

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA**



جامعة باجي مختار - عنابة

Année 2019

**FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION(R+9+1SS) CONTREVENTE PAR DES
VOILES**

**Domaine : Sciences et Technique
Spécialité : GENIE CIVIL
Option : STRUCTURES**

**Par
SOLTANI BRAHIM**

**DIRECTEUR DU MEMOIRE : A. HACENE CHAUCHE, PROFESSEUR, GENIE CIVIL
U B M. ANNABA**

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : SELOUGHA MOKHTAR

EXAMINATEURS : HAMMOUDA ADDELAZIZ

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA**



جامعة باجي مختار - عنابة

Année 2019

**FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION(R+9+1SS) CONTREVENTE PAR DES
VOILES**

**Domaine : Sciences et Technique
Spécialité : GENIE CIVIL
Option : STRUCTURES**

**Par
HAMIS MOHAMED NADJIB**

**DIRECTEUR DU MEMOIRE : A. HACENE CHAUCHE, PROFESSEUR, GENIE CIVIL
U B M. ANNABA**

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : SELOUGHA MOKHTAR

EXAMINATEURS : HAMMOUDA ADDELAZIZ

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA**



جامعة باجي مختار - عنابة

Année 2019

**FACULTE DES SCIENCES DE L'INGÉNIEURAT
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION(R+9+1SS) CONTREVENTE PAR DES
VOILES**

**Domaine : Sciences et Technique
Spécialité : GENIE CIVIL
Option : STRUCTURES**

**Par
BEKIRI ABED EL RAZEK
HAMIS MOHAMED NADJIB
SOLTANI BRAHIM**

**DIRECTEUR DU MEMOIRE : A. HACENE CHAUCHE, PROFESSEUR, GENIE CIVIL
U B M. ANNABA**

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : SELOUGHA MOKHTAR

EXAMINATEURS : HAMMOUDA ADDELAZIZ

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA**



جامعة باجي مختار - عنابة

Année 2019

**FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION(R+9+1SS) CONTREVENTE PAR DES
VOILES**

**Domaine : Sciences et Technique
Spécialité : GENIE CIVIL
Option : STRUCTURES**

**Par
BEKIRI ABED EL RAZEK**

**DIRECTEUR DU MEMOIRE : A. HACENE CHAUCHE, PROFESSEUR, GENIE CIVIL
U B M. ANNABA**

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : SELOUGHA MOKHTAR

EXAMINATEURS : HAMMOUDA ADDELAZIZ

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier ALLAH qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice Mr A.HACENE CHAOUCHE pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

CHAPITRE I

INTRODUCTION

ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES

MECANIQUE DES MATERIAUX

CHAPITRE III

PREDIMENSIONNEMENTS

ET DESCENTE DES CHARGE

CHAPITRE IV

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE V

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES

ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 9 طوابق + طابق ارضي سفلي ، يتم انجازها بولاية الطارف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003).

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ، الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99).

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج الي متطور Socotec .

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 9 étages + un sous sol qui sera implanté dans la wilaya de El TARF, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

Summary

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 9 stages + underground which will be established in the wilaya of EL TARF, classified in zone IIa according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (ROBOT STRUCTURAL ANALYSYS).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 -Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

SOMMAIRE

Chapitre I: Introduction et présentation de l'ouvrage	Page
I.1. Introduction	01
I.2. Présentation de l'ouvrage	01
I.2.1 Caractéristiques Géométriques.....	01
I.2.2 Ossature de l'ouvrage.....	01
I.2.3 classification du bâtiment.....	01
I.2.4 Planchers.....	01
I.2.5 Escaliers.....	02
I.2.6 Maçonnerie.....	02
I.2.7 Acrotère.....	02
I.2.8 Ascenseur.....	02
I.2.9 Infrastructure.....	02
 Chapitre II: caractéristiques mécanique des matériaux	
II.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux	03
II.1.1 Le Béton	03
II.1.2 L'acier	05
II.2. Hypothèses de calcul	06
 Chapitre III: Pré dimensionnement et descente des charges	
III.1. Introduction	08
III.2. Pré dimensionnement des plancher	08
III.2.1 Plancher corps creux	08
III.3. Evaluation des charges et surcharges	08
III.3.1. Plancher terrasse inaccessible.....	09
III.3.2. Plancher étage courant.....	09
III.3.3. Plancher RDC.....	10
III.3.4. Plancher sous sol.....	10
III.3.5. Maçonneries.....	10
III.3.6. Balcons	10
III.3.7. Acrotère	11
III.4. Pré dimensionnement	11
III.4.1 Les portiques.....	11
III.4.1.1 Pré dimensionnement des poutres	11
III.4.1.2 Pré dimensionnement des poteaux	14
III.4.2 Les voiles	30

Chapitre IV: calcul des éléments secondaires

IV.1. Acrotère	31
IV.1.1. Introduction	31
IV.1.2. Evaluation des charges	31
IV.1.3. Calcul des efforts	32
IV.1.4. Ferrailage de l'acrotère	32
IV.1.5. Vérification de la section d'acier selon «BAEL 91 Modifier 99»	34
IV.1.6. Armatures de répartition	34
IV.1.7. Vérification à L'ELS	34
IV.1.8. vérification des contraintes	36
IV.1.9. vérification de l'effort tranchant	37
IV.1.10. vérification au seisme	37
IV.2. Etude des planchers	39
IV.2.1. Introduction	39
IV.2.2. Plancher En corps creux	39
IV.2.3. Evaluation des charges	42
IV.2.4. plancher courant.....	43
IV.2.5. plancher terrasse.....	68
IV.2.6. calcul de Ferrailage	77
IV.2.7. vérification.....	79
IV.3. Etude de la dalle machine	86
IV.3.1. Introduction	86
IV.3.2. Predimensionnement	86
IV.3.3. Evaluation des charges	86
IV.3.4. Combinaison des charges	87
IV.3.5. Calcul des efforts	87
IV.3.6. Ferrailage de la dalle.....	87
IV.3.7. Calcul des armatures transversales.....	90
IV.3.8. Vérification a L'ELS.....	90
IV.4. Les Escaliers	94
IV.4.1. Introduction	94
IV.4.2. Composition d'un escalier	94
IV.4.3. Dimensionnement d'escalier	94
IV.4.4. Evaluation des charges	95
IV.4.5. Ferrailage de l'escalier.....	96
IV.4.6. Calcul des sollicitations a L'ELU.....	97
IV.4.7. Vérification a L'ELU.....	99
IV.4.8. Vérification a L'ELS.....	99
IV.4.8. Etude de la poutre de palliere.....	109
IV.5. Balcons	114
IV.5.1. Introduction	114
IV.5.2. Evaluation des charges	115
IV.5.3. Calcul des efforts internes	115
IV.5.4. Calcul de ferrailage	116
IV.5.5. Vérification a L'ELS.....	118

Chapitre V: Étude dynamique et sismique

V.1. Introduction	121
V.2. Etude dynamique	121
V.2.1. Introduction.....	121
V.2.2. Modélisation mathématique.....	121
V.2.3. Caractéristiques dynamiques propres	121
V.3. Modélisation de la structure	122
V.3.1. Modélisation de la Rigidité	123
V.3.2. Modélisation de la Masse	123
V.3.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	123
V.3.4. Poids de la structure	124
V.4. Résultats de l'analyse dynamique	124
V.4.1. Résultats du predimensionnement.....	124
V.4.2. Résultats.....	128
V.5. Étude sismique	128
V.5.1. Introduction	128
V.5.2. Choix de la méthode de calcul	128
V.5.3. Spectre de réponse	129
V.5.4. Résultante des forces sismiques de calcul.....	130
V.5.5. Vérification des déplacements latéraux inters étage	131
V.6 Vérification des efforts réduit	132
V.7 conclusion	133

Chapitre VI: ferrailage des éléments résistants

VI.1. Introduction	133
VI.2. Ferrailage des poutres	133
VI.2.1. Ferrailages des poutres secondaires(30*35).....	134
VI.2.2. Ferrailages des Poutres Principales (30*45)travée.....	138
VI.3. Ferrailage des voiles	142
VI.3.1. Voile plein (RDC) (l = 3,60 m;h =3,51 m).....	143
VI.4. Ferrailage des poteaux	147
VI.4.1. Introduction.....	147
VI.4.2. Poteau (50*50).....	148
VI.4.3. Poteau (45*45).....	155
VI.4.4. Poteau (40*40).....	162
VI.4.5. Poteau (35x35).....	169

Chapitre VII: Etude de l'Infrastructure

VII.1.Voile périphérique.....	177
VII.1.1 Dimensionnement.....	177
VII.1.2 Détermination des sollicitations.....	177
VII.2 Etude des fondations.....	184
VII.2.1.Introduction.....	184
VII.2.2.Le rôle assurée par les fondations.....	184
VII.2.3.Classification des fondations.....	184
VII.2.4.Calcul des fondations.....	184
VII.2.5.Semelles isolées.....	185
VII.2.6.Semelles filantes.....	187
VII.2.7.Radier nervurer.....	188
VII.2.7.1. Prédimensionnement de radier.....	189
VII.2.7.2. Vérification du radier.....	189
VII.2.7.3. Caractéristiques géométriques du radier.....	190
VII.2.7.4. Le ferrailage de radier	192

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Propriétés mécaniques du béton.

Tableau II.2 : Propriétés mécaniques de l'acier.

Tableau III.1 : Dégression des surcharges.

Tableau III.2 : Choix des sections des poteaux d'angles (carrés).

Tableau III.3 : Dégression des surcharges.

Tableau III.4 : Choix des sections des poteaux des rives (carrés).

Tableau III.5 : Dégression des surcharges.

Tableau III.6 : Choix des sections des poteaux central (carrés).

Tableau III.7 : Choix des sections des poteaux.

Tableau IV.1 : Calcul des efforts internes (M, T).

Tableau IV.2 : Calcul des efforts internes (M, T).

Tableau IV.3 : Calcul des efforts internes (M, T).

Tableau IV.4 : Calcul des efforts internes (M, T).

Tableau IV.5 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

Tableau IV.6 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS:

Tableau IV.8 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

Tableau IV.9 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x).

Tableau IV.10 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).

Tableau IV.11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis .

Tableau IV.12 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens..

Tableau IV.13 : combinaison des charges.

Tableau IV.14 : Calcul du ferrailage

Tableau IV.15 : Calcul du ferrailage

Tableau IV.16 : calcul du ferrailage

Tableau IV.17 : calcul du ferrailage

Tableau V.1. Sections des poteaux...

Tableau V.2: Période et facteurs de participation massique du modèle

Tableau V.3. Paramètres sismique

Tableau V.4. Vérification des déplacements entre étages

Tableau VII.1. Effort normal appliqué sur les fondation

Tableau VII.2. Sections des semelles filantes

Tableau VII.3. Les Résultats Vérification a l'ELS

Tableau VII.4. Les Résultats Vérification a l'ELS

Tableau VII.5. Les Résultats Vérification a l'ELS

LISTE DES FIGURES

Figure II.01 : Diagramme contraintes-déformation à l'ELU
Figure II.02 : Diagramme contraintes-déformation à l'ELS
Figure II.03 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU
Figure III.01: plancher à corps creux
Figure III.02 : Acrotère
Figure III.03: Dimensions de poutre
Figure III.04: Section réduite du poteau
Figure III.05: poteau d'angle
Figure III.06: poteau de rive
Figure III.07: poteau central
Figure III.08: coupe de voile en élévation

Figure IV.01 : Acrotère
Figure IV.02: Sollicitation de l'acrotère
Figure IV.03: Ferrailage de l'acrotère
Figure IV.04: Dimensions du corps creux
Figure IV.05 : Poutrelle
Figure IV.06: Schéma statique de la poutrelle à quatre travées
Figure IV.07: Schéma statique de la poutrelle à huit travées
Figure IV.08: Schéma statique de la poutrelle à trois travées
Figure IV.09: Disposition constructive des armatures des poutrelles
Figure IV.10: Dalle machine
Figure IV.11: Ferrailage Dalle machine
Figure IV.12: Dimensions de l'escalier
Figure IV.13: Vue en plan de l'escalier
Figure IV.14: Schéma statique de l'escalier
Figure IV.15: Schéma statique de la poutre palière.
Figure IV.16: Ferrailage de la poutre palière
Figure IV.17: Ferrailage de l'escalier
Figure IV.18 : Dimensions du balcon
Figure IV.19 : Schéma statique du balcon
Figure IV.20: Ferrailage de balcon

Figure V.1 : Modèle initial
Figure.V.2 : deuxième Modèle

Figure VI.1: Ferrailage de la poutre secondaire
Figure VI.2: Ferrailage de la poutre principale
Figure VI.3: Ferrailage des voiles
Figure VI.4: Ferrailage des poteaux(50x50)
Figure VI.5: Ferrailage des poteaux(45x45)
Figure VI.6: Ferrailage des poteaux(40x40)
Figure VI.7: Ferrailage des poteaux(35x35)

Figure VII.1.charges triangulaires (poussée des terres)

Figure VII.2. Ferrailage du voile périphérique dans les deux sens.

Figure VII.3.Semelle isolée sous poteau

NOTATION

La signification des principaux des symboles est la suivante :

En majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A_s	Aire d'une section d'acier
A_t	Section d'armatures transversales
B	Aire D'une section de béton
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
E_b	Module de déformation longitudinale du béton
E_i	Module d'élasticité de l'acier
E_s	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours)
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général
G	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Coefficient
L	Longueur ou portée,
L_f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M_G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment sur appuis
N	Effort normal
S_t	Espacement des armatures transversales
T	Effort Tranchant, période
V_0	Effort tranchant a la base
K_t	Facteur de terrain
Z_0	Paramètre de rugosité
Z_{min}	Hauteur Minimale
C_r	Coefficient de rugosité
C_t	Cohésion
C_d	Coefficient dynamique
C_e	Coefficient d'exposition
C_{pe}	Coefficient de pression extérieure
C_{pi}	Coefficient de pression intérieure
C_p	Coefficient de pression nette
R	Force résultante
F_{fr}	Force de frottement
C	Coefficient de topographie

C_c	Coefficient de compression
C_s	Coefficient de sur consolidation
D	Fiche d'ancrage
W	Teneur en eau, Poids total de la structure
W_{sat}	Teneur en eau saturé
W_L	Limite de liquidité
W_p	Limite de plasticité
N_q, N_γ, N_c	Facteurs de portance
S_r	Degré de saturation
I_p	Indice de plasticité
I_c	Indice de consistance
S_c	Tassement oedométrique
S_c^T	Tassement total
S_c^{adm}	Tassement admissible
E.L.U	Etat limite ultime
E.L.S	Etat limite service

En minuscules :

a	une dimension
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co
e	épaisseur, Indice des vides
cg	grosseur des granulats
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	hauteur totale d'une section de béton armé
i	rayon de giration d'une section
j	nombre de jours
k	coefficient en général
l	longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	coefficient d'équivalence acier-béton
s	espacement des armatures en générales
s_t	espacement des armatures transversales
x	coordonnée en général, abscisse en particulier
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie
	Profondeur de l'axe neutre
z	coordonnée d'altitude
q_{dyn}	pression dynamique
$q_{réf}$	pression dynamique de référence
q_j	pression dû au vent
\emptyset	diamètre des armatures, mode propre
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton
ε	déformation relative

ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu
ε_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ_s
φ	Angle de frottement,
σ_c	Contrainte de consolidation
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol
σ_m	Contrainte moyenne

INTRODUCTION GENERALE :

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol.

Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens

Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale

Au sens large, tout objet fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposées sans subir des déformations importantes est une structure. Pour l'ingénieur civil il s'agit principalement de bâtiments, tours, murs, ponts, barrages, arches, câbles, ect...

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos. Ils doivent protéger le milieu intérieur et corriger des agressions du milieu extérieur

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil. Ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures.

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisé en sept chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et , le second pour les caractéristiques des matériaux. et dans le troisième chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le quatrième chapitre nous avons présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique. En ce qui concerne le sixième chapitre nous avons exposé le ferrailage des éléments résistants. Dans les deux derniers chapitres nous avons une étude du sol et des fondations. Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.

I.1. INTRODUCTION

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (**RDC+9+1SS**) à usage d'habitation avec un rez de chaussée et 1^{er} étage à usage commercial. L'ouvrage sera implanté à la wilaya d'**EI-TARF** qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone IIa**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99 Ver 2003**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93**, **BAEL91** et aux règles parasismiques **RPA99 Ver 2003**

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan.

Le bâtiment se compose de:

- Un sous sol a usage dépôt
- Un rez de chausse a usage commercial
- Un étage a usage commercial (1^{er} étage)
- Des étages à usage d'habitation (du 2eme au 9eme)
- Une terrasse inaccessible

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment.....37,23 m
- Hauteur du sous sol.....3,80 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3,51 m
- Hauteur de l'étage courant3,06 m
- Hauteur de la toiture2,38 m

Dimensions en plan

- Longueur totale en plan27,60 m
- Largeur total en plan14,40 m

I 2.2. OSSATURE

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est donc un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » .

I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « **groupe 2** », car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I 2.4. PLANCHER

Le type du plancher est fonction de :

- La porte de différentes travées
- Les charges à supporter
- La forme du plancher

Selon ces critères nous avons opté pour (02) deux types de plancher :

- Plancher en corps creux (pour les étages courants)
- Plancher dalle pleine (pour les balcons)

I.2.5. ESCALIER

La structure comporte deux cages d'escalier du rez de chaussée au 1^{er} étage et du rez de chaussée au 9^{ème} étage. Les deux escaliers sont composés de deux volées et un palier.

