 60$ cm

$$(I) \quad \Rightarrow 0.045 \times (2 \times (600 + 600 + 2 \times h)) 16.67 - N_u \geq 0$$

$$\Rightarrow 3h^2 + 1800.36h - 2033990 \geq 0$$

$$\Rightarrow h \geq 57.63 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

Pour satisfaire les 4 conditions précédentes, on prendra une hauteur du radier égale à 140cm.

• **Hauteur de la nervure :**

$$h' \geq L/10 = 610/10 = 61 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur $h' = 100$ cm

• **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq 610/20 = 30.5 \text{ cm}$$

On prendra $e = 40$ cm

2.3 Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types des poutres apparentes :

Poutres principales et Poutres secondaires.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L-b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$L_x = 380 \text{ cm}$$

$$L_y = 610 \text{ cm}$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 140 \leq b_0 \leq 0.4 \times 140$$

$$b_0 = 450 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{610 - 40}{2}; \frac{380}{10}\right)$$

$$b_1 = 45 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2 \times b_1 = 140 \text{ cm}$$

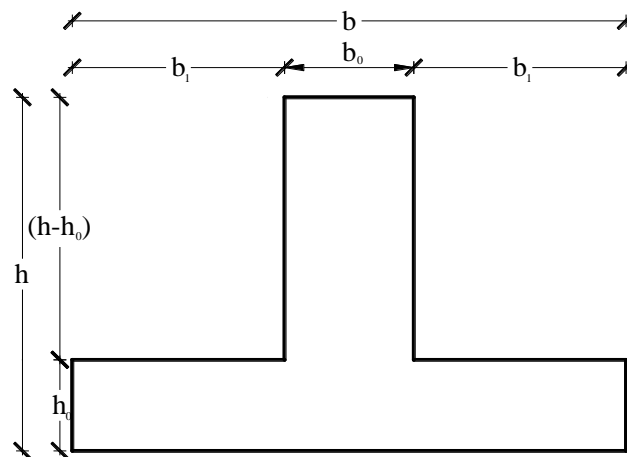


Figure VII.3 : Dimensions des poutres

Tableau VII.1 : Dimensions des poutres.

	h (cm)	h₀ (cm)	b₀ (cm)	b₁ (cm)	b (cm)
Poutres principales	140	40	50	45	140
Poutres secondaires	140	40	50	45	140

2.4 Détermination des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$$h = 140 \text{ cm}; e = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 207.45 \text{ m}^2$$

$$\text{Inerties du radier : } I_{xx} = 1823.40 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 7054.13 \text{ m}^4$$

$$V_x = 10.10 \text{ m}; V_y = 5.135 \text{ m}$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier.

Calcul du poids du radier (Pr) :

- Poids du radier sans poutres : $P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b$;
- Poids des poutres principales : $P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b$
- Poids des poutres secondaires : $P_s = L'(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P1 = 207.45 \times 0.4 \times 25 = 2074.5 \text{ KN}$$

$$Pp = 60.6 \times (1.40 - 0.40) \times 25 \times 0.5 = 757.5 \text{ KN}$$

$$Ps = 71.89 \times (1.40 - 0.40) \times 25 \times 0.5 = 898.63 \text{ KN}$$

Donc :

$$Pr = P1 + Pp + Ps = 2074.5 + 757.5 + 898.63 = 3730.63 \text{ KN}$$

- **Surcharges d'exploitation (Qr) :**

$$Qr = 5 \times S = 5 \times 207.45 = 1037.25 \text{ KN}$$

2.4.1 Combinaisons d'actions :

2.4.2 Situations durable et transitoire :

- **Etat limite ultime : (1.35G + 1.5 Q) + (1.35 Pr + 1.5 Qr)**

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

$$N_u^1 = (1.35G + 1.5Q)$$

$$N_u^2 = (1.35 \times Pr + 1.5 \times Qr)$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont donné par

Le logiciel ETABS Bat sous la combinaison ELU

$$N_u^1 = 37321.10 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1.35 \times Pr + 1.5 \times Qr = 1.35 \times 3730.63 + 1.5 \times 1037.25 = 6592.22 \text{ KN}$$

$$N_U = 37321.1 + 6592.22 = 43913.32 \text{ KN}$$

$$M_x = 2040.624 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 9832.716 \text{ KN.m}$$

Avec : M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée.

$$M_{X/G} = \sum (M_x + F_y \cdot x)$$

$$M_{Y/G} = \sum (M_y + F_x \cdot y)$$

- **Etat limite de service:** $(G + Q) + (Pr + Qr)$

$$N_s^1 = 27268.2 \text{ KN}$$

$$N_s^2 = Pr + Qr = 3730.63 + 1037.25 = 4767.88 \text{ KN}$$

$$N_s = 27268.2 + 4767.88 = 32036.08 \text{ KN}$$

$$M_x = 1458.154 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 7157.275 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Situation accidentelle :**

$$[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)] \text{ et } [(0,8G \pm E) + 0,8 Pr]$$

$$N_{acc}^1 = 28482.86 \text{ KN}$$

$$N_{acc}^2 = Pr + Qr = 3730.63 + 1037.25 = 4767.88 \text{ KN}$$

$$N_{acc} = 28482.86 + 4767.88 = 33250.74 \text{ KN}$$

$$M_x = 10317.047 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 51634.684 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

2.4.3 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure.