I.2.6. MAÇONNERIE

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur ;
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de briques de 10 cm d'épaisseur ;

I.2.7 Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante.

I.2.8 Ascenseur :

L'ascenseur est de type 630 de huit personnes.

I.2.9 Infrastructure :

La structure repose sur un sol ferme (site2), à une capacité portante de 2,0 bars, vu l'importance des charges, il serait de faire une construction sur un radier nervuré.

II.1. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91mod99*) et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003* et *CBA93*).

II.1.1. BÉTON

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau

*-La composition courante de $1m^3$ de béton est:

- 350 Kg de ciment CPA,
- 400 l de sable $D_g \leq 5 mm$,
- 800 l de gravillon $5mm \leq D_g \leq 25 mm$,
- 175 l d'eau de gâchage. alors un poids volumique de : $\rho = 25 kN/m^3$
- Soit alors un poids volumique de : $\rho = 25 kN/m^3$

b. Propriétés mécaniques du béton

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le tableau suivant :

Résistance a la compression	Résistance en traction	Module d'élasticité		Coefficient De poisson
		Instantané	différé	
$j < 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$ $j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ $j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$	Instantané $E_{ij} = 1000 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$	différé $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 10724,40 \text{ MPa}$	$\nu = \frac{\Delta L}{L}$ $\nu = 0,2$

Tableau 2 1 : Propriétés mécaniques du béton

c. Les contraintes limites de calcul

L'état limite est défini :

- L'équilibre statique
- la résistance des matériaux
- la stabilité des formes

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

La contrainte limite à l'ELU du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 MPa$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 MPa$

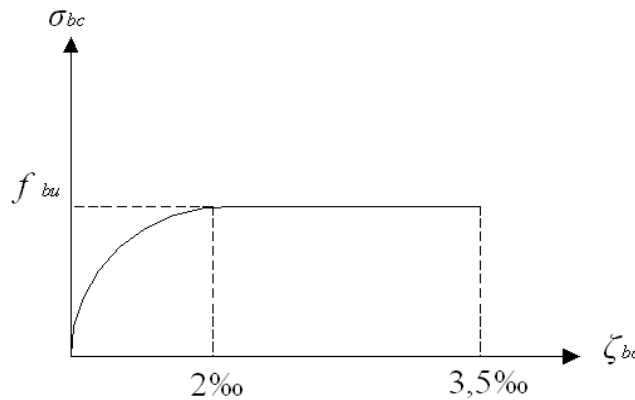


Figure II.1 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELU

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = 15 MPa$

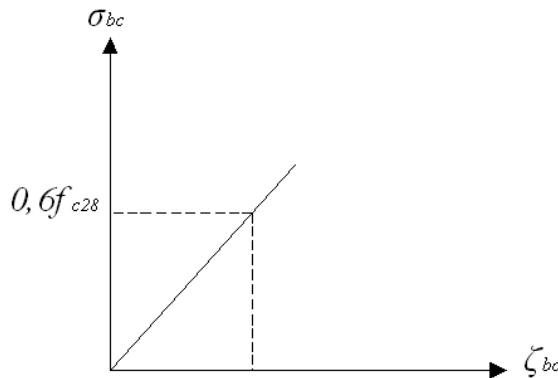


Figure II.2: Diagramme contrainte-déformations de à l'ELS

II.1.2. ACIER

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau II.2.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètres (mm)	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
R.L	Armatures Transversales	Fe E235	$\varnothing < 10$	$FeE = 22 (f_e = 215 \text{ MPa})$ $FeE = 24 (f_e = 235 \text{ MPa})$	$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$
Barre HA	Armatures Longitudinales	Fe E400	$\varnothing > 10$	$f_e = 400 \text{ MPa}$	
Treilles soudées	Eléments plans	TLE 520	$\varnothing < 6$	$f_e = 520 \text{ MPa}$	

Tableau II.2 : Propriétés mécaniques de l'acier

a. Les contraintes limite de calcul

a.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

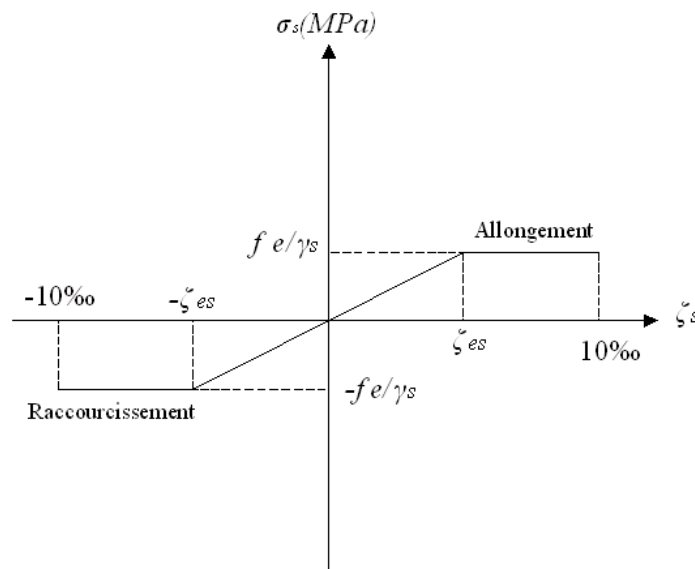


Figure II 3 : Diagramme contrainte-déformations de l'acier é l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\text{Pour les aciers FeE400 on a : } \varepsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74\text{‰}$$

a.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

b. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec

E_s : Module de déformation de l'acier,

E_b : Module de déformation du béton.

II.2. HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée " σ_s ", est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- Acier rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

- Acier à haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

III.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « **RPA99 version 2003** », mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

III.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure on a un seul type de planchers :
a dalle pleine et a corps creux.

III.2.1. Plancher en corps creux

Ces planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

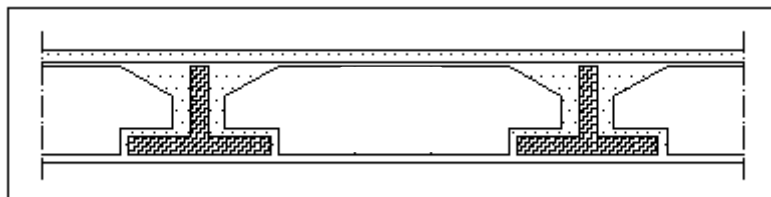


Figure. III.1 : plancher en corps creux

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La distance maximale de la poutre

:

$$L_{\max} = 4,20\text{m} \quad \text{donc} \quad \frac{420}{25} \leq e \leq \frac{420}{20} \quad 16,8 \leq e \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : (16+4) cm.

III.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

III.3.1. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE**a. Charges permanentes**

1- Protection gravillons.	5 cm × 20 kN/m ³ = 1 kN/m ²
2- Etanchéité multicouches	2 cm × 06 kN/m ³ = 0.12 kN/m ²
3- Papier kraft.	0,01 kN/m ²
4- Forme de pente (1,5 %)	10 cm × 22 kN/m ³ = 2.20 kN/m ²
5- Polyane.	0.01 kN/m ²
6- Isolation thermique4 cm × 0.4 kN/m ³ = 0.16 kN/m ²
7- Ecran pare vapeur. (Feutre bitumé)	0.22 kN/m ²
8- Dalle à corps creux (16+4)	2.85 kN/m ²
9- Enduit en plâtre.	<u>2 cm × 10 kN/m³ = 0.20 kN/m²</u>
	G = 6,60 kN/m²

b. Charge d'exploitation

Terrasse inaccessible Q=1,00kN/m²

III 3.2. PLANCHER ETAGE COURANT (1^{er} au 9^{eme} étage)**a. Charges permanentes**

1- Carrelage	2cm × 22 = 0.44 kN/m ²
2- Mortier de pose	2cm × 20 = 0.40 kN/m ²
3- Lit de sable	2cm × 18 = 0.36 kN/m ²
4- plancher à corps creux (16 + 4)	= 2.85 kN/m ²
5- Enduit en plâtre	2cm × 10 = 0.20 kN/m ²
6- Cloisons internes	<u>10 cm × 9 = 0.90 kN/m²</u>

Plancher dalle en corps creux : G=5,15 kN/m²

b. Charge d'exploitation

Q=1,50kN/m²..... (Habitation)

III.3.3. Plancher RDC : (usage commercial)**a. Charges permanentes**

1- Carrelage (e=2cm)	0,50kN/m ²
2- Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,40kN/m ²
3- Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m ³).....	0,54kN/m ²
4- Dalle pleine (16 cm)	4,0 kN/m ²
5- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m ³)	0,20kN/m ²
6- Cloisons légères (e=10cm).....	<u>1, 00kN/m²</u>

$$G = 6,64 \text{ kN/m}^2$$

b. Charge d'exploitation : (usage commercial)

$$Q = 5,00 \text{ kN /m}^2$$

III.3.4. sous sol : (Zone de dépôt) :

$$G = 6,64 \text{ kN /m}^2 \quad Q = 3,50 \text{ kN /m}^2$$

III.3.5. MAÇONNERIE**Murs extérieurs**

1- Enduit en ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m ³).....	0,36kN/m ²
2- Brique creuse (e=15cm ; ρ=9kN/m ³).....	1,35kN/m ²
3- Ame d'air (e=5cm).....	0,00kN/m ²
4- Brique creuse (e=10cm).....	0,90 kN/m ²
5- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m ³).....	<u>0,20 kN/m²</u>

$$G = 2,81 \text{ kN/m}^2$$

III.3.6. BALCONS**a. Charges permanentes**

1- Carrelage (e=2cm).....	0,50 kN/m ²
2- Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³).....	0,40 kN/m ²
3- Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m ³).....	0,54 kN/m ²
4- Dalle pleine (e=15cm).....	3,75 kN/m ²
5- Enduit en ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m ³).....	<u>0,36 kN/m²</u>

$$G = 5,55 \text{ kN/m}^2$$

b. Surcharge d'exploitation

$$Q=3,50\text{kN/m}^2$$

III.3.6. ACROTER

Charges permanentes

$$\text{Poids propre: } G_p = S \times \rho_{BA}$$

$$\text{Poids volumique : } \rho_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3.$$

$$\text{Surface de l'acrotère : } S = (0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

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

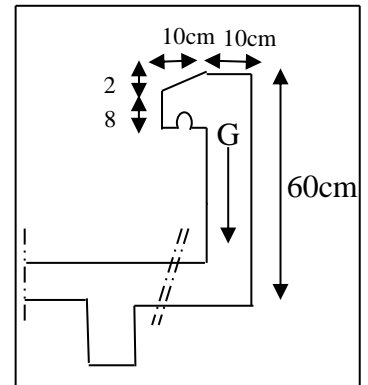


Figure III 2 : Acrotère

III.4. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

III.4.1. LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

III.4.1.1. LES POUTRES

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « **BAEL 91 modifié 99** »
- 2- Vérification selon « **RPA 99 version 2003** »

a. Poutres principales (porteuses)

Condition de RPA 99 "version 2003"

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b \leq 4,0. \end{array} \right.$$

- D'après le « **BAEL 91 modifié 99** »

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

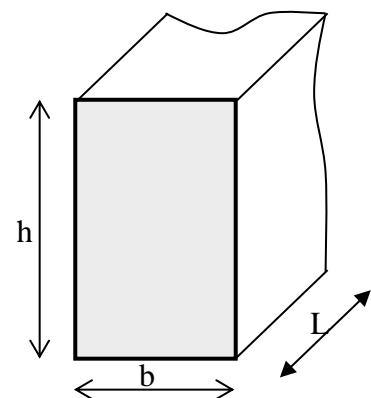


Figure III 3 : Dimensions de poutre

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

➤ **Détermination de la hauteur « h »**

Le pré dimensionnement des poutres se fait suivant la longueur la plus défavorable.

On a : **L=4,80 m**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32,00\text{cm} \leq h \leq 48,00\text{cm}$$

On prend : **h=45cm**

➤ **Détermination de la largeur « b »**

$$h = 45\text{cm}: 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,50\text{cm} \leq b \leq 31,50\text{cm}$$

On prend : **b=30cm**

• **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » (Zone sismique III)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition} - \text{vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition} - \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{condition} - \text{vérifiée} \end{cases}$$

• **Condition de rigidité**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\left(\frac{45}{480}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \text{ ou } 0,0937 > 0,0625 \text{ condition} - \text{vérifiée}$$

b. Poutres secondaires (non porteuses)

• **D'après le « BAEL 91 modifié 99 »**

$$* \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

➤ **Détermination de la hauteur « h »**

On a : **L=3,1m**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20,67\text{cm} \leq h \leq 31,00\text{cm}$$

on prend : **h=35cm**

➤ **Détermination de la largeur « b »**

$$h = 35\text{cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

On prend : **b=30cm**

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 »** (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\frac{35}{310} = 0,113 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte

- **Poutres porteuses** (b x h)= (30x45) cm².
- **Poutres secondaires** (b x h)= (30x35) cm².

III.4.1.2. LES POTEAUX

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple sous l’effet de l’effort normale ultime choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d’angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l’effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau ;
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Vérifier la section à ELS.

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu’à 0,5Q.

Q : Charge d’exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »}$$

Avec :

n : nombre d’étage.

Q₀ : la structure d’exploitation sur la terrasse.

Q₁ , Q₂ , … , Q_n : les surcharges d’exploitation des planchers respectifs.

Niveaux des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	1,0
P9	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ + (Q _{EC+} Q _{BAL})	6,0
P8	Q ₂	Σ ₂ =Q ₁ +0,95 (Q _{EC+} Q _{BAL})	10,75
P7	Q ₃	Σ ₃ =Q ₂ +0,90 (Q _{EC+} Q _{BAL})	15,25
P6	Q ₄	Σ ₄ =Q ₃ +0,85 (Q _{EC+} Q _{BAL})	19,50
P5	Q ₅	Σ ₅ =Q ₄ +0,8 (Q _{EC+} Q _{BAL})	23,50
P4	Q ₆	Σ ₆ =Q ₅ +0,75 (Q _{EC+} Q _{BAL})	27,25
P3	Q ₇	Σ ₇ =Q ₆ +0,714 (Q _{EC+} Q _{BAL})	30,82
P2	Q ₈	Σ ₈ =Q ₇ +0,69 (Q _{EC+} Q _{BAL})	34,27
P1	Q ₉	Σ ₉ =Q ₈ +0,67 (Q _{EC+} Q _{BAL})	37,62
RDC	Q ₁₀	Σ ₁₀ =Q ₉ +0,65 Q _{RDC}	40,87
S.Sol	Q ₁₁	Σ ₁₁ =Q ₁₀ +0,63 Q _{SSOL}	43,07

Tableau. III.1 : Dégression des surcharges

c. Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

avec

- N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q ;
- α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$) ;
- λ : élancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$) ;
- l_f : longueur de flambement ;
- i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$) ;

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{bh^3}{12}$) \Rightarrow ($I = \frac{30 \times 30^3}{12}$) = 75 cm⁴ ;

B : surface de la section du béton (B = a x b) ;

$$\Rightarrow \left(i = \sqrt{\frac{75}{30 \times 30}} \right) = 0.288 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \left(\lambda = \frac{10}{0.288} \right) = 34.72$$

- * γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable ;
- * γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable ;
- * f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$) ;
- * f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) ;
- * A_s : section d'acier comprimée ;
- * Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$) [m²].

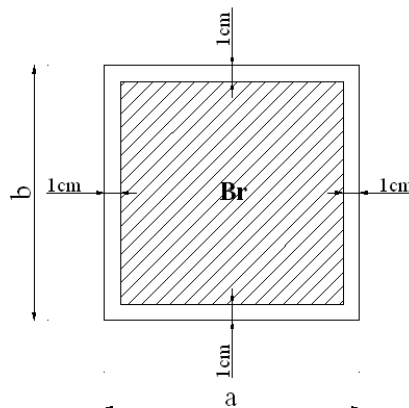


Figure III 4 : Section réduite du poteau

* Selon le « **BAEL 91 modifié 99** »

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \frac{\lambda}{35}} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\bullet \alpha = 0,6 \frac{50^2}{\lambda} \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)}$$

$$Br \geq \frac{N_u}{0,708 \left(\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,01 \times 400}{1,15} \right)} = 0,066 N_u$$

e. Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

Pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a; b) \geq 25\text{cm} \\ * \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

f. Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec

N_{ser} : effort normal à l'ELS (N_{ser}=N_G+N_Q)

B : section de béton du poteau

A_s : section des armatures (A_s=1%B)

n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$

σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 15MPa$$

On pré dimensionne 3types de poteaux. :

- { Poteau d'angle.
- { Poteau de rive.
- { Poteau central.

III.4.2.1. Poteau d'angle

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité: $S = 4,725 m^2$

$$S_{pl} = 1,575 \times 2,00 = 3,15 m^2$$

$$S_{balc} = 1,575 \times 1,00 = 1,575 m^2$$

$$S = S_{pl} + S_{balc}; = 3.15 + 1.575 = 4.725 m^2$$

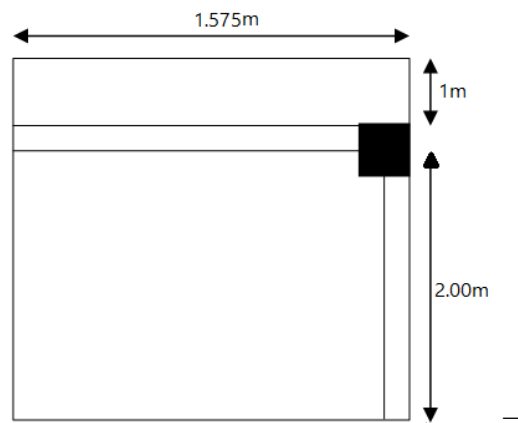


Figure III 5 : Poteau d'angle

Détermination de charges

➤ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

- Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,60 \times 4.725 = 31,185 kN$
- Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 3,00 = 10,125 kN$
- Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,575 = 4,13, kN$
- Poids de l'acrotère $G_{acr} = 1,725 \times 5,18 = 8,94 kN$

$$G_T = 54,38kN$$

Poids revenant au 9^{ème} étage :

- poids plancher courant $G_{PC} = 5,15 \times 4,725 \dots \dots \dots = 24,33 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 3,00 \dots \dots \dots = 10,125 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,575 \dots \dots \dots = 4,13 \text{ kN}$
- Poids des poteau(30x30) $G_{Poi} = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 \dots \dots \dots = 6,89 \text{ kN}$
- poids du balcon $G_{BALC} = 5,55 \times 1,575, \dots \dots \dots = 8,74 \text{ kN}$
- Poids propre du mur extérieur $G_{Mext} = 2,81 \times 3,06 \times 4,175 \dots \dots \dots = 35,90 \text{ kN}$

$$g = 90,12 \text{ kN}$$

D'où :

Poids revenant au 9^{ème} étage :

$$G_9 = G_{T+} + g = 144,45 \text{ kN}$$

Poids revenant au 8^{ème} étage :

$$G_8 = G_9 + g = 234,57 \text{ kN}$$

Poids revenant au 7^{ème} étage :

$$G_7 = G_8 + g = 324,69 \text{ kN}$$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

$$G_6 = G_7 + g = 414,81 \text{ kN}$$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$$G_5 = G_6 + g = 504,93 \text{ kN}$$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$G_4 = G_5 + g = 595,05 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$G_3 = G_4 + g = 685,17 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$G_2 = G_3 + g = 775,29 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1^{ère} étage :

$$G_1 = G_2 + g = 865,41 \text{ kN}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + g = 955,53 \text{ kN}$$

Poids revenant au SS:

- _ Poids du plancher..... $G_{PC} = 6,64 \times 3,15 = 20,92$ kN
 - Poids des poteau(30x30) $G_{Pot} = 0,30 \times 0,30 \times 3,80 \times 25 \dots\dots\dots = 8,55$ kN
 - Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 3,00 = 10,125$ kN
 - Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,575 = 4,13$ kN
- $g_{RDC} = 43,73$ KN**

D'où : $G_{ss} = G_{RDC} + g_{RDC} = 999,26$ Kn

Exemple de calcul

Etude de 9^{ème} étage

Pour le 9^{ème} étage on a : $\begin{cases} N_{GT} = 54,38 \text{ kN} \\ N_g = 83,23 \text{ kN} \end{cases}$

$$N_{G9} = N_{GT} + N_g = 137,56 \text{ kN}$$

$$N_{Q9} = Q_9 \times S = 6 \times 4,725 = 28,35 \text{ kN}$$

$$N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 237,53 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,066 N_{u10} \Rightarrow Br \geq 1,57 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,1435 - \text{ m}$$

$$a=b=14,35 \text{ cm}$$

Le choix: $a=b=30$ cm

• Vérification de la section à l'ELS

$$N_{ser9} = N_{G9} + N_{Q9} = 172,80 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} = \frac{172,8 \times 10^3}{1,15 \times 900 \times 10^2} = 1,66 \left(\frac{N}{\text{mm}^2} = \text{MPa} \right)$$

$$\sigma_{ser} = 1,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } B = a \times b = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$A=b$ (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérif. σ_{ser} < $\bar{\sigma}_{bc}$
P9	144,45	28,35	237.53	157,00	14.35	25x25	30x30	172.8	1.66	OK
P8	234,57	50.79	329.85	217.70	16.75	25x25	30x30	285.36	2.75	OK
P7	324,69	72.05	546.40	360.62	20.99	25x25	30x30	396.74	3.83	OK
P6	414,81	92.14	698.20	460.81	23.46	25x25	30x30	506.95	5.63	OK
P5	504,93	111.03	848.20	559.81	25.66	25x25	30x30	615.96	5.95	OK
P4	595,05	128.75	996.44	657.65	27.64	25x25	30x30	723.8	6.99	OK
P3	685,17	145.62	1143.41	754.65	29.47	25x25	30x30	830.79	8.02	OK
P2	775,29	171.93	1304.53	860.99	31.34	25x25	35x35	947.22	6.72	OK
P1	865,41	177.75	1434.93	947.05	32.77	25x25	35x35	1043.16	7.40	OK
RDC	955,53	193.11	1579.63	1042.55	34.28	25x25	35x35	1148.64	8.15	OK
P.S.S	999,26	203.50	1654.25	1091.80	35.04	25x25	40x40	1202.76	6.53	OK

Tableau. III.2. Choix des sections des poteaux d'angles (carrés).

III.4.2.1. Poteau de rive

Soit la surface reprise par le poteau le plus sollicité: $S = 10,00 \text{ m}^2$

$$S_{\text{balc}} = 3,1 \times 0,65 = 2,02 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{pl}} = 3,1 \times 2,57 = 7,97 \text{ m}^2$$

$$S = S_{\text{pl}} + S_{\text{balc}} = 2,02 + 7,97 = 10,00 \text{ m}^2$$

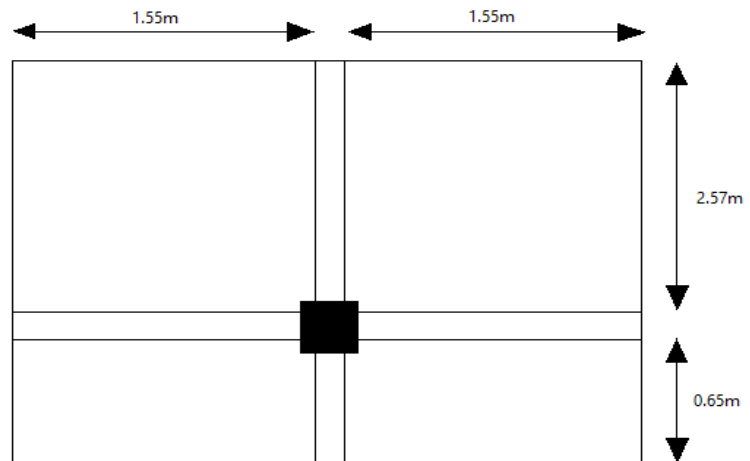


Figure III 6 : Poteau de rive

Détermination de charges

1-Charge permanente

Poids revenant à la terrasse :

Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,60 \times 10,00 \dots\dots\dots = 66,00 \text{ kN}$

– Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 3,22 \dots\dots\dots = 10,86 \text{ kN}$

– Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,10 \dots\dots\dots = 8,13, \text{kN}$

– Poids de l’acrotère $G_{acr} = 1,725 \times 6,32 \dots\dots\dots = 10,90 \text{ kN}$

$G_T = 95,89 \text{ kN}$

Poids revenant au 9^{ème} étage :

– poids plancher courant $G_{PC} = 5,15 \times 10,00 \dots\dots\dots = 51,50 \text{ kN}$

– Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 3,22 \dots\dots\dots = 10,86 \text{ kN}$

– Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,10 \dots\dots\dots = 8,13, \text{kN}$

– Poids des poteau(30x30) $G_{Pot} = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 \dots\dots\dots = 6,89 \text{ kN}$

– poids du balcon $G_{BALC} = 5,55 \times 2,02, \dots\dots\dots = 11,21 \text{ kN}$

– Poids propre du mur extérieur $G_{Mext} = 2,81 \times 3,06 \times 3,1 \dots\dots\dots = 26,65 \text{ kN}$

$g = 115,24 \text{ kN}$

Poids revenant au 9^{ème} étage :

$$G_9 = G_{T+} + g = 211,13 \text{ kN}$$

Poids revenant au 8^{ème} étage :

$$G_8 = G_9 + g = 326,37 \text{ kN}$$

Poids revenant au 7^{ème} étage :

$$G_7 = G_8 + g = 441,61 \text{ kN}$$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

$$G_6 = G_7 + g = 672,09 \text{ kN}$$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$$G_5 = G_6 + g = 787,23 \text{ kN}$$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$G_4 = G_5 + g = 902,56 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$G_3 = G_4 + g = 1017,80 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$G_2 = G_3 + g = 1133,04 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1^{ème} étage :

$$G_1 = G_2 + g = 1248,28 \text{ kN}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + g = 1363,52 \text{ kN}$$

Poids revenant au SS:

– Poids du plancher..... $G_{PC} = 6,64 \times 10,00 = 66,40 \text{ kN}$

– Poids des poteaux (30x30) $G_{Pot} = 0,30 \times 0,30 \times 3,80 \times 25 \dots\dots\dots = 8,55 \text{ kN}$

– Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 3,22 \dots\dots\dots = 10,86 \text{ kN}$

– Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,10 \dots\dots\dots = 8,13 \text{ kN}$

$$g_{RDC} = 93,94 \text{ kN}$$

D'où : $G_{SS} = G_{RDC} + g_{RDC} = 1457,46 \text{ kN}$

2-les charges d'exploitations :

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Niveaux des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	1,0
P9	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ + (Q _{EC} + Q _{BAL})	6,0
P8	Q ₂	Σ ₂ =Q ₁ +0,95 (Q _{EC} + Q _{BAL})	10,75
P7	Q ₃	Σ ₃ =Q ₂ +0,90 (Q _{EC} + Q _{BAL})	15,25
P6	Q ₄	Σ ₄ =Q ₃ +0,85 (Q _{EC} + Q _{BAL})	19,50
P5	Q ₅	Σ ₅ =Q ₄ +0,8 (Q _{EC} + Q _{BAL})	23,50
P4	Q ₆	Σ ₆ =Q ₅ +0,75 (Q _{EC} + Q _{BAL})	27,25
P3	Q ₇	Σ ₇ =Q ₆ +0,714 (Q _{EC} + Q _{BAL})	30,82
P2	Q ₈	Σ ₈ =Q ₇ +0,69 (Q _{EC} + Q _{BAL})	34,27
P1	Q ₉	Σ ₉ =Q ₈ +0,67 (Q _{EC} + Q _{BAL})	37,62
RDC	Q ₁₀	Σ ₁₀ =Q ₉ +0,65 Q _{RDC}	40,87
S.Sol	Q ₁₁	Σ ₁₁ =Q ₁₀ +0,63 Q _{SSOL}	43,07

Tableau. III.3 : Dégression des surcharges

Exemple de calcul

Étude de 9^{ème} étage

Pour le 9^{ème} étage on a : $\begin{cases} N_{GT} = 95,89 \text{ kN} \\ N_g = 108,35 \text{ kN} \end{cases}$

$N_{G9} = N_{GT} + N_g = 204,24 \text{ kN}$

$N_{Q9} = Q_9 \times S = 6 \times 10,00 = 60,00 \text{ kN}$

$N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 375,02 \text{ kN}$

$Br \geq 0,066 N_{u10} \Rightarrow Br \geq 2,47 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$

$Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad \text{On a: } a=b$

Donc: $Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,1753 - \text{m}$

$a=b=17,73 \text{ cm} \Rightarrow$

\Rightarrow **Le choix: a=b=30 cm**

• Vérification de la section à l'ELS

$N_{ser9} = N_{G9} + N_{Q9} = 271,13 \text{ kN}$

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} = \frac{271,13 \times 10^3}{1,15 \times 900 \times 10^2} = 2,61 \text{ MPa}$

$\sigma_{ser} = 2,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec $B = a \times b = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$A=b$ (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérif. σ_{ser} < $\bar{\sigma}_{bc}$
P9	211,13	60.00	375.02	247.51	17.73	25x25	30x30	271.13	2,61	OK
P8	326,37	107.5	601.84	397.22	21.93	25x25	30x30	433.87	4,19	OK
P7	441,61	152.5	824.92	544.44	25..33	25x25	30x30	594.11	5.74	OK
P6	672,09	195.0	1199.82	791.88	30.15	25x25	35x35	867.09	6.16	OK
P5	787,23	235.0	1415.26	934.07	32.56	25x25	35x35	1022.23	7.25	OK
P4	902,56	272.5	1627.20	1073.96	34.77	25x25	35x35	1175.06	8.34	OK
P3	1017,80	308.2	1836.33	1211.98	36.81	25x25	40x40	1326.00	7.20	OK
P2	1133,04	342.7	2043.65	1348.81	38.72	25x25	40x40	1475.74	8.02	OK
P1	1248,28	376.2	2250.47	1485.32	40.53	25x25	45x45	1624.48	6.97	OK
RDC	1363,52	408.7	2453.80	1619.50	42.24	25x25	45x45	1772.22	7.61	OK
P.S.S	1657,46	430.7	2883.62	1903.19	45.62	25x25	50x50	2088.16	7.26	OK

Tableau. III .4 : Choix des sections des poteaux des rives (carrés).

III.4.2.1. Poteau central

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité: $S = 11,31 \text{ m}^2$

$S_{pl} = 4,275 \times 4,025 = 11,31 \text{ m}^2$

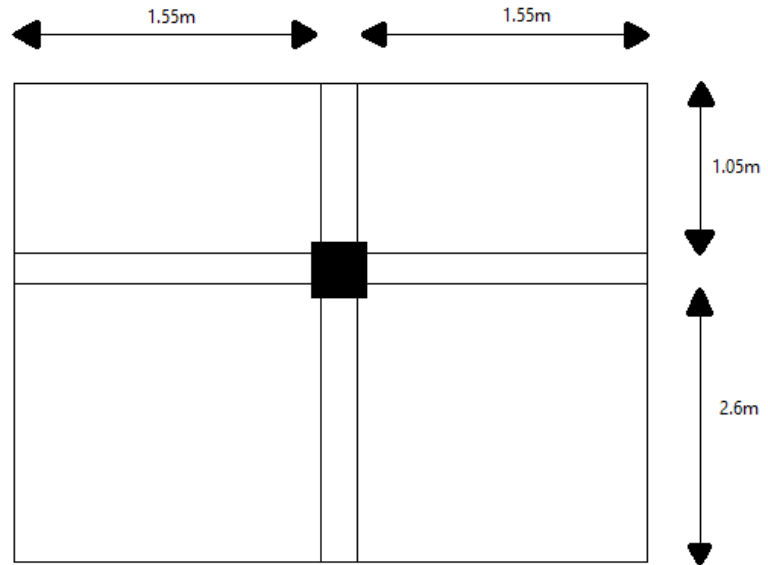


Figure III 7 : Poteau central

Détermination de charges

1-Charge permanente

Poids revenant à la terrasse :

- Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,60 \times 11,31 \dots\dots\dots = 74,65 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 3,65 \dots\dots\dots = 12,32 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 3,1 \dots\dots\dots = 8,14 \text{ kN}$
- $G_T = 95,11 \text{ kN}$**

Poids revenant au 9^{ème} étage :

- poids plancher courant $G_{PC} = 5,15 \times 11,31 \dots\dots\dots = 58,24 \text{ kN}$
 - Poids des poteau(30x30) $G_{Pot} = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 \dots\dots\dots = 6,89 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 3,65 \dots\dots\dots = 12,32 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 3,1 \dots\dots\dots = 8,14 \text{ kN}$
- $g = 85,59 \text{ kN}$**

D'où :

Poids revenant au 9^{ème} étage :

$$G_9 = G_{T+} + g = 180,70 \text{ kN}$$

Poids revenant au 8^{ème} étage :

$$G_8 = G_9 + g = 266,29 \text{ kN}$$

Poids revenant au 7^{ème} étage :

$$G_7 = G_8 + g = 351,88 \text{ kN}$$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

$$G_6 = G_7 + g = 437,47 \text{ kN}$$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$$G_5 = G_6 + g = 523,06 \text{ kN}$$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$G_4 = G_5 + g = 608,65 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$G_3 = G_4 + g = 779,83 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$G_2 = G_3 + g = 865,42 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1^{ème} étage :

$$G_1 = G_2 + g = 951,01 \text{ kN}$$

Poids revenant au RDC : \Rightarrow $G_{RDC} = G_1 + g = 1036,60 \text{ kN}$

Poids revenant au SS:

– Poids du plancher..... $G_{PC} = 6,64 \times 11,31 = 75,10 \text{ kN}$

– Poids des poteau(30x30) $G_{Pot} = 0,30 \times 0,30 \times 3,80 \times 25 \dots\dots\dots = 8,55 \text{ kN}$

– Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 3,65 \dots\dots\dots = 12,32 \text{ kN}$

– Poids des poutres non porteuses $G_{PNP} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 3,1 \dots\dots = 8,14 \text{ kN}$

$g_{RDC} = 104,11 \text{ kN}$

D'où : $G_{SS} = G_{RDC} + g_{RDC} = 1140,71 \text{ kN}$

2-les charges d'exploitations :

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »}$$

Avec

n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Niveaux des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	1
P9	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ + Q _{EC}	2,5
P8	Q ₂	Σ ₂ =Q ₁ +0,95 Q _{EC}	3,925
P7	Q ₃	Σ ₃ =Q ₂ +0,90 Q _{EC}	5,275
P6	Q ₄	Σ ₄ =Q ₃ + 0,85 Q _{EC}	6,55
P5	Q ₅	Σ ₅ =Q ₄ + 0,80 Q _{EC}	7,75
P4	Q ₆	Σ ₆ =Q ₅ + 0,75 Q _{EC}	8,875
P3	Q ₇	Σ ₇ =Q ₆ + 0,714 Q _{EC}	9,95
P2	Q ₈	Σ ₈ =Q ₇ +0,69 Q _{EC}	10,98
P1	Q ₉	Σ ₉ =Q ₈ +0,67 Q _{EC}	11,99
RDC	Q ₁₀	Σ ₁₀ =Q ₉ +0,65 Q _{RDC}	16,30
S.Sol	Q ₁₁	Σ ₁₁ =Q ₁₀ +0,63 Q _{SSOL}	20,48