➤ Remarque :

La contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 2 (Situation accidentelle).

[RPA99/version 2003 a.10.1.4].

2.4.4 Situations durable et transitoire :

- **Etat limite ultime :**

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{43913.32}{207.45} \pm \frac{2040.624}{1832.4} \times 10.1 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.22 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 2.8 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 2.8 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3 \times \sigma_1) + \sigma_2}{4} = 2.15 \text{ bar} < \sigma_{adm} = 2.8 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{43913.32}{207.45} \pm \frac{9832.716}{7054.83} \times 5.135 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.18 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 2.8 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.04 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 2.8 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3 \times \sigma_1) + \sigma_2}{4} = 2.15 \text{ bar} < \sigma_{adm} = 2.8 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite de service :**

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{32036.08}{207.45} \pm \frac{1458.154}{1832.4} \times 10.1 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.62 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 2.8 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.46 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 2.8 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3 \times \sigma_1) + \sigma_2}{4} = 1.57 \text{ bar} < \sigma_{adm} = 2.8 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens v-v :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{32036.08}{207.45} \pm \frac{7157.275}{7054.83} \times 5.135 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.59 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 2.8 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.49 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 2.8 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3 \times \sigma_1) + \sigma_2}{4} = 1.57 \text{ bar} < \sigma_{adm} = 2.8 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Situation accidentelle :**

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{33250.74}{207.45} \pm \frac{10317.047}{1832.4} \times 10.1 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.16 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 5.6 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.04 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 5.6 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3 \times \sigma_1) + \sigma_2}{4} = 1.88 \text{ bar} < \sigma_{adm} = 5.6 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{33250.74}{207.45} \pm \frac{51634.684}{7054.83} \times 5.135 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.97 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 5.6 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.23 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 5.6 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3 \times \sigma_1) + \sigma_2}{4} = 1.79 \text{ bar} < \sigma_{adm} = 5.6 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2.4.5 Vérification de l'effet de sous pression :

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas, c'est-à-dire : $P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$

Avec :

P : poids du bâtiment ;

S : surface d'assise du bâtiment ;

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$) ;

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

$$P > 1.5 \times S \times \gamma \times Z = 15 \times 207.45 \times 10 \times 5 = 15558.75 \text{ KN.}$$

$$P = 32036.08 \text{ KN} > 1.5 \times S \times \gamma \times Z = 15558.75 \text{ KN}$$

\Rightarrow la structure est stable.

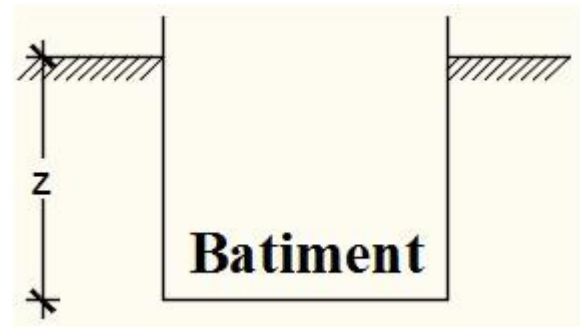


Figure VII.3 : L'encrage de de la structure

2.4.6 Ferrailage du radier :

Le calcul d'un radier est identique à celui de la dalle pleine.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

2.4.7 Détermination des sollicitations :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 ; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_x$$

Avec :

- **Etat limite ultime :** $q_u = \sigma_m \times 1 = 215 \text{ KN/ml}$
- **Etat limite de service :** $q_s = \sigma_m \times 1 = 157 \text{ KN/ml}$

Tableau VII.2 : Sollicitations (moments) suivant les sens x et le sens y.

Sollicitation	L_x (m)	L_y (m)	$\rho=L_x/L_y$	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN.M)	M_{0y} (KN.M)
E.L.U	3.8	6.10	0.62	0.0794	0.3205	246.50	79
E.L.S	3.8	6.10	0.62	0.0844	0.4892	191.34	93.60

2.4.8 Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 4\text{cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

(B.A.E.L 91).

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h_0}{10}; \text{ Avec : } h_0 = 40\text{cm} \Rightarrow h_0 \leq \frac{40}{10} = 4\text{cm} = 40\text{mm}$$

Donc ; on prendra $\varnothing_{\max} = 20\text{mm}$

Béton enterrée $\Rightarrow C_x = 5\text{cm}$.

2.4.9 Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$

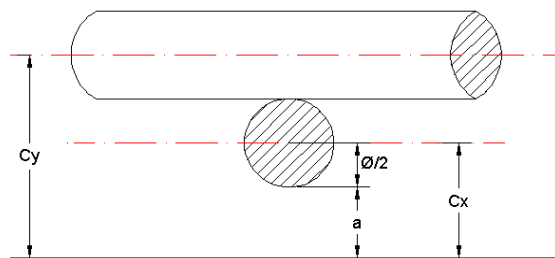
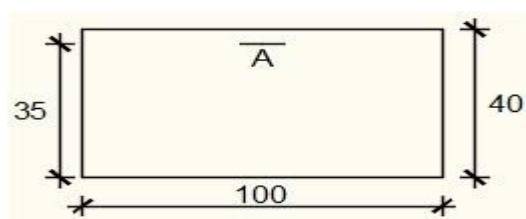


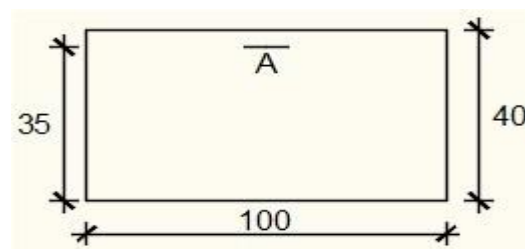
Figure VII.5 : Sections d'armatures du radier

➤ Sections de calcul :

Sens xx :

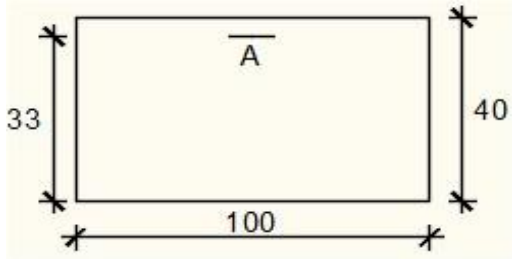


En travée

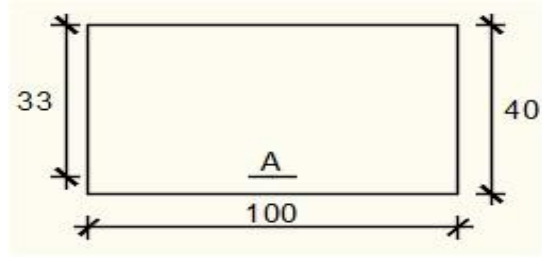


En appuis

Sens yy :



En travée



En appuis

Fig.VII.6 : Sections de calcul du radier

2.4.10 Détermination des armatures :

Sens x-x :

2.4.10.1 En travée :

➤ **Etat limite ultime : $M_{tx}^u = 184875 \text{ N.m}$**

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{184875}{14.2 \times 100 \times 35^2} = 0.106$$

$$\mu = 0.106 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

=> \bar{A} n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.140$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.944$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{184875}{348 \times 0.944 \times 35} = 16.07 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{tx}^u = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 12.01 \text{ cm}^2$$

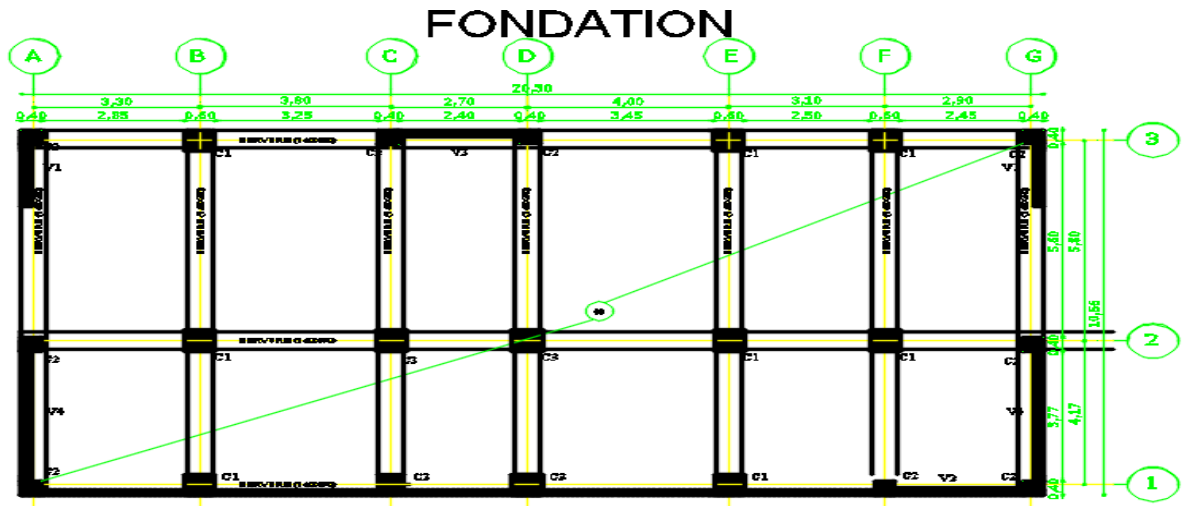
➤ **Conclusion :**

$$A_{IX}^u = \max (A_{cal}; A_{min}) = \max (16.07; 3.2) = 16.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des Armatures :**