Tableau. III.5 : Dégression des surcharges

Exemple de calcul

Etude de 9^{ème} étage

Pour le 9^{ème} étage on a : $\begin{cases} N_{GT} = 95,11 \text{ kN} \\ N_g = 78,70 \text{ kN} \end{cases}$

$N_{G9} = N_{GT} + N_g = 173,81 \text{ kN}$

$N_{Q9} = Q_9 \times S = 2,5 \times 11,31 = 28,28 \text{ kN}$

$N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 286,36 \text{ kN}$

$Br \geq 0,066 N_{u10} \Rightarrow Br \geq 1,89 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$

$Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad \text{On a: } a=b$

Donc: $Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,1552 \text{ m}$

$a=b=15,74 \text{ cm}$

Le choix: a=b=30 cm

• Vérification de la section à l'ELS

$$N_{ser9} = N_{G9} + N_{Q9} = 208,98 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} = \frac{208,98 \times 10^3}{1,15 \times 900 \times 10^2} = 2,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ser} = 2,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec $B = a \times b = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	A=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N _{ser} (kN)	σ _{ser} (MPa)	Vérif. σ _{ser} < σ _{bc}
P9	180,70	28.28	286.36	189.00	15.74	25x25	30x30	208.98	2.02	OK
P8	266,29	44.40	426.09	281.22	18.77	25x25	30x30	310.69	3.00	OK
P7	351,88	59.66	564.52	372.58	21.31	25x25	30x30	411.54	3.98	OK
P6	437,47	74.08	701.70	463.12	23.52	25x25	30x30	511.55	4.94	OK
P5	523,06	87.65	837.60	552.82	25.51	25x25	30x30	610.71	5.90	OK
P4	608,65	100.38	972.24	641.68	27.33	25x25	30x30	709.03	6.85	OK
P3	779,83	112.53	1221.56	806.23	30.39	25x25	35x35	892.36	6.33	OK
P2	865,42	124.18	1354.58	894.03	31.90	25x25	35x35	989.60	7.02	OK
P1	951,01	135.60	1487.26	981.59	33.33	25x25	35x35	1086.61	7.71	OK
RDC	1036,60	184.35	1675.93	1106.11	35.25	25x25	40x40	1220.95	6.64	OK
P.S.S	1140,71	231.63	1887.43	1245.70	37.30	25x25	40x40	1372.34	7.46	OK

Tableau. III.6 : Choix des sections des poteaux central (carrés).

III.4.5. Choix des sections des poteaux

Les résultats concernant notre choix final des sections des poteaux sont regroupés dans le tableau suivant :

<u>Niveaux</u>	<u>Sections des poteaux (cm²)</u>
9^{ème} jusqu'a 7^{ème} étage	35x35
6^{ème} jusqu'a 4^{ème} étage	40x40
3^{ème} jusqu'a 1^{er} étage	45x45
RDC jusqu'a SSOL	50x50

Tableau. III.7 : Choix des sections des poteaux

III.4.2. LES VOILES**A.4.2.1. INTRODUCTION**

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.
 Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

H_e : hauteur de l'étage

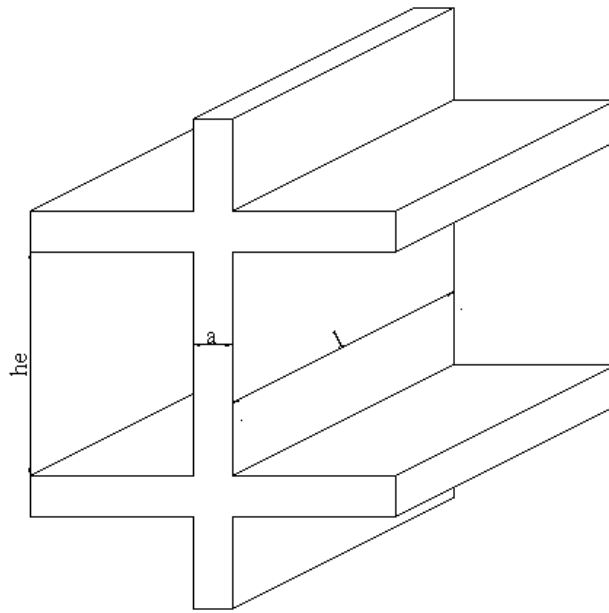


Figure III 8 : coupe de voile en élévation

D'après le « **RPA 99 version 2003** », l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a

$$H_e = 3,80 - 0,45 = 3,35\text{m} \rightarrow a > \frac{h_e}{20} = 16,75\text{cm}$$

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

D'après le « **RPA 99 version 2003** » : **$a_{\min} = 15\text{cm}$**

$a = 20\text{cm} > a_{\min}$vérifiée

IV.1. ACROTÈRE

IV.1.1. INTRODUCTION

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

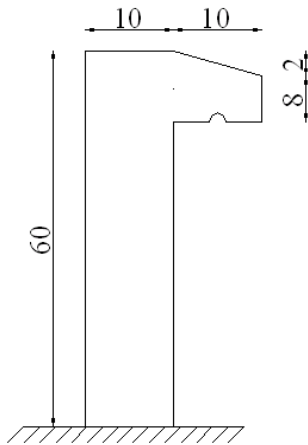


Figure IV.1 Acrotère

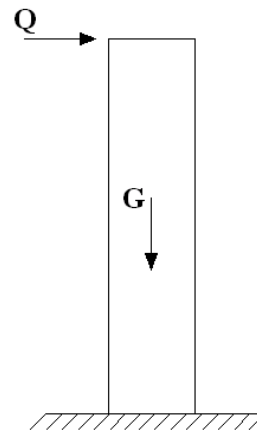


Figure IV.2: Sollicitation de l'acrotère

IV.1.2. EVALUATION DES CHARGES

a. Charges permanentes :

La surface de l'acrotère : $S= 0,069 m^2$

- Poids propre de l'acrotère: $25 \times 0,069 = 1,725 kN/ ml$
- Revêtement : $18 \times 2 \times 0,02 \times (0,6+0,1) = 0,504 kN/ ml$

G = 2,23 kN/ ml

b. Charge d'exploitation :

Q=1,00kN/ml

IV.1.3. Calcul des efforts

L'action des forces horizontales (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (4-1 RPA)** pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,15$].....groupe 2

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$]

W_p : Poids de l'acrotère = $2,23kN$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,23 = 1,07kN$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q ; F_p) \rightarrow \left. \begin{matrix} F_p = 1,07kN \\ 1,5Q = 1,5kN \end{matrix} \right\} \Rightarrow Q_u = 1,5kN$$

pour une bande de 1m de largeur $\begin{cases} G=2,23kN/ml \\ Q=1,5kN/ml \end{cases}$

E.L.U

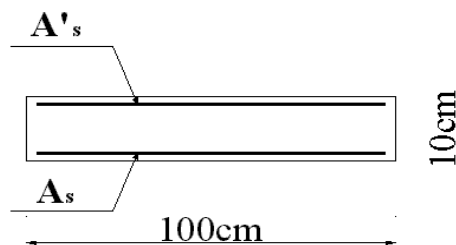
$$\begin{aligned} N_u &= 1,35G = 3,01kN \\ M_u &= 1,5Q \cdot h = 1,35kNm \\ T_u &= 1,5Q = 2,25kN \end{aligned}$$

E.L.S

$$\begin{aligned} N_{ser} &= G = 2,23kN \\ M_{ser} &= Q \cdot h = 0,9kNm \\ T_{ser} &= Q = 1,5kN \end{aligned}$$

IV.1.4. Ferrailage de l'acrotère

$$e=10cm ; b=100cm ; f_{c28}=25MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; c=c'=2cm ; f_e=400MPa$$



Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{3,01} = 44,85\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,35 + 3,01 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) = 1,44\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1,44}{1 \times 0,1^2 \cdot 14,17 \cdot 10^3} = 0,01$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,01}) = 0,013$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 10(1 - 0,4 \cdot 0,013) = 9,94\text{cm}$$

$$\mu = 0,01 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\%$$

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

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{1,44 \times 10^2}{9,94 \times 348 \times 10^{-1}} = 0,4163\text{cm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,4163 - \frac{3,01}{348 \cdot 10^{-1}} = 0,33\text{cm}^2$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,33\text{cm}^2 \end{cases}$$

IV.1.5. Vérification de la section d'acier selon «BAEL 91 Modifié 99»

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa ; b=100cm ; d=10cm$$

$$A_s^{min} \geq \max \left\{ \frac{100.10}{1000}; 0,23.100.10. \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_s^{min} \geq \max \{1cm^2; 1,208cm^2\}$$

Donc : nous optons finalement pour $6T6=1,70cm^2$

Avec un espacement

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$$

IV.1.6. Armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{1,70}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425cm^2$$

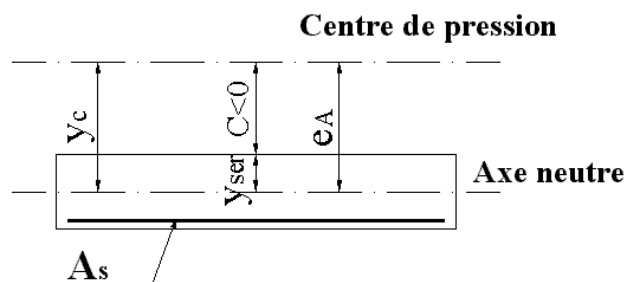
Nous choisissons $4T6=1,13cm^2$ avec un espacement

$$S_t = \frac{60 - 5}{3} = \frac{55}{3} = 18,33cm.$$

IV.1.7. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,9.10^2}{2,23} = 40,35cm$$



On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 40,35 + \left(10 - \frac{10}{2}\right) = 45,35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow C = -35,35 \text{ cm} \quad (C < 0) \quad 44,35 \text{ cm} \Rightarrow C = -35,35 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A'_s(c - c')}{b} + \frac{90A_s(d - c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s(d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A'_s(c - c')^2}{b} - \frac{90A_s(d - c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} A_s(d - c)^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times 35,35^2 + \frac{90}{100} \times 1,70(10 + 35,35) = -3681,01 \text{ cm}^2 \\ q = -2 \times 35,35^3 - \frac{90}{100} \times 1,70(10 - 35,35)^2 = 88973,20 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = 5,27 \cdot 10^8$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -1,00 \Rightarrow \phi = 180,00^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 70,06$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -70,06 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 35,03 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 35,03 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c=35,03cm$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$
 $0 < y_{ser} = 35,03 - 35,35 = 0,32cm < 10cm$

Donc $\begin{cases} y_{ser} = 0,32cm \\ y_c = 35,03cm \end{cases}$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]$$

$$I = \frac{100}{3} 0,32^3 + 9[1.70(10 - 0.32)^2] = 1434,74cm^4$$

IV.1.8. Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,23.10^3 \times 35,03.10}{1434,74.10^4}\right) \times 0,32.10 = 0,17MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right) = 201,63MPa \dots \dots \dots \eta = 1,6$$

$$\sigma_s = 9 \left(\frac{2,23.10^3 \cdot 35,03.10}{1434,74.10^4}\right) (100 - 3,2) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma'_s = 9 \left(\frac{2,23.10^3 \cdot 35,03.10}{1434,74.10^4}\right) (3,2 - 2) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 47,44MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 5,89MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

IV.1.9. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,25.10^3}{100.10^3} = 0,0225\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IV.1.10 Vérification au séisme;

$$F_p = 4AC_p W_p < 1,2$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (4-1 RPA)** pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,15$].....*groupe 2*

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$]

W_p : Poids de l'acrotère = $2,23\text{kN}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,23 = 1,07\text{kN}$$

$$F_p = 1,07\text{ KN} < 1,2\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

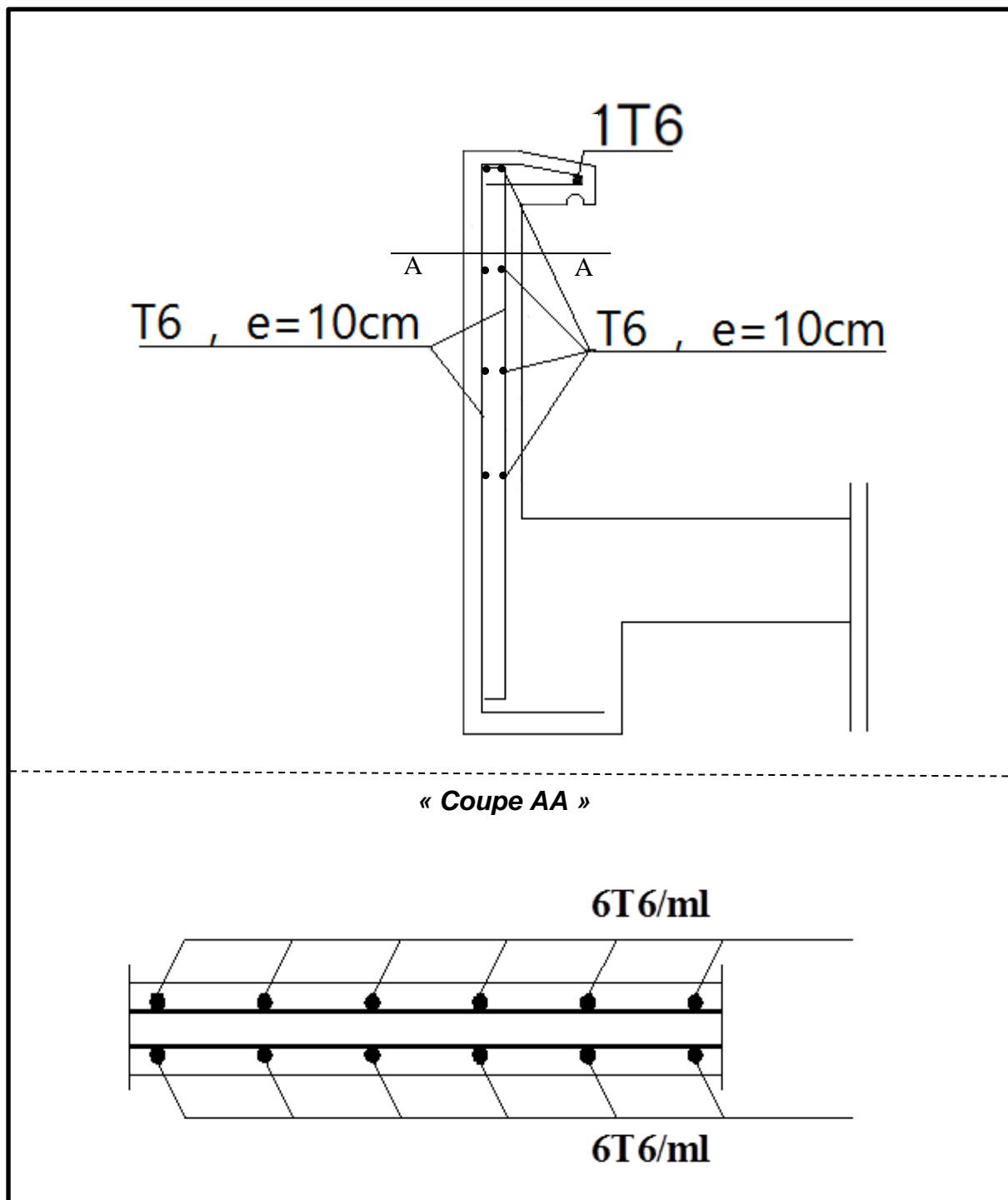


Figure IV.3. Ferrailage de l'acrotère

IV.2. ETUDE DES PLANCHERS

IV.2.1. INTRODUCTION

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

IV.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

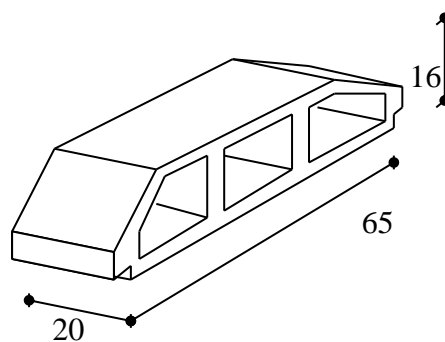


Figure. IV.4 : Dimensions du corps creux

A. Etude des poutrelles :

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

A.1. Dimensions de la poutrelles :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{420}{25} \leq h \leq \frac{420}{20}$$

$$\Rightarrow 16,80 \leq h \leq 21,00 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20 \text{ cm} & ; & h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; & h_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

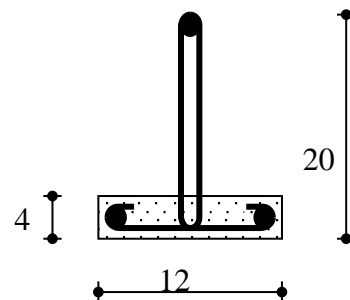


Figure IV.5 Poutrelle

A.2. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

A.2.1. Méthode forfaitaire :

A.2.1.1. Domaine d'application :

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

A.2.1.2. Exposé de la méthode :

- **Moment en travée :**

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

$$\mu(x) = ql \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2}$$

vérification

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

$$M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)M_0 & \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha)M_0 & \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