8T16/ml → A = 16.08 cm²/ml

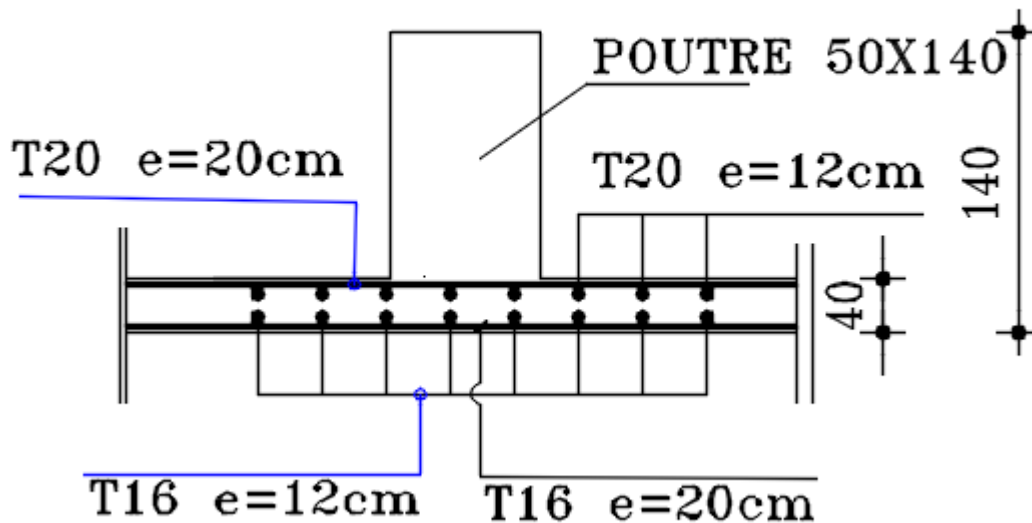
(T → e = 12cm)



Vue en plan du radier General

2.5 Ferrailage de la dalle :

FERRAILLAGE DE DALLE DE RADIER



➤ Etat limite de service : $M_{IX}^s = 143505 \text{ N.m}$

➤ Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 16.08}{100} = 2.41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 35 \times 2.41 = 168.7 \text{ cm}^2$$

$$y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.41 + \sqrt{2.41^2 + 168.7} = 10.80 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10.80^3}{3} + 15 \times 6.08 \times (35 - 10.80)^2 = 183246.77 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^s}{I} = \frac{143505}{183246.77} = 0.78$$

$$\sigma_b = y1 \times K = 10.80 \times 0.78 = 8.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y1) = 15 \times 0.78 \times (35 - 10.8) = 283.14 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta_1} \times f_{t28} \right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Conclusion :**

$\sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 $\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$
} ⇒ Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS

✓ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{143505}{201.63 \times 100 \times 35^2} = 0.0058$$

$$\mu_1 = 0.5 \Rightarrow k_1 = 27.02 ; \beta_1 = 0.881$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{27.72} = 7.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{143505}{201.63 \times 0.881 \times 35} = 23.08 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$8T20 \rightarrow A = 25.12 \text{ cm}^2$$

En appuis :

➤ **Etat limite ultime : $M_{ax} = 123250 \text{ N.m}$**

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{123250}{14.2 \times 100 \times 35^2} = 0.07$$

$$\mu = 0.07 < \mu_1 = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

=> \hat{A} n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_{l1} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.090$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.964$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{123250}{348 \times 0.964 \times 35} = 10.49 \text{ cm}^2.$$

2.5.1 Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{ax}^u = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 35 = 3.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 10.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{ax}^u = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(10.49; 3.2) = 10.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$6T12/\text{ml} \rightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \rightarrow e = 16 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service : $M_{ax}^s = 95670 \text{ N.m}$**

➤ **Détermination des contraintes :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12.06}{100} = 1.81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 35 \times 1.81 = 126.7 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.81 + \sqrt{1.81^2 + 126.7} = 9.59 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.59^3}{3} + 15 \times 12.06 \times (35 - 9.59)^2 = 146200.50 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^s}{I} = \frac{93840}{146200.5} = 0.65$$

$$\sigma_b = y_1 \times K = 9.59 \times 0.65 = 6.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 0.65 \times (35 - 9.59) = 247.74 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{f_t28} \right) = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS}$$

✓ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{95670}{201.63 \times 100 \times 35^2} = 0.0038$$

$$\mu_1 = 0.0038 \Rightarrow k_1 = 35 ; \beta_1 = 0.900$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{35} = 5.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{95670}{201.63 \times 0.900 \times 35} = 15.06 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$8T16 \rightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$(T16 \rightarrow e = 12 \text{ cm})$$

Sens v-v :

En travée :

➤ **Etat limite ultime : $M_{\text{ty}}^u = 67150 \text{ N.m}$**

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{67150}{14.2 \times 100 \times 33^2} = 0.043$$

$$\mu = 0.43 < \mu_1 = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$\Rightarrow \lambda$ n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \eta = 0.055$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \eta = 0.978$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{66529.5}{348 \times 0.978 \times 33} = 5.97 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{ty}^u = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

$$A_{ty}^u = \max (A_{cal}; A_{min}) = \max (5.97; 3.2) = 5.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$4T14/\text{ml} \rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service : $M_{ty}^s = 79560 \text{ N.m}$**