- **Moment sur appuis :**

- $M=0,2M_0$appui de rive
- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

***Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

A.2.2. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

A.2.2.1. Exposé de la méthode :

- **Moment sur appuis :**

$$* M_a = 0,15M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rives}$$

$$* M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaires}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{AB} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_A + \frac{(M_B - M_A)}{l} \cdot x$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite.:

$l'=1$pour une travée de rive

$l'=0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

***Effort tranchant :**

$$T_{AB} = \frac{M(x)}{dx}$$

A.3. Calcul des poutrelles :**IV.2.3. EVALUATION DES CHARGES****❖ Plancher terrasse :**

- Charge permanentes :

$$G=6,60 \times 0,65=4,29 \text{ kN/ml}$$

- Surcharges d'exploitation :

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ Plancher courant :

- Charge permanente :

$$G=5,15 \times 0,65=3,38 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

- Plancher terrasse :

E.L.U :

$$q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \cdot 4,29+1,5 \cdot 0,65=6,766 \text{ kN/ml}$$

E.L.S :

$$q_{ser}=G+Q=4,29+0,65=4,94 \text{ kN/ml}$$

$$\begin{cases} q_u = 6,766 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,94 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

- Plancher courant :

$$E.L.U : q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \cdot 3,38+1,5 \cdot 0,975=6,025 \text{ kN/ml}$$

$$E.L.S : q_{ser}=G+Q=3,38+0,975=4,355 \text{ kN/ml}$$

$$\begin{cases} q_u = 6,025 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,355 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

Calcul des efforts internes :

IV.2.4.PLANCHER COURANT:

1- Poutrelle à quatre travées :

Poutrelle a deux travées avec $L_1=3,30\text{ m}$, $L_2=L_3=L_4=3,40\text{ m}$

$$\begin{cases} q_u = 6,025\text{kN/ml} \\ q_{ser} = 4,355\text{kN/ml} \end{cases}$$

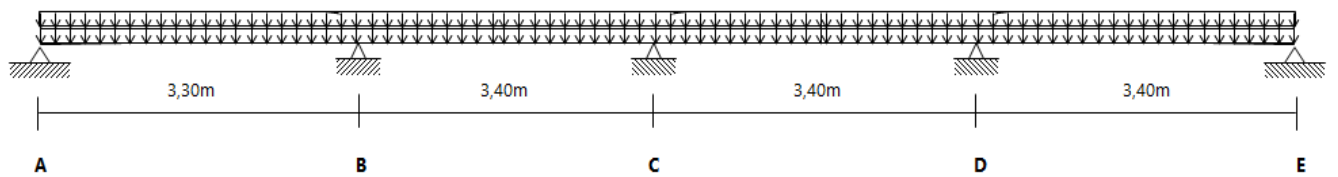


Figure IV.6 : Schéma statique de la poutrelle à quatre travées

➤ **LA METHODE FORFAITAIRE**

A. VERIFICATION DES CONDITIONS :

On a les conditions suivantes :

- **H₁** : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\} \Rightarrow 1 \leq \text{Max} \{13,34\text{kN/m}^2 ; 5\text{kN/m}^2\} \dots$ vérifiée
- **H₂** : Inertie constante..... vérifiée
- **H₃** :..... vérifiée

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,30}{3,40} = 0,97 \in [0,85; 1,25]$$

- **H₄** : Fissuration peu nuisible..... vérifiée

Les conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6,67 + 1} = 0,131$$

B. 1. CALCUL DES MOMENTS

E .L .U :

$$M_{0AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{6,025 \times 3,30^2}{8} = 8,20\text{kN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0DE} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{6,025 \times 3,40^2}{8} = 8,70\text{kN.m}$$

E .L .S :

$$M_{0AB} = \frac{q_s \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{4,355 \cdot 3,30^2}{8} = 5,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{SBC} = M_{0CD} = M_{0DE} = \frac{q_s \times L_{BC}^2}{8} = \frac{4,355 \cdot 3,40^2}{8} = 6,30 \text{ kN.m}$$

Moment sur appuis

• **E .L .U**

$$M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = 0,2 \times 8,20 = -1,64 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0,5 \cdot M_{0AB} = 0,5 \times 8,20 = -4,10 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0,4 \cdot M_{0BC} = 0,4 \times 8,70 = -3,48 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0,5 \cdot M_{0CD} = 0,5 \times 8,70 = -4,35 \text{ kN.m}$$

$$M_E = -0,2 \cdot M_{0DE} = 0,2 \times 8,70 = -1,74 \text{ kN.m}$$

• **E .L .S :**

$$M_A = -0,2 \cdot M_{0B} = 0,2 \times 5,93 = -1,19 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0,5 \cdot M_{0AB} = 0,5 \times 5,93 = -2,97 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0,4 \cdot M_{0Bc} = 0,4 \times 6,30 = -2,52 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0,5 \cdot M_{0CD} = 0,5 \times 6,30 = -3,15 \text{ kN.m}$$

$$M_E = -0,2 \cdot M_{0DE} = 0,2 \times 6,30 = -1,26 \text{ kN.m}$$

Moment en travée

▪ **Travée AB**

❖ **E .L .U**

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

$$\mu(x) = ql \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = ql \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2} + M_W \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

$$M(x) = ql \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2} + M_W + \left(\frac{M_e - M_W}{l}\right) x$$

$$M(x) = 6,025 \cdot 3,30 \frac{x}{2} - 6,025 \cdot \frac{x^2}{2} - 1,64 + \left(\frac{-4,10 + 1,64}{3,30}\right) x$$

$$M(x) = 9,94x - 3,01 \cdot x^2 - 1,64 - 0,75x$$

$$M(x) = -3,01 \cdot x^2 + 9,19x - 1,64$$

Pour $x=l/2=1,65 \rightarrow M(1,65) = 5,33 \text{ kN.m}$

vérification :

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0AB} \\ (1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0AB} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 8,20 \\ (1,2 + 0,3 \cdot 0,131) \times 8,20 \end{array} \right. + \frac{1,64 + 4,10}{2}$$

$$M_t \geq 10,16 + 2,87 \Rightarrow M_t = 13,03 > 5,33 \text{ kN.m.}$$

Donc : **$M_t=13,03 \text{ kN.m}$**

❖ **E.L.S**

$$M(x) = ql \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2} + M_W + \left(\frac{M_e - M_w}{l} \right) x$$

$$M(x) = 4,355 \cdot 3,30 \frac{x}{2} - 4,355 \cdot \frac{x^2}{2} - 1,19 + \left(\frac{-2,97 + 1,19}{3,30} \right) x$$

$$M(x) = 7,19x - 2,18 \cdot x^2 - 1,19 - 0,54x$$

$$M(x) = -2,18 \cdot x^2 + 6,65x - 1,19$$

Pour $x=l/2=1,65 \rightarrow M(1,65) = 3,85 \text{ kN.m}$

vérification :

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0AB} \\ (1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0AB} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 5,93 \\ (1,2 + 0,3 \cdot 0,131) \times 5,93 \end{array} \right. + \frac{1,19 + 2,97}{2}$$

$$M_t \geq 7,35 + 2,08 \Rightarrow M_t = 9,43 > 3,85 \text{ kN.m.}$$

Donc : **$M_t= 9,43 \text{ kN.m}$**

▪ **Travée BC**

❖ **E.L.U**

$$M(x) = 6,025 \cdot 3,40 \frac{x}{2} - 6,025 \cdot \frac{x^2}{2} - 4,10 + \left(\frac{-3,48 + 4,10}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 10,24x - 3,01 \cdot x^2 - 4,10 + 0,18x$$

$$M(x) = -3,01 \cdot x^2 + 10,42x - 4,10$$

Pour $x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 4,91 \text{ kN.m}$

vérification :

$$M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0BC} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 8,70 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,13) \times 8,70 + \frac{4,10 + 3,48}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 9,14 + 3,79 \Rightarrow M = 12,50 > 4,91 \text{ kN.m.}$$

Donc : **M_t=12,50 kN.m**

❖ **E.L.S**

$$M(x) = 4,355 \cdot 3,40 \frac{x}{2} - 4,355 \cdot \frac{x^2}{2} - 2,97 + \left(\frac{-2,52 + 2,97}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 7,40x - 2,18 \cdot x^2 + 2,97 + 0,13x$$

$$M(x) = -2,18 \cdot x^2 + 7,53x - 2,47$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 4,53 \text{ kN.m}$$

vérification :

$$M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0BC} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 6,30 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,131) \times 6,30 + \frac{2,97 + 2,52}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 6,62 + 2,74 \Rightarrow M_t = 9,36 > 4,53 \text{ kN.m}$$

Donc : **M_t= 9,36 kN.m**

▪ **Travée CD**

❖ **E.L.U**

$$M(x) = 6,025 \cdot 3,40 \frac{x}{2} - 6,025 \cdot \frac{x^2}{2} + 3,48 + \left(\frac{-4,35 + 3,48}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 10,24x - 3,01 \cdot x^2 - 3,48 - 0,25x$$

$$M(x) = -3,01 \cdot x^2 + 9,99x - 3,48$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 4,8 \text{ kN.m}$$

vérification :

$$M_t + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0CD} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0CD} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 8,70 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,13) \times 8,70 + \frac{3,48 + 4,35}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 9,14 + 3,91 \Rightarrow M = 13,05 > 4,80 \text{ kN.m.}$$

Donc : **M_t=13,05 kN.m**

❖ **E.L.S**

$$M(x) = 4,355 \cdot 3,40 \frac{x}{2} - 4,355 \cdot \frac{x^2}{2} + 2,52 + \left(\frac{-3,15 + 2,52}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 7,40x - 2,18 \cdot x^2 - 2,52 - 0,18x$$

$$M(x) = -2,18 \cdot x^2 + 7,22x - 2,52$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 3,45 \text{ kN.m}$$

vérification :

$$M_t + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0BC} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 6,30 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,131) \times 6,30 + \frac{2,52 + 3,15}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t = 6,62 + 3,33 \Rightarrow M_t = 9,95 > 3,45 \text{ kN.m}$$

Donc : **M_t= 9,95 kN.m**

▪ **Travée DE**

$$M(x) = 6,025 \cdot 3,40 \frac{x}{2} - 6,025 \cdot \frac{x^2}{2} + 4,35 + \left(\frac{-1,74 + 4,35}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 10,24x - 3,01 \cdot x^2 - 4,35 + 0,77x$$

$$M(x) = -3,01 \cdot x^2 + 11,01x - 4,35$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 5,66 \text{ kN.m}$$

vérification :

❖ **E.L.U**

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0AB} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0AB} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 8,70 \\ (1,2 + 0,3 \cdot 0,131) \times 8,70 + \frac{4,35 + 1,74}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 10,78 + 3,04 \Rightarrow M_t = 13,82 > 5,66 \text{ kN.m.}$$

Donc : **M_t=13,82 kN.m**

❖ **E.L.S**

$$M(x) = 4,355 \cdot 3,40 \frac{x}{2} - 4,355 \cdot \frac{x^2}{2} - 3,15 + \left(\frac{-1,26 + 3,15}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 7,40x - 2,18 \cdot x^2 - 3,15 + 0,56x$$

$$M(x) = -2,18 \cdot x^2 + 7,96x - 3,15$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 4,08 \text{ kN.m}$$

vérification :

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0AB} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0AB} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 6,30 \\ (1,2 + 0,3 \cdot 0,131) \times 6,30 + \frac{3,15 + 1,26}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 7,81 + 2,20 \Rightarrow M = 10,01 > 4,08 \text{ kN.m.}$$

Donc : **M_t=10,01 kN.m**

B.2. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT:

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

ELU

A-B

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,025 \times 3,30}{2} - \frac{(4,10 - 1,84)}{3,30} = 9,26 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,025 \times 3,30}{2} - \frac{(4,10 - 1,84)}{3,30} = -10,62 \text{ KN} \end{cases}$$

B-C

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(3,48 - 4,10)}{3,40} = 10,42 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(3,48 - 4,10)}{3,40} = -10,06 \text{ KN} \end{cases}$$

C-D

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(4,35 - 3,48)}{3,40} = 9,99 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(4,35 - 3,48)}{3,40} = -10,50 \text{ KN} \end{cases}$$

D-E

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(1,74 - 4,35)}{3,40} = 11,01 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(1,74 - 4,35)}{3,40} = -9,47 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS

A-B

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,355 \times 3,30}{2} - \frac{(2,97 - 1,19)}{3,30} = 6,65 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,355 \times 3,30}{2} - \frac{(2,97 - 1,19)}{3,30} = -7,72 \text{ KN} \end{cases}$$

B-C

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(2,52 - 2,97)}{3,40} = 7,54 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(2,52 - 2,97)}{3,40} = -7,27 \text{ KN} \end{cases}$$

C-D

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(3,15 - 2,52)}{3,40} = 7,22 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(3,15 - 2,52)}{3,40} = -7,59 \text{ KN} \end{cases}$$

D-E

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(1,26 - 3,15)}{3,40} = 5,15 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(1,26 - 3,15)}{3,40} = -6,85 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats obtenues sont dans le tableau ci-dessous :

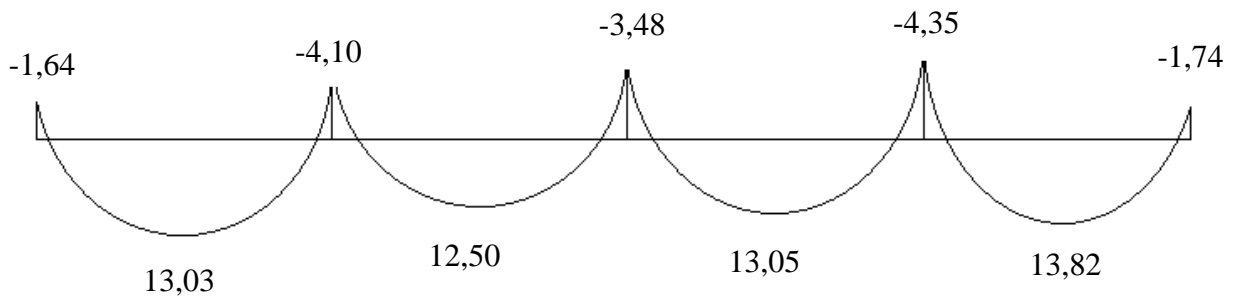
Appui	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_e	T_w	T_e	T_w
A	-1,64	-1,19	A-B	3,30	13,03	9,43	-10,62	9,26	-7,72	6,65
B	-4,10	-2,97	B-C	3,40	12,50	9,36	-10,06	10,42	-7,27	7,54
C	-3,48	-2,52	C-D	3,40	13,05	9,95	-10,50	9,99	-7,59	7,22
D	-4,35	-3,15	D-E	3,40	13,82	10,01	-9,47	11,01	-6,85	5,15
E	-1,74	-1,26								

Tableau IV.1 : Calcul des efforts internes (M, T)

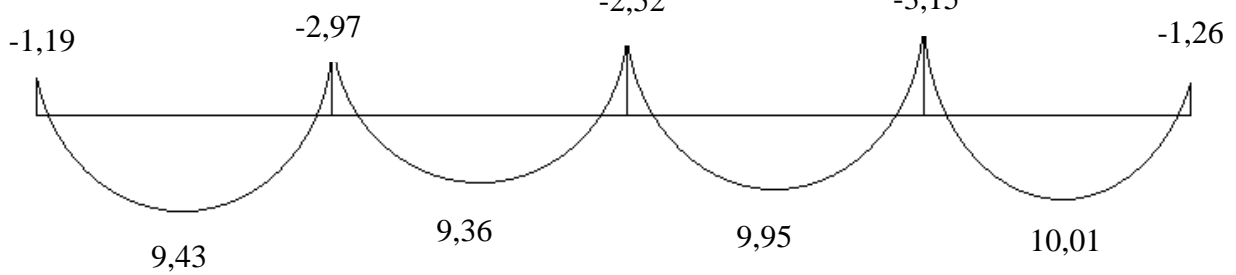
Diagramme des efforts internes

Moment fléchissant

ELU

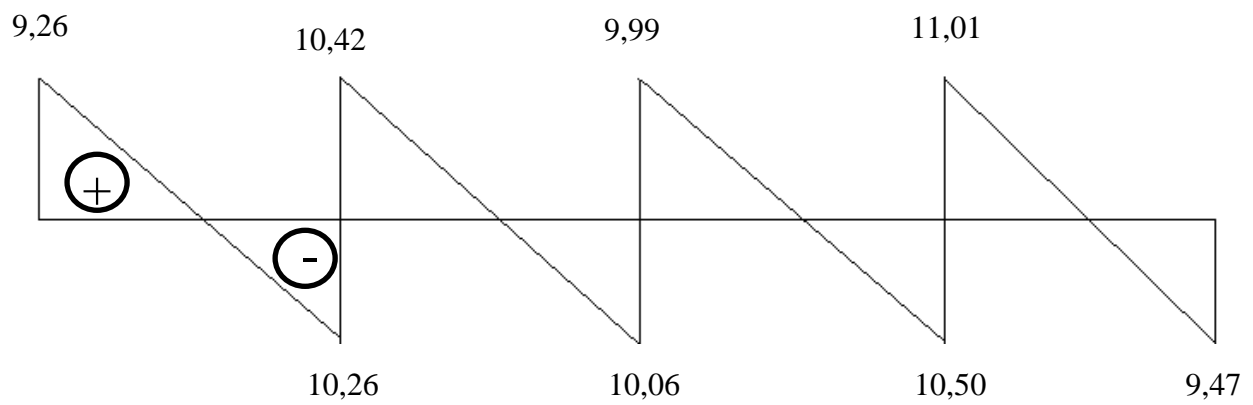


ELS

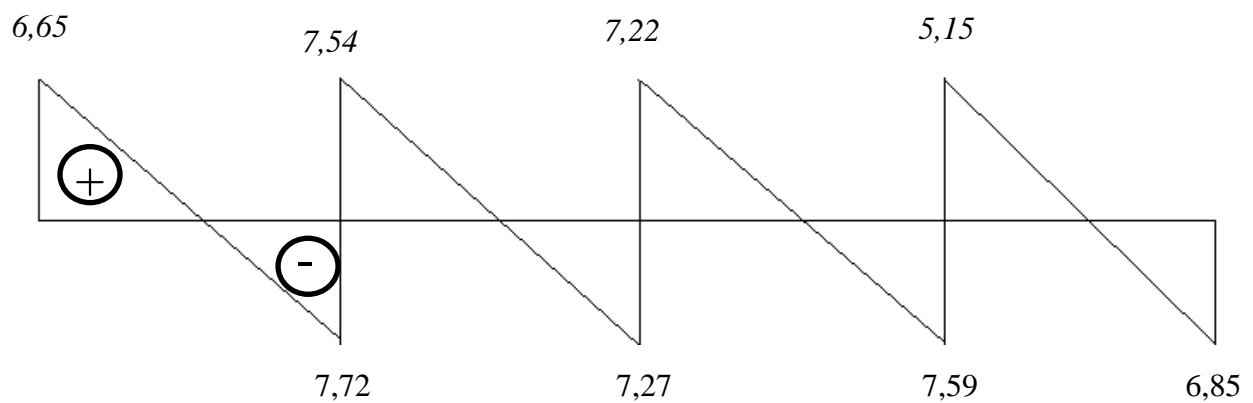


Effort tranchant

ELU



ELS



2-Poutrelles à huit travées

Poutrelle a huit travées avec $L_1 = L_8 = 3,30$ m, $L_2 = L_3 = L_4 = L_5 = L_6 = L_7 = 3,40$ m