➤ **Détermination des contraintes :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 6.16}{100} = 0.924 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 33 \times 0.924 = 60.98 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.924 + \sqrt{0.924^2 + 60.98} = 6.94 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 6.94^3}{3} + 15 \times 6.16 \times (33 - 6.94)^2 = 89172.13 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^s}{I} = \frac{79560}{89172.13} = 0.89$$

$$\sigma_b = y_1 \times K = 6.94 \times 0.89 = 6.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.89 \times (33 - 6.94) = 347.90 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta_1} \times f_{t28} \right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Conclusion

$\sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 $\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$
} \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS

➤ Détermination des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^s}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{79560}{201.63 \times 100 \times 33^2} = 0.0036$$

$$\mu_1 = 0.0036 \Rightarrow k_1 = 36.02 ; \beta_1 = 0.902$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{36.02} = 5.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{79560}{201.63 \times 0.902 \times 33} = 13.15 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des Armatures :

$$5T20 \rightarrow A = 15.7 \text{ cm}^2$$

$$(T20 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

En appuis :

➤ Etat limite ultime : $M_{ay}^u = 39500 \text{ N.m}$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{39500}{14.2 \times 100 \times 33^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_1 = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et ;}$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.031$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.987$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{39500}{348 \times 0.987 \times 33} = 3.48 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{ay}^u = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2.$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{ty}^u = \max (A_{cal}; A_{min}) = \max (3.48; 3.2) = 3.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$4T12/\text{ml} \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service : $M_{ay}^s = 46800 \text{ N.m}$**

➤ **Détermination des contraintes :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4.52}{100} = 0.68 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 33 \times 0.68 = 44.88 \text{ cm}^2$$

$$y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.68 + \sqrt{0.68^2 + 44.88} = 6.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 6.05^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (33 - 6.05)^2 = 56624.81 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^s}{I} = \frac{46800}{56624.81} = 0.82$$

$$\sigma_b = y1 \times K = 6.05 \times 0.82 = 4.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y1) = 15 \times 0.82 \times (33 - 6.05) = 331.48 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Conclusion :**

$\sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 $\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ } \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS

✓ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_{ay}^s}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{46800}{201.63 \times 100 \times 33^2} = 0.0021$$

$$\mu_1 = 0.0021 \Rightarrow k_1 = 49.93 ; \beta_1 = 0.923$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{201.63}{49.43} = 4.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{46800}{201.63 \times 0.923 \times 33} = 7.16 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

5T16 → A = 10.05 cm² (T16 → e = 20 cm)

5 Ferrailage des poutres de redressement (libages) :

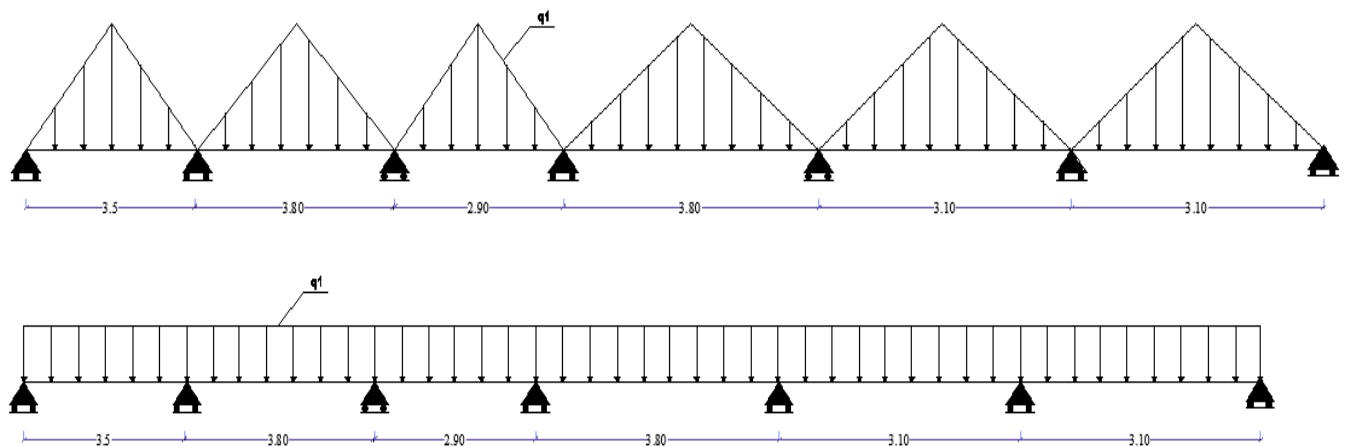
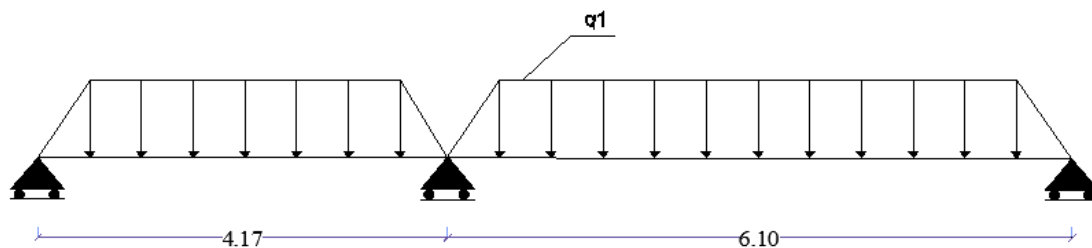