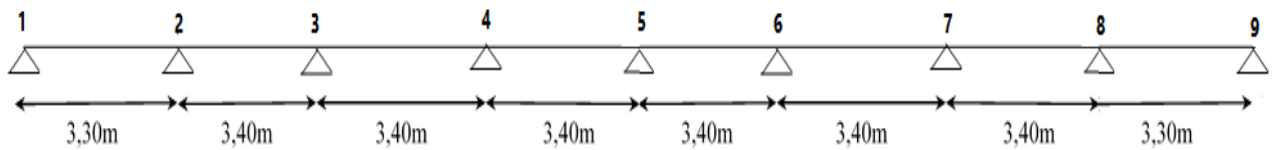


Figure IV.7 : Schéma statique de la poutrelle à huit travées

$$\begin{cases} q_u = 6,025 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,355 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

➤ **LA METHODE FORFAITAIRE**

A. VERIFICATION DES CONDITIONS :

On a les conditions suivantes :

- **H₁** : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\} \Rightarrow 1 \leq \text{Max} \{13,34 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2\} \dots$ vérifiée
- **H₂** : Inertie constante..... vérifiée
- **H₃** :..... vérifiée

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,30}{3,40} = 0,97 \in [0,85; 1,25]$$

- **H₄** : Fissuration peu nuisible..... vérifiée

Les conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire

B.1. CALCUL DES MOMENTS

E .L .U :

$$M_{0AB} = M_{0HI} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{6.025 \cdot 3,30^2}{8} = 8,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0DE} = M_{0EF} = M_{0FG} = M_{0GH} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{6.025 \cdot 3,40^2}{8} = 8,70 \text{ kN.m}$$

E .L .S :

$$M_{0AB} = M_{0HI} = \frac{q_s \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{4,355 \cdot 3,30^2}{8} = 5,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{SBC} = M_{0CD} = M_{0DE} = M_{0EF} = M_{0FG} = M_{GH} = \frac{q_s \times L_{BC}^2}{8} = \frac{4,355 \cdot 3,40^2}{8} = 6,30 \text{ kN.m}$$

Moment sur appuis• **E.L.U**

$$M_A = M_I = -0,2 \cdot M_{0AB} = -0,2 \times 8,20 = -1,64 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_H = -0,5 \cdot M_{0AB} = -0,5 \times 8,20 = -4,10 \text{ kN.m.}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = -0,4 \cdot M_{0BC} = -0,4 \times 8,70 = -3,48 \text{ kN.m.}$$

• **E.L.S :**

$$M_A = M_I = -0,2 \cdot M_{0B} = -0,2 \times 5,93 = -1,19 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_H = -0,5 \cdot M_{0AB} = -0,5 \times 5,93 = -2,97 \text{ kN.m.}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = -0,4 \cdot M_{0Bc} = -0,4 \times 6,30 = -2,52 \text{ kN.m}$$

Moment en travée❖ **E.L.U**▪ **Travée AB= Travée HI**

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

$$\mu(x) = ql \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = ql \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2} + M_W + \left(\frac{M_e - M_W}{l}\right) x$$

$$M(x) = 6,025 \cdot 3,30 \frac{x}{2} - 6,025 \cdot \frac{x^2}{2} - 1,64 + \left(\frac{-4,10 + 1,64}{3,30}\right) x$$

$$M(x) = 9,94x - 3,01 \cdot x^2 - 1,64 - 0,75x$$

$$M(x) = -3,01 \cdot x^2 + 9,19x - 1,64$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,65 \rightarrow M(1,65) = 5,33 \text{ kN.m}$$

vérification:

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0AB} \\ (1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0AB} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 8,20 \\ (1,2 + 0,3 \cdot 0,131) \times 8,20 \end{array} \right. + \frac{1,64 + 4,10}{2}$$

$$M_t \geq 10,16 + 2,87 \Rightarrow M_t = 13,03 > 5,33 \text{ kN.m.}$$

Donc : **M_t=13,03 kN.m**

❖ E.L.S

$$M(x) = ql \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2} + M_w + \left(\frac{M_e - M_w}{l} \right) x$$

$$M(x) = 4,355 \cdot 3,30 \frac{x}{2} - 4,355 \cdot \frac{x^2}{2} - 1,19 + \left(\frac{-2,97 + 1,19}{3,30} \right) x$$

$$M(x) = 7,19x - 2,18 \cdot x^2 - 1,19 - 0,54x$$

$$M(x) = -2,18 \cdot x^2 + 6,65x - 1,19$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,65 \rightarrow M(1,65) = 3,85 \text{ kN.m}$$

vérification :

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0AB} \\ (1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0AB} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 5,93 \\ (1,2 + 0,3 \cdot 0,131) \times 5,93 + \frac{1,19 + 2,97}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 7,35 + 2,08 \Rightarrow M = 9,43 > 3,85 \text{ kN.m.}$$

Donc : **M_t = 9,43 kN.m**

▪ Travée BC = Travée GH

❖ E.L.U

$$M(x) = 6,025 \cdot 3,40 \frac{x}{2} - 6,025 \cdot \frac{x^2}{2} + 4,10 + \left(\frac{-3,48 + 4,10}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 10,24x - 3,01 \cdot x^2 - 4,10 + 0,18x$$

$$M(x) = -3,01 \cdot x^2 + 10,42x - 4,10$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 4,61 \text{ kN.m}$$

vérification:

$$M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0BC} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 8,70 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,13) \times 8,70 + \frac{3,48 + 4,10}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 9,14 + 3,79 \Rightarrow M = 12,93 > 4,61 \text{ kN.m.}$$

Donc : **M_t = 12,93 kN.m**

❖ E.L.S

$$M(x) = 4,355.3,40 \frac{x}{2} - 4,355. \frac{x^2}{2} - 2,97 + \left(\frac{-2,52 + 2,97}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 7,40x - 2,18. x^2 - 2,97 + 0,13x$$

$$M(x) = -2,18. x^2 + 7,53x - 2,97$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 3,53 \text{ kN.m}$$

vérification :

$$M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05. M_{0BC} \\ (1 + 0,3. \alpha). M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 6,30 \\ (1 + 0,3.0,131) \times 6,30 + \frac{2,97 + 2,52}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 6,62 + 2,74 \Rightarrow M_t = 9,09 > 3,53 \text{ kN.m}$$

Donc : $M_t = 9,09 \text{ kN.m}$

- Travée CD= Travée DE= Travée EF= Travée FG

❖ E.L.U

$$M(x) = 6,025.3,40 \frac{x}{2} - 6,025. \frac{x^2}{2} - 3,48 + \left(\frac{-3,48 + 3,48}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 10,24x - 3,01. x^2 - 3,48$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 5,23 \text{ kN.m}$$

vérification:

$$M_t + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05. M_{0BC} \\ (1 + 0,3. \alpha). M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 8,70 \\ (1 + 0,3.0,13) \times 8,70 + \frac{3,48 + 3,48}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 9,14 + 3,48 \Rightarrow M = 12,62 > 5,23 \text{ kN.m.}$$

Donc : $M_t = 12,62 \text{ kN.m}$

❖ E.L.S

$$M(x) = 4,355.3,40 \frac{x}{2} - 4,355. \frac{x^2}{2} - 2,52 + \left(\frac{-2,52 + 2,52}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 7,40x - 2,18. x^2 - 2,52$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 3,76 \text{ kN.m}$$

vérification :

$$M_t + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0CD} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0CD} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 6,30 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,131) \times 6,30 \end{array} \right. + \frac{2,52 + 2,52}{2}$$

$$M_t \geq 6,62 + 2,52 \Rightarrow M_t = 9,14 > 3,76 \text{ kN.m}$$

Donc : $M_t = 9,14 \text{ kN.m}$

B.2. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.U

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{array} \right.$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

ELU

A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{6,025 \times 3,30}{2} - \frac{(4,10 - 1,64)}{3,30} = 9,20 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,025 \times 3,30}{2} - \frac{(4,10 - 1,64)}{3,30} = -10,69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

B-C

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(3,48 - 4,10)}{3,40} = 10,42 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(3,48 - 4,10)}{3,40} = -10,06 \text{ KN} \end{array} \right.$$

C-D=D-E=E-F=F-G

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(3,48 - 3,48)}{3,40} = 10,24 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(3,48 - 3,48)}{3,40} = -10,24 \text{ KN} \end{array} \right.$$

G-H

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(4,10 - 3,48)}{3,40} = 10,06 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(4,10 - 3,48)}{3,40} = -10,42 \text{ KN} \end{cases}$$

H-I

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,025 \times 3,30}{2} - \frac{(1,64 - 4,10)}{3,30} = 10,69 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,025 \times 3,30}{2} - \frac{(1,64 - 4,10)}{3,30} = -9,20 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS

A-B

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,355 \times 3,30}{2} - \frac{(2,97 - 1,19)}{3,30} = 6,65 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,355 \times 3,30}{2} - \frac{(2,97 - 1,19)}{3,30} = -7,73 \text{ KN} \end{cases}$$

B-C

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(2,52 - 2,97)}{3,40} = 7,54 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(2,52 - 2,97)}{3,40} = -7,27 \text{ KN} \end{cases}$$

C-D=D-E=E-F=F-G

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(2,52 - 2,52)}{3,40} = 7,40 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(2,52 - 2,52)}{3,40} = -7,40 \text{ KN} \end{cases}$$

G-H

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(2,97 - 2,52)}{3,40} = 7,27 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(2,97 - 2,52)}{3,40} = -7,54 \text{ KN} \end{cases}$$

H-I

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,355 \times 3,30}{2} - \frac{(1,19 - 2,97)}{3,30} = 7,73 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,355 \times 3,30}{2} - \frac{(1,19 - 2,97)}{3,30} = -6,65 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats obtenues sont dans le tableau ci-dessous:

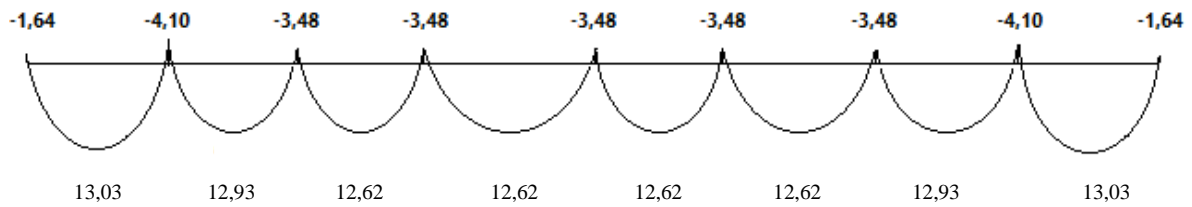
Appui	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_e	T_w	T_e	T_w
A	-1,64	-1,19	A-B	3,30	13,03	9,43	-10,69	9,20	-7,73	6,65
B	-4,10	-2,97	B-C	3,40	12,93	9,09	-10,06	10,42	-7,27	7,54
C	-3,48	-2,52	C-D	3,40	12,62	9,14	-10,24	10,24	-7,40	7,40
D	-3,48	-2,52	D-E	3,40	12,62	9,14	-10,24	10,24	-7,40	7,40
E	-3,48	-2,52	E-F	3,40	12,62	9,14	-10,24	10,24	-7,40	7,40
F	-3,48	-2,52	F-G	3,40	12,62	9,14	-10,24	10,24	-7,40	7,40
G	-3,48	-2,52	G-H	3,40	12,93	9,09	-10,42	10,06	-7,54	7,27
H	-4,10	-2,97	H-I	3,30	13,03	9,43	-9,20	10,69	-6,65	7,73
I	-1,64	-1,19								

Tableau IV.2 : Calcul des efforts internes (M, T)

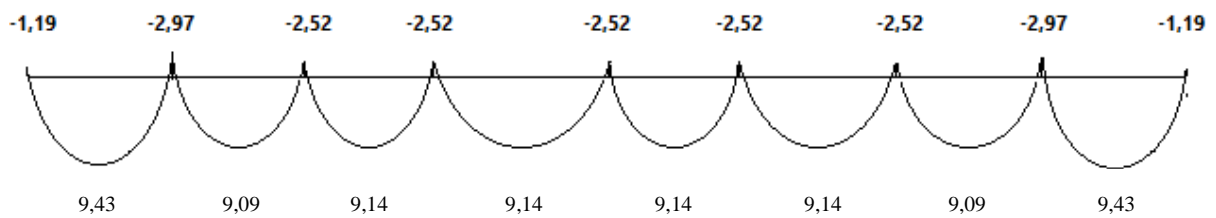
Diagramme des efforts internes

Moment fléchissant

ELU

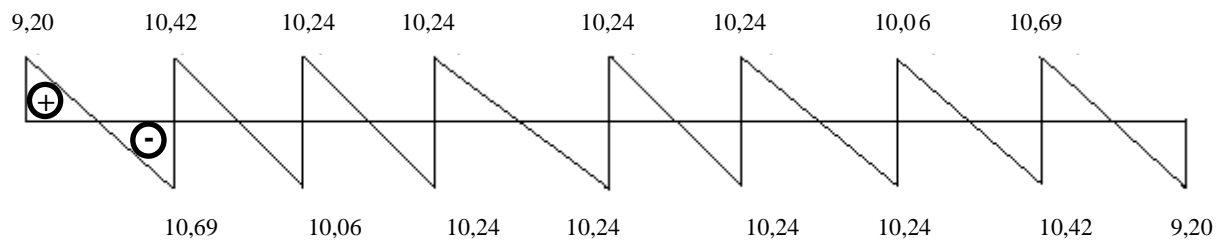


ELS

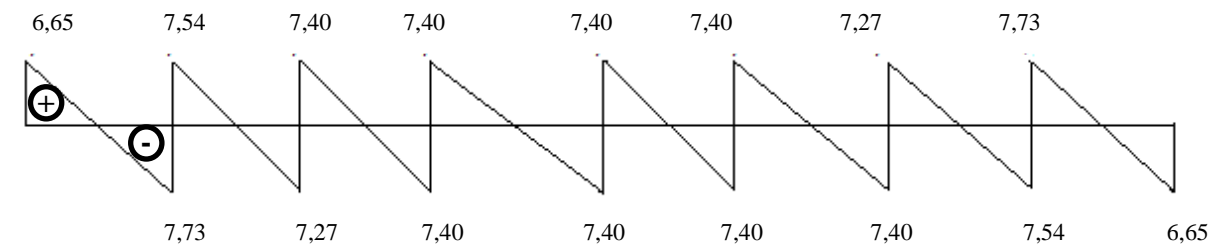


Effort tranchant

ELU



ELS



3- Poutrelle à trois travées :

Poutrelle a deux travées avec $L_1=3,30$ m, $L_2 = L_3 = 3,40$ m

$$\begin{cases} q_u = 6,025 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,355 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

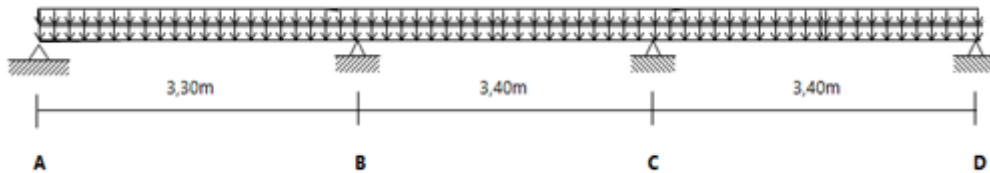


Figure IV.8 : Schéma statique de la poutrelle à trois travées

➤ **LA METHODE FORFAITAIRE**

A. VERIFICATION DES CONDITIONS :

On a les conditions suivantes :

- **H₁** : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\} \Rightarrow 1 \leq \text{Max} \{13,34 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2\} \dots$ vérifiée
- **H₂** : Inertie constante..... vérifiée
- **H₃** :..... vérifiée
- $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,30}{3,40} = 0,97 \in [0,85; 1,25]$
- **H₄** : Fissuration peu nuisible..... vérifiée

Les conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6,67 + 1} = 0,131$$

B. 1. CALCUL DES MOMENTS

E .L .U :

$$M_{0AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{6,025 \times 3,30^2}{8} = 8,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0CD} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{6,025 \times 3,40^2}{8} = 8,70 \text{ kN.m}$$

E .L .S :

$$M_{0AB} = \frac{q_S \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{4,355 \cdot 3,30^2}{8} = 5,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{SBC} = M_{0CD} = \frac{q_S \times L_{BC}^2}{8} = \frac{4,355 \cdot 3,40^2}{8} = 6,30 \text{ kN.m}$$

Moment sur appuis• **E .L .U**

$$M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -0,2 \times 5,93 = -1,19 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0,5 \cdot M_{0AB} = -0,5 \times 5,93 = -2,97 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0,5 \cdot M_{0BC} = -0,5 \times 6,30 = -3,15 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0,2 \cdot M_{0CD} = -0,2 \times 6,30 = -1,26 \text{ kN.m}$$

• **E .L .S :**

$$M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -0,2 \times 5,93 = -1,19 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0,5 \cdot M_{0AB} = -0,5 \times 5,93 = -2,97 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0,5 \cdot M_{0BC} = -0,5 \times 6,30 = -3,15 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0,2 \cdot M_{0CD} = -0,2 \times 6,30 = -1,26 \text{ kN.m}$$

Moment en travée▪ **Travée AB**❖ **E .L .U**

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

$$\mu(x) = ql \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = ql \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2} + M_W + \left(\frac{M_e - M_W}{l}\right) x$$

$$M(x) = 6,025 \cdot 3,30 \frac{x}{2} - 6,025 \cdot \frac{x^2}{2} - 1,64 + \left(\frac{-4,10 + 1,64}{3,30}\right) x$$

$$M(x) = 9,94x - 3,01 \cdot x^2 - 1,64 - 0,75x$$

$$M(x) = -3,01 \cdot x^2 + 9,19x - 1,64$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,65 \rightarrow M(1,65) = 5,32 \text{ kN.m}$$

vérification:

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0AB} \\ (1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0AB} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 8,20 \\ (1,2 + 0,3 \cdot 0,131) \times 8,20 \end{array} \right. + \frac{1,64 + 4,10}{2}$$

$$M_t \geq 10,16 + 2,87 \Rightarrow M_t = 13,03 > 5,32 \text{ kN.m.}$$

Donc : **M_t=13,03 kN.m**

❖ **E.L.S**

$$M(x) = ql \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2} + M_w + \left(\frac{M_e - M_w}{l} \right) x$$

$$M(x) = 4,355 \cdot 3,30 \frac{x}{2} - 4,355 \cdot \frac{x^2}{2} - 1,19 + \left(\frac{-2,97 + 1,19}{3,30} \right) x$$

$$M(x) = 7,19x - 2,18 \cdot x^2 - 1,19 - 0,54x$$

$$M(x) = -2,18 \cdot x^2 + 6,65x - 1,19$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,65 \rightarrow M(1,65) = 3,85 \text{ kN.m}$$

vérification :

$$M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0AB} \\ (1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0AB} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 5,93 \\ (1,2 + 0,3 \cdot 0,131) \times 5,93 \end{array} \right. + \frac{1,19 + 2,97}{2}$$

$$M_t \geq 7,35 + 2,08 \Rightarrow M_t = 9,43 > 3,85 \text{ kN.m.}$$

Donc : **M_t= 9,43 kN.m**

▪ **Travée BC**

❖ **E.L.U**

$$M(x) = 6,025 \cdot 3,40 \frac{x}{2} - 6,025 \cdot \frac{x^2}{2} - 4,10 + \left(\frac{-4,35 + 4,10}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 10,24x - 3,01 \cdot x^2 - 4,10 - 0,07x$$

$$M(x) = -3,01 \cdot x^2 + 10,17x - 4,10$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 4,50 \text{ kN.m}$$

vérification :

$$M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0BC} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 8,70 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,13) \times 8,70 + \frac{4,10 + 4,35}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 9,14 + 4,22 \Rightarrow M = 13,36 > 4,50 \text{ kN.m.}$$

Donc : **$M_t = 13,36 \text{ kN.m}$**

❖ **E.L.S**

$$M(x) = 4,355 \cdot 3,40 \frac{x}{2} - 4,355 \cdot \frac{x^2}{2} - 2,97 + \left(\frac{-3,15 + 2,97}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 7,40x - 2,18 \cdot x^2 - 2,97 - 0,05x$$

$$M(x) = -2,18 \cdot x^2 + 7,35x - 2,97$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 3,22 \text{ kN.m}$$

vérification :

$$M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0BC} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 6,30 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,131) \times 6,30 + \frac{2,97 + 3,15}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 6,62 + 3,06 \Rightarrow M_t = 9,68 > 3,22 \text{ kN.m}$$

Donc : **$M_t = 9,68 \text{ kN.m}$**

▪ **Travée CD**

❖ **E.L.U**

$$M(x) = 6,025 \cdot 3,40 \frac{x}{2} - 6,025 \cdot \frac{x^2}{2} - 4,35 + \left(\frac{-1,74 + 4,35}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 10,24x - 3,01 \cdot x^2 - 4,35 + 0,76x$$

$$M(x) = -3,01 \cdot x^2 + 11,00x - 4,35$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 6,65 \text{ kN.m}$$

Vérification :

$$M_t + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0CD} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0CD} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 8,70 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,13) \times 8,70 \end{array} \right. + \frac{4,35 + 1,74}{2}$$

$$M_t \geq 9,14 + 3,04 \Rightarrow M = 12,18 > 6,65 \text{ kN.m.}$$

Donc : **M_t=12,18 kN.m**

❖ **E.L.S**

$$M(x) = 4,355 \cdot 3,40 \frac{x}{2} - 4,355 \cdot \frac{x^2}{2} - 3,15 + \left(\frac{-1,26 + 3,15}{3,40} \right) x$$

$$M(x) = 7,40x - 2,18 \cdot x^2 - 3,15 + 0,56x$$

$$M(x) = -2,18 \cdot x^2 + 7,96x - 3,15$$

$$\text{Pour } x=l/2=1,70 \rightarrow M(1,70) = 4,08 \text{ kN.m}$$

vérification :

$$M_t + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0CD} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 6,30 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,131) \times 6,30 \end{array} \right. + \frac{3,15 + 1,26}{2}$$

$$M_t = 6,62 + 2,20 \Rightarrow M_t = 8,82 > 4,08 \text{ kN.m}$$

Donc : **M_t= 8,82 kN.m**

B.2. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT A L'E.L.U

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

ELU

A-B

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,025 \times 3,30}{2} - \frac{(4,10 - 1,84)}{3,30} = 9,26 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,025 \times 3,30}{2} - \frac{(4,10 - 1,84)}{3,30} = -10,62 \text{ KN} \end{cases}$$

B-C

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(4,35 - 4,10)}{3,40} = 10,17 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(4,35 - 4,10)}{3,40} = -10,31 \text{ KN} \end{cases}$$

C-D

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(1,74 - 4,35)}{3,40} = 11,01 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6,025 \times 3,40}{2} - \frac{(1,74 - 4,35)}{3,40} = -9,47 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS

A-B

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,355 \times 3,30}{2} - \frac{(2,97 - 1,19)}{3,30} = 6,65 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,355 \times 3,30}{2} - \frac{(2,97 - 1,19)}{3,30} = -7,72 \text{ KN} \end{cases}$$

B-C

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(3,15 - 2,97)}{3,40} = 7,35 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(3,15 - 2,97)}{3,40} = -7,45 \text{ KN} \end{cases}$$

C-D

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(1,26 - 3,15)}{3,40} = 7,96 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{4,355 \times 3,40}{2} - \frac{(1,26 - 3,15)}{3,40} = -6,85 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats obtenues sont dans le tableau ci-dessous:

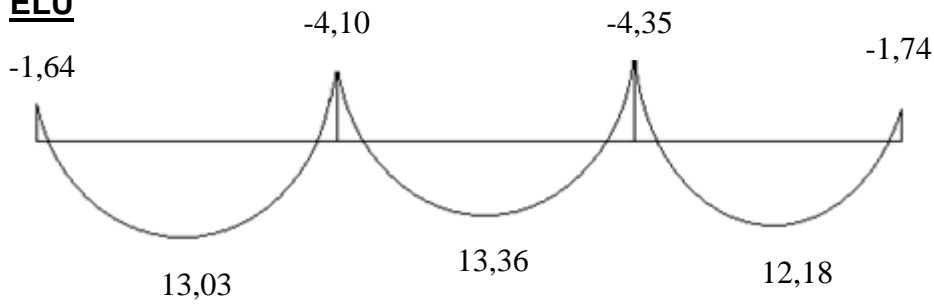
Appui	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_e	T_w	T_e	T_w
A	-1,64	-1,19	A-B	3,30	13,03	9,43	-10,62	9,26	-7,72	6,65
B	-4,10	-2,97	B-C	3,40	13,36	9,68	-10,31	10,17	-7,45	7,35
C	-4,35	-3,15	C-D	3,40	12,18	8,82	-9,47	11,01	-6,85	7,96
D	-1,74	-1,26								

Tableau IV.3 : Calcul des efforts internes (M, T)

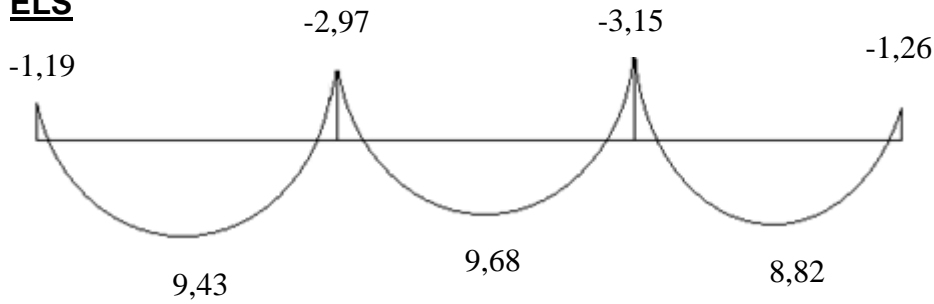
Diagramme des efforts internes

Moment fléchissant

ELU

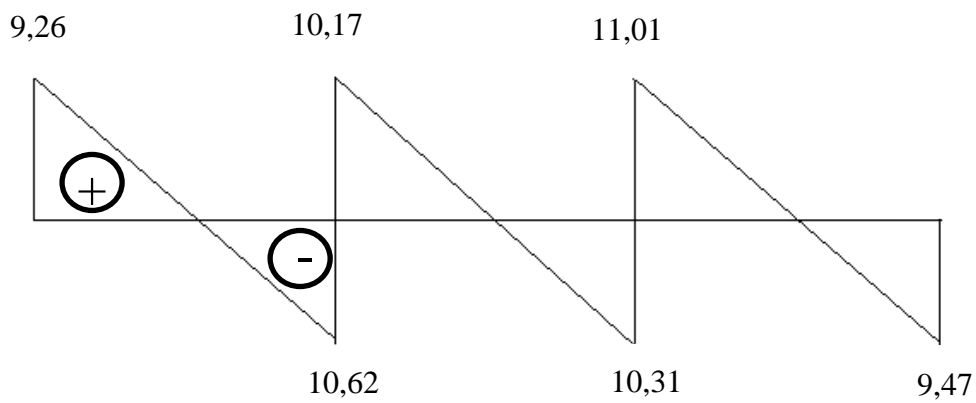


ELS

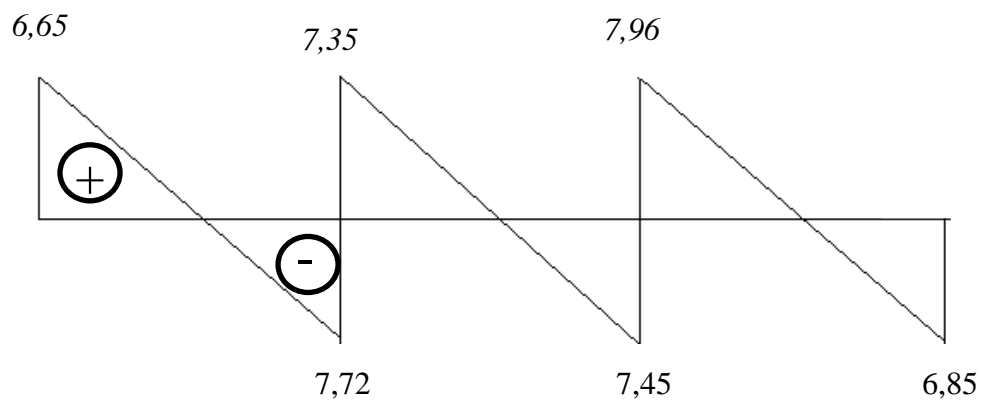


Effort tranchant

ELU



ELS



VI.2.5.PLANCHER TERRASSE:

1- Poutrelle à huit travées :

Poutrelle a deux travées avec $L_1 = L_8 = 3,30 \text{ m}$, $L_2 = L_3 = L_4 = L_5 = L_6 = L_7 = 3,40 \text{ m}$

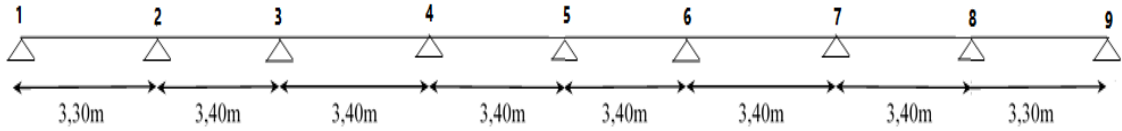


Figure IV.7 : Schéma statique de la poutrelle à huit travées

$$\begin{cases} q_u = 6,766 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,940 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

➤ **LA METHODE FORFAITAIRE**

A.VERIFICATION DES CONDITIONS :

On a les conditions suivantes :

- **H₁** : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\} \Rightarrow 1 \leq \text{Max} \{13,34 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2\} \dots$ vérifiée
- **H₂** : Inertie constante..... vérifiée
- **H₃** :..... vérifiée

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,30}{3,40} = 0,97 \in [0,85; 1,25]$$

- **H₄** : Fissuration **NON** peu nuisible..... non vérifiée

Les conditions étant pas vérifiées, il faut utiliser la méthode de caquot

➤ **LA METHODE DE CAQUOT:**

$$\begin{cases} L'_1 = L = 3,30 \text{ m} \\ L'_2 = L'_3 = L'_4 = L'_5 = L'_6 = L'_7 = 0,8 \times 3,40 = 2,72 \text{ m} \\ L'_8 = L = 3,30 \text{ m} \end{cases}$$

B. CALCUL DES MOMENTS ET L'EFFORT TRANCHANT

E .L .U :

$$M_{0AB} = M_{0HI} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{6,766 \cdot 3,30^2}{8} = 9,21 \text{ kN.m}$$

E .L .S :

$$M_{0AB} = M_{0HI} = \frac{q_s \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{4,94 \cdot 3,30^2}{8} = 6,72 \text{ kN.m}$$

Moment sur appuis

* $M_a = 0,15M_0$Appuis de rives

* $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \dots\dots\dots$ Appuis intermédiaires

E .L .U

$$M_A = M_I = -0,15M_{AB} = 0,15x \frac{6,766 \cdot 3,30^2}{8} = -1,38 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_H = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{6,766(3,30^3 + 2,72^3)}{8,5(3,30 + 2,72)} = -7,41 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{6,766(2,72^3 + 2,72^3)}{8,5(2,72 + 2,72)} = -5,89 \text{ KN.m}$$

E .L .S

$$M_A = M_I = 0,15M_{AB} = 0,15x \frac{4,94 \cdot 3,30^2}{8} = -1,01 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_H = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{4,94(3,30^3 + 2,72^3)}{8,5(3,30 + 2,72)} = -5,41 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} = -\frac{4,94(2,72^3 + 2,72^3)}{8,5(2,72 + 2,72)} = -4,30 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$M_{AB} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_A + \frac{(M_B - M_A)}{l} \cdot x$$

▪ **Travée AB**

❖ **E .L .U**

$$M_{AB} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_A + \frac{(M_B - M_A)}{l} \cdot x$$

$$M_{AB} = \frac{6,766 \cdot 3,30}{2} \cdot x - \frac{6,766}{2} \cdot x^2 - 1,38 + \frac{(-7,41 + 1,38)}{3,30} \cdot x$$

$$M_{AB} = 11,16x - 3,38 \cdot x^2 - 1,38 - 1,83 \cdot x$$

$$M_{AB} = 9,33x - 3,38 \cdot x^2 - 1,38$$

$$T_{AB} = \frac{M(x)}{dx}$$

$$T_{AB} = -6,76x + 9,33$$

$$T_{AB} = 0 \rightarrow -6,76x + 9,33 = 0 \rightarrow x = \frac{9,33}{6,76} = 1,38m$$

$$M_{AB}(1,38) = 9,33 \cdot 1,38 - 3,38 \cdot 1,38^2 - 1,38 = 5,07 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour; } x=0 \rightarrow T(0)=9,33 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=l=3,30\text{m} \rightarrow T(3,30)=-12,98 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } M_t=5,07 \text{ kN.m} \quad , \quad T_e = 9,33 \text{ kN} \quad , \quad T_w = -12,98 \text{ kN}$$