Figure VII.7 : Schéma statique de la poutre secondaire



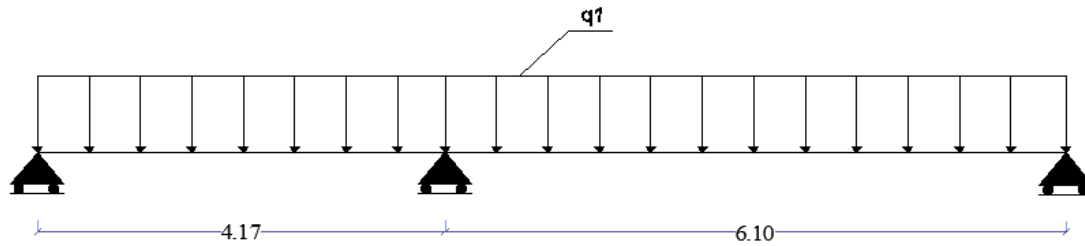


Figure VII.8 : schéma statique de la poutre principale

Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

Avec :

\bar{q}_1 : Charge provenant du radier ;

q_1 : Charge équivalente ;

- Pour une charge trapézoïdale : $q_1 = \left[\bar{q}_1 \cdot \left(\frac{l_y + (l_y - l_x)}{2} \right) \cdot \frac{l_x}{2} \right] \cdot \frac{2}{l_y}$
- Pour une charge triangulaire : $q_1 = \left[\bar{q}_1 \cdot \left(\frac{l_x}{2} \right)^2 \right] \cdot \frac{2}{l_x}$

➤ **Charges équivalentes :**

Avec : $L_x = 3.8$ cm ; $L_y = 6.10$ cm

➤ **Poutre principale :**

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1^u = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$$

Avec : $\bar{q}_1 = 215$ KN/m²

$$q_1^u = \left[215 \times \frac{6.10 + (6.10 - 3.8)}{2} \right] \times \frac{2}{6.10} = 296.06 \text{ KN/mL}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^s = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$$

Avec : $\bar{q}_1 = 157$ KN/m²

$$q_1^s = \left[157 \times \frac{6.10 + (6.10 - 3.8)}{2} \right] \times \frac{2}{6.10} = 216.19 \text{ KN/mL}$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

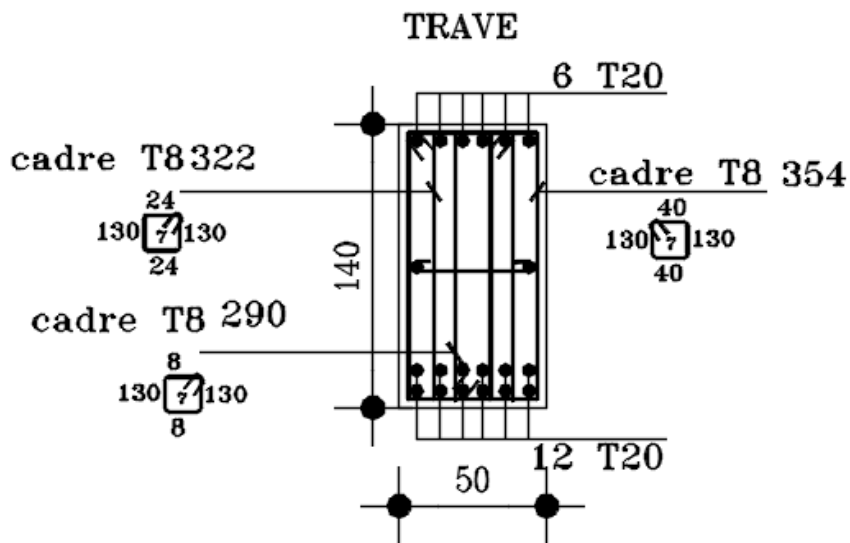
$$q_1^{\text{acc}} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$$

Avec : $\bar{q}_1 = 188 \text{ KN/m}^2$

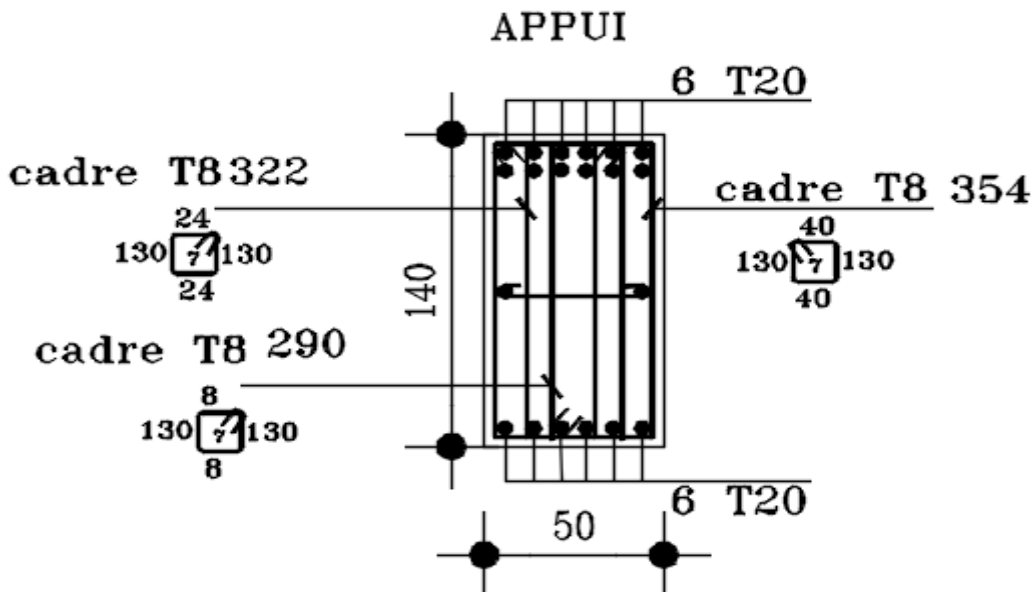
$$q_1^{\text{acc}} = \left[188 \times \frac{6.10 + (6.10 - 3.8)}{2} \right] \times \frac{2}{6.10} = 258.88 \text{ KN/mL}$$

2.5.2 Dessin de ferrailage :

FERRAILAGE POUTRE P



FERRAILAGE POUTRE P



➤ **Poutre secondaire :**

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1^u = \left[\bar{q}_1 \times \frac{Lx}{2} \right] \times \frac{2}{Lx}$$

Avec : $\bar{q}_1 = 215 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^u = \left[215 \times \frac{3.8}{2} \right] \times \frac{2}{3.8} = 215 \text{ KN/mL}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^s = \left[\bar{q}_1 \times \frac{Lx}{2} \right] \times \frac{2}{Lx}$$

Avec : $\bar{q}_1 = 157 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^s = \left[157 \times \frac{3.8}{2} \right] \times \frac{2}{3.8} = 157 \text{ KN/mL}$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$q_1^{acc} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{Lx}{2} \right] \times \frac{2}{Lx}$$

Avec : $\bar{q}_1 = 179 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{acc} = \left[179 \times \frac{3.8}{2} \right] \times \frac{2}{3.8} = 179 \text{ KN/mL}$$

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement

Sollicitations	Poutres Principales		Poutres secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Mu [KN.m]	-890.30	1079	-191.6	312.2
Mser [KN.m]	-650.10	788.10	-140.2	227.3
Macc [KN.m]	-778.50	943.70	-159.8	259.2
Tu [KN]	1080		425.5	

2.5.3 Poutres principales :

✓ Détermination des armatures longitudinales :

En travée :

➤ Etat limite ultime : $M_t^u = 890300 \text{ N.m}$

✓ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 14.2 \times 140 \times 40 \times \left(126 - \frac{40}{2}\right) = 8429120 \text{ N.m}$$

$$M_t = 8429120 \text{ N.m} > M_{t_{\max}}^u = 890300 \text{ N.m}$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{890300}{14.2 \times 140 \times 126^2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

⇒ \hat{A} n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.035$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.986$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{890300}{348 \times 0.986 \times 126} = 20.59 \text{ cm}^2.$$

➤ Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.60 \text{ cm}^2$$

➤ Conclusion :

$$A_{tx} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = \max(20.59; 7.60) = 20.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Choix des Armatures :

$$8T20/\text{ml} \rightarrow A = 25.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Etat limite de service : $M_t^s = 650100\text{N.m}$**

✓ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

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

$$H = \frac{140 \times 40^2}{2} - 15 \times 25.12 \times (126 - 40) = 79595.2 \text{ cm}^3$$

$H=79595.2 > 0 \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 25.12}{140} = 2.69 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 126 \times 2.69 = 677.88 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.69 + \sqrt{2.69^2 + 677.88} = 23.48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{140 \times 23.48^3}{3} + 15 \times 25.12 \times (126 - 23.48)^2 = 4564389.21 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^s}{I} = \frac{650100}{4564389.21} = 0.14$$

$$\sigma_b = y_1 \times K = 23.48 \times 0.14 = 3.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.14 \times (126 - 23.48) = 215.29 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_{e}; 110 \sqrt{\eta_1} \times f_{t28} \right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Conclusion :**

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS.

✓ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{650100}{201.63 \times 140 \times 126^2} = 0.00145$$

$$\mu_1 = 0.00145 \Rightarrow k_1 = 61.92 ; \beta_1 = 0.935$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{61.92} = 3.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{650100}{201.63 \times 0.935 \times 126} = 27.36 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des Armatures :**

$$6T20+6T12 \rightarrow A = 30.9 \text{ cm}^2$$

En appuis :

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_a^u = 1079000 \text{ N.m}$$

✓ **Remarque :**

La table de compression se trouve dans la partie tendue \Rightarrow on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (50 \times 140)$.

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{1079000}{14.2 \times 50 \times 126^2} = 0.095$$

$$\mu = 0.095 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

\Rightarrow $\bar{\sigma}_s$ n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.125$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.950$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{1079000}{348 \times 0.950 \times 126} = 25.90 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 7.60 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :**

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{\min}) = \max(25.90; 7.60) = 25.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ **Choix des Armatures :**

$$10T20/ml \rightarrow A = 31.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Etat limite de service : $M_t^s = -788100 \text{ N.m}$**

➤ **Détermination des contraintes :**

$$D = \frac{15 \times A}{b_0} = \frac{15 \times 31.40}{50} = 9.42 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 126 \times 9.42 = 2373.84 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -9.42 + \sqrt{9.42^2 + 2373.84} = 40.20 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$= \frac{50 \times 40.20^3}{3} + 15 \times 31.4 \times (126 - 31.4)^2 = 4552287.73 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^s}{I} = \frac{788100}{4552287.73} = 0.173$$

$$\sigma_b = y_1 \times K = 40.20 \times 0.173 = 6.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.173 \times (126 - 40.20) = 222.65 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta_1} \times f_{t28} \right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Conclusion :**

$\sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 $\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ } \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS.

✓ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{788100}{201.63 \times 50 \times 126^2} = 0.0049$$

$$\mu_1 = 0.0049 \Rightarrow k_1 = 30.04 ; \beta_1 = 0.889$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{30.04} = 6.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{788100}{201.63 \times 0.889 \times 126} = 34.89 \text{ cm}$$

✓ **Choix des Armatures :**

$$12T20 \rightarrow A = 37.68 \text{ cm}^2$$

Tableau. VII.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations et des sections d'armatures

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A calculée (cm ²)	27.36	34.89	7.60	9.55
Choix des armatures (cm ²)	A=30.9 (6T20+6T16)	A=37.68 (12T20)	A=9.24 (6T14)	A=12.06 (6T16)

➤ **Calcul des armatures transversales :**

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1080000}{140 \times 126 \times 100} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

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

$$\text{Avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 126 \Rightarrow a = 113.4 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 1080000 \text{ N} \leq 0.267 \times 113.4 \times 50 \times 25 \times 10^2 = 3784725 \text{ N}$$

➤ **Donc :** il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$25.90 \geq \frac{1.15}{400} \left[1080000 - \frac{1079000}{0.9 \times 1.26} \right] \times 10^{-2} = 3.69 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Condition vérifiée \Rightarrow Les armatures en appuis sont suffisantes.

➤ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{140}{35}; \frac{50}{10}; 2\right) = 2 \text{ cm} = 20\text{mm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 3\phi_8 = 3.02 \text{ cm}^2$ (3 cadre)

➤ **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_c}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{3.02 \times 0,80 \times 235}{50 \times (0,61 - 0,3 \times 2,1)} = 567,76\text{cm} \rightarrow \text{rejetée}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(113,4; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{3.02 \times 235}{0,4 \times 50} = 35,48 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 35,48 \text{ cm}$$

➤ **Selon le RPA99/Version 2003 :**

✓ **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi\right) = \min\left(\frac{140}{4}; 12 \times 2\right) = 24 \text{ cm}$$

✓ **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{140}{2} = 70 \text{ cm}$$

Conclusion : On prendra 25 cm pour la zone courante et 15 cm pour la zone nodale.

2.5.4 Dessin de ferrailage :

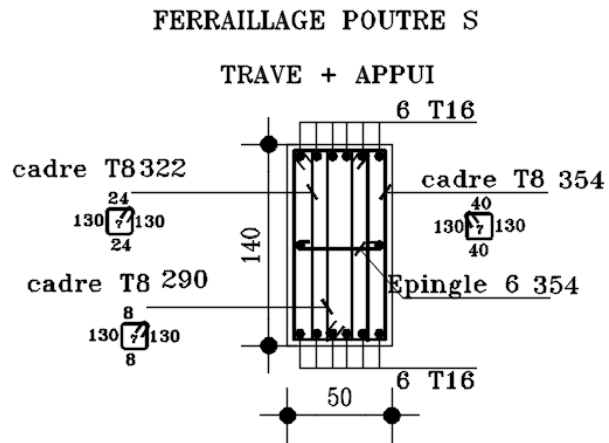


Figure VII.16 : Ferrailage de la poutre secondaire

Conclusion générale :

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur les parties étudiées.

D'après l'étude qu'on a faite, 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 du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Nous avons remarqué que la quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inerties donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.