❖ E.L.S

$$M_{AB} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_A + \frac{(M_B - M_A)}{l} \cdot x$$

$$M_{AB} = \frac{4,94 \cdot 3,30}{2} \cdot x - \frac{4,94}{2} \cdot x^2 - 1,01 + \frac{(-5,41 + 1,01)}{3,30} \cdot x$$

$$M_{AB} = 8,15x - 2,47 \cdot x^2 - 1,01 - 1,33 \cdot x$$

$$M_{AB} = 6,82x - 2,47 \cdot x^2 - 1,01$$

$$T_{AB} = \frac{M(x)}{dx}$$

$$T_{AB} = -4,94x + 6,82$$

$$T_{AB} = 0 \rightarrow -4,94x + 6,82 = 0 \rightarrow x = \frac{6,82}{4,94} = 1,38\text{m}$$

$$M_{AB}(1,38) = 6,82 \cdot 1,38 - 2,47 \cdot 1,38^2 - 1,01 = 3,70 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour; } x=0 \rightarrow T(0)=6,82 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=l=3,30\text{m} \rightarrow T(3,30)=-9,48 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } M_t=3,70 \text{ kN.m} \quad , \quad T_e = 6,82 \text{ kN} \quad , \quad T_w = -9,48 \text{ kN}$$

▪ Travée BC

❖ E.L.U

$$M_{BC} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_B + \frac{(M_C - M_B)}{l} \cdot x$$

$$M_{BC} = \frac{6,766 \cdot 3,40}{2} \cdot x - \frac{6,766}{2} \cdot x^2 - 7,41 + \frac{(-5,89 + 7,41)}{3,40} \cdot x$$

$$M_{BC} = 11,50x - 3,38 \cdot x^2 - 7,41 + 0,45 \cdot x$$

$$M_{BC} = 11,95x - 3,38 \cdot x^2 - 7,41$$

$$T_{BC} = \frac{M(x)}{dx}$$

$$T_{BC} = -6,76x + 11,95$$

$$T_{BC} = 0 \rightarrow -6,76x + 11,95 = 0 \rightarrow x = \frac{11,95}{6,76} = 1,76\text{m}$$

$$M_{BC}(1,76) = 11,95 \cdot 1,76 - 3,38 \cdot 1,76^2 - 7,41 = 3,15 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour; } x=0 \rightarrow T(0)=11,95 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=l=3,40\text{m} \rightarrow T(3,40)=-11,03 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } M_t=3,15 \text{ kN.m} \quad , \quad T_e = 11,95 \text{ kN} \quad , \quad T_w = -11,03 \text{ kN}$$

❖ E.L.S

$$M_{BC} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_B + \frac{(M_C - M_B)}{l} \cdot x$$

$$M_{BC} = \frac{4,94 \cdot 3,40}{2} \cdot x - \frac{4,94}{2} \cdot x^2 - 5,41 + \frac{(-4,30 + 5,41)}{3,40} \cdot x$$

$$M_{BC} = 8,40x - 2,47 \cdot x^2 - 5,41 + 0,33 \cdot x$$

$$M_{BC} = 8,73x - 2,47 \cdot x^2 - 5,41$$

$$T_{BC} = \frac{M(x)}{dx}$$

$$T_{BC} = -4,94x + 8,73$$

$$T_{BC} = 0 \rightarrow -4,94x + 8,73 = 0 \rightarrow x = \frac{8,73}{4,94} = 1,76\text{m}$$

$$M_{BC}(1,76) = 8,73 \cdot 1,76 - 2,47 \cdot 1,76^2 - 5,41 = 2,30 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour; } x=0 \rightarrow T(0)=8,73 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=l=3,40\text{m} \rightarrow T(3,40)=-8,06 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } M_t=2,30 \text{ kN.m} \quad , \quad T_e = 8,73 \text{ kN} \quad , \quad T_w = -8,06 \text{ kN}$$

▪ Travée CD= Travée DE= Travée EF= Travée FG

❖ E.L.U

$$M_{CD} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_C + \frac{(M_D - M_C)}{l} \cdot x$$

$$M_{CD} = \frac{6,766 \cdot 3,40}{2} \cdot x - \frac{6,766}{2} \cdot x^2 - 5,89 + \frac{(-5,89 + 5,89)}{3,40} \cdot x$$

$$M_{CD} = 11,50x - 3,38 \cdot x^2 - 5,89$$

$$M_{CD} = 11,50x - 3,38 \cdot x^2 - 5,89$$

$$T_{CD} = \frac{M(x)}{dx}$$

$$T_{CD} = -6,76x + 11,50$$

$$T_{CD} = 0 \rightarrow -6,76x + 11,50 = 0 \rightarrow x = \frac{11,50}{6,76} = 1,70\text{m}$$

$$M_{CD}(1,70) = 11,50 \cdot 1,70 - 3,38 \cdot 1,70^2 - 5,89 = 3,89 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour; } x=0 \rightarrow T(0)=11,50 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=l=3,40\text{m} \rightarrow T(3,40)=-11,50 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } M_t=3,89 \text{ kN.m} \quad , \quad T_e = 11,50 \text{ kN} \quad , \quad T_w = -11,50 \text{ kN}$$

❖ E.L.S

$$M_{CD} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_B + \frac{(M_C - M_B)}{l} \cdot x$$

$$M_{CD} = \frac{4,94 \cdot 3,40}{2} \cdot x - \frac{4,94}{2} \cdot x^2 - 4,30 + \frac{(-4,30 + 4,30)}{3,40} \cdot x$$

$$M_{CD} = 8,40x - 2,47 \cdot x^2 - 4,30$$

$$M_{CD} = 8,07x - 2,47 \cdot x^2 - 4,30$$

$$T_{CD} = \frac{M(x)}{dx}$$

$$T_{CD} = -4,94x + 8,40$$

$$T_{CD} = 0 \rightarrow -4,94x + 8,07 = 0 \rightarrow x = \frac{8,40}{4,94} = 1,70\text{m}$$

$$M_{CD}(1,70) = 8,07 \cdot 1,70 - 2,47 \cdot 1,70^2 - 4,30 = 2,28 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour; } x=0 \rightarrow T(0)=8,40 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=l=3,40\text{m} \rightarrow T(3,40)=-8,40 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } M_t=2,28 \text{ kN.m} \quad , \quad T_e = 8,40 \text{ kN} \quad , \quad T_w = -8,40 \text{ kN}$$

▪ Travée GH

❖ E.L.U

$$M_{GH} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_G + \frac{(M_H - M_G)}{l} \cdot x$$

$$M_{GH} = \frac{6,766 \cdot 3,40}{2} \cdot x - \frac{6,766}{2} \cdot x^2 - 5,89 + \frac{(-7,41 + 5,89)}{3,40} \cdot x$$

$$M_{GH} = 11,50x - 3,38 \cdot x^2 - 5,89 - 0,45 \cdot x$$

$$M_{GH} = 11,05x - 3,38 \cdot x^2 - 5,89$$

$$T_{GH} = \frac{M(x)}{dx}$$

$$T_{GH} = -6,76x + 11,05$$

$$T_{GH} = 0 \rightarrow -6,76x + 11,05 = 0 \rightarrow x = \frac{11,05}{6,76} = 1,63\text{m}$$

$$M_{GH}(1,63) = 11,05 \cdot 1,63 - 3,38 \cdot 1,63^2 - 5,89 = 3,14 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour; } x=0 \rightarrow T(0)=11,05 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=l=3,40\text{m} \rightarrow T(3,40)=-11,94 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } M_t=3,14 \text{ kN.m} \quad , \quad T_e = 11,05 \text{ kN} \quad , \quad T_w = -11,94 \text{ kN}$$

❖ E.L.S

$$M_{GH} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_B + \frac{(M_H - M_G)}{l} \cdot x$$

$$M_{GH} = \frac{4,94 \cdot 3,40}{2} \cdot x - \frac{4,94}{2} \cdot x^2 - 4,30 + \frac{(-5,41 + 4,30)}{3,40} \cdot x$$

$$M_{GH} = 8,40x - 2,47 \cdot x^2 - 4,30 - 0,33 \cdot x$$

$$M_{GH} = 8,07x - 2,47 \cdot x^2 - 4,30$$

$$T_{GH} = \frac{M(x)}{dx}$$

$$T_{GH} = -4,94x + 8,07$$

$$T_{GH} = 0 \rightarrow -4,94x + 8,07 = 0 \rightarrow x = \frac{8,07}{4,94} = 1,63 \text{ m}$$

$$M_{GH}(1,63) = 8,07 \cdot 1,63 - 2,47 \cdot 1,63^2 - 4,30 = 2,30 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour; } x=0 \rightarrow T(0)=8,07 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=l=3,40\text{m} \rightarrow T(3,40)=-8,72 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } M_t=2,30 \text{ kN.m} \quad , \quad T_e = 8,07 \text{ kN} \quad , \quad T_w = -8,72 \text{ kN}$$

▪ Travée HI

❖ E.L.U

$$M_{HI} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_H + \frac{(M_I - M_H)}{l} \cdot x$$

$$M_{HI} = \frac{6,766 \cdot 3,30}{2} \cdot x - \frac{6,766}{2} \cdot x^2 - 7,41 + \frac{(-1,38 + 7,41)}{3,30} \cdot x$$

$$M_{HI} = 11,16x - 3,38 \cdot x^2 - 7,41 + 1,83 \cdot x$$

$$M_{HI} = 13,00x - 3,38 \cdot x^2 - 7,41$$

$$T_{HI} = \frac{M(x)}{dx}$$

$$T_{HI} = -6,76x + 13,00$$

$$T_{HI} = 0 \rightarrow -6,76x + 13,00 = 0 \rightarrow x = \frac{13,00}{6,76} = 1,92 \text{ m}$$

$$M_{HI}(1,92) = 13,00 \cdot 1,92 - 3,38 \cdot 1,92^2 - 7,41 = 5,07 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour; } x=0 \rightarrow T(0)=13,00 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=l=3,30\text{m} \rightarrow T(3,30)=-9,30 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } M_t=5,07 \text{ kN.m} \quad , \quad T_e = 13,00 \text{ kN} \quad , \quad T_w = -9,30 \text{ kN}$$

❖ E.L.S

$$M_{HI} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_H + \frac{(M_I - M_H)}{l} \cdot x$$

$$M_{HI} = \frac{4,94 \cdot 3,30}{2} \cdot x - \frac{4,94}{2} \cdot x^2 - 5,41 + \frac{(-1,01 + 5,41)}{3,30} \cdot x$$

$$M_{HI} = 8,15x - 2,47 \cdot x^2 - 5,41 + 1,33 \cdot x$$

$$M_{HI} = 9,48x - 2,47 \cdot x^2 - 5,41$$

$$T_{HI} = \frac{M(x)}{dx}$$

$$T_{HI} = -4,94x + 9,48$$

$$T_{HI} = 0 \rightarrow -4,94x + 9,48 = 0 \rightarrow x = \frac{9,48}{4,94} = 1,92\text{m}$$

$$M_{HI}(1,92) = 9,48 \cdot 1,92 - 2,47 \cdot 1,92^2 - 5,41 = 3,70 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour; } x=0 \rightarrow T(0)=9,48 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=l=3,30\text{m} \rightarrow T(3,30)=-6,82 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } M_t=3,70 \text{ kN.m} \quad , \quad T_e = 9,48 \text{ kN} \quad , \quad T_w = -6,82 \text{ kN}$$

Les résultats obtenues sont dans le tableau ci-dessous:

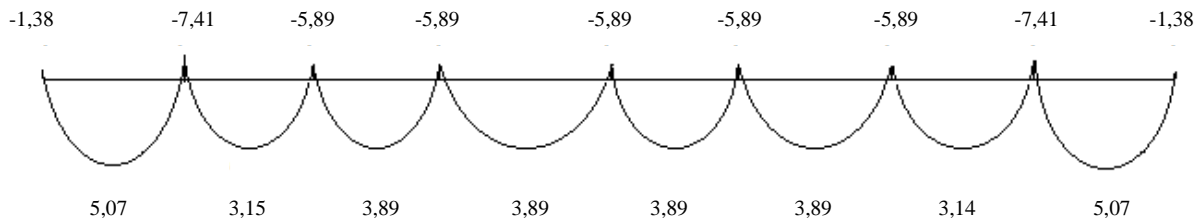
Appui	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
A	-1,38	-1,01	A-B	3,30	5,07	3,70	9,33	-12,98	6,82	-9,48
B	-7,41	-5,41	B-C	3,40	3,15	2,30	11,95	-11,03	8,73	-8,06
C	-5,89	-4,30	C-D	3,40	3,89	2,28	10,24	-10,24	11,50	-8,40
D	-5,89	-4,30	D-E	3,40	3,89	2,28	10,24	-10,24	11,50	-8,40
E	-5,89	-4,30	E-F	3,40	3,89	2,28	10,24	-10,24	11,50	-8,40
F	-5,89	-4,30	F-G	3,40	3,89	2,28	10,24	-10,24	11,50	-8,40
G	-5,89	-4,30	G-H	3,40	3,14	2,30	11,05	-11,94	8,07	-8,72
H	-7,41	-5,41	H-I	3,30	5,07	3,70	13,00	-9,30	9,48	-6,82
I	-1,38	-1,01								

Tableau IV.4 : Calcul des efforts internes (M, T)

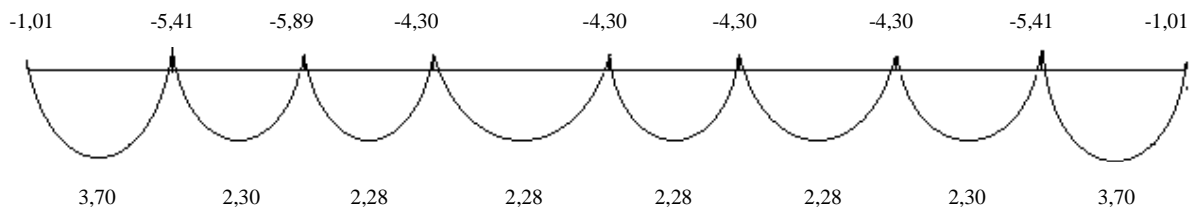
Diagramme des efforts internes

Moment fléchissant

ELU

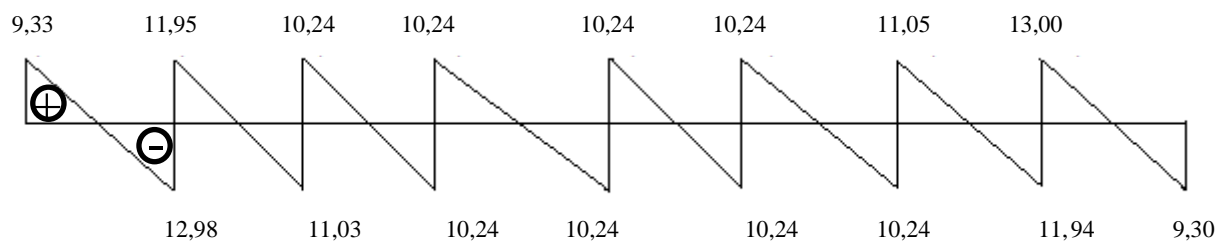


ELS

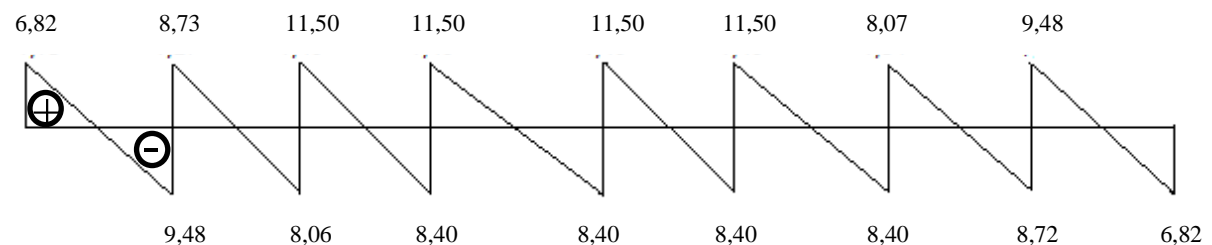


Effort tranchant

ELU



ELS



VI.2.6.CALCUL DU FERRAILLAGE :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U :

$$\begin{aligned} M_{tu}^{\max} &= 13,82 \text{ kNm} \\ M_{au}^{\max} &= 7,41 \text{ kNm} \\ T_u^{\max} &= 13,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

E.L.S:

$$\begin{aligned} M_{tser}^{\max} &= 10,01 \text{ kNm} \\ M_{aser}^{\max} &= 5,41 \text{ kNm} \\ T_s^{\max} &= 11,50 \text{ kN} \end{aligned}$$

A.1. Ferrailage en travée :

$h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,00\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{Mpa}$; $f_{c28}=25\text{Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,95 \text{ kNm}$$

$$M_{tab} = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 58,95 \text{ kNm}$$

On a: $M_{tu}=7,74 \text{ Kn,m} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,82}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,046$$

$\mu = 0,046 < \mu_R = 0,392$, pas d'acier comprimé ($A's=0$).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,06$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow 18 (1 - 0,4 \times 0,033) \Rightarrow Z = 17,57 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \sigma_s} = \frac{13,82 \times 10^2}{17,57 \times 348 \times 10^{-1}} = 2,26 \text{ (cm}^2\text{)}$$

M _{tu} (kNm)	μ	μ<μ _R	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	μ<0,186	ζ _s	σ _s (MPa)	A _s (cm ²)
13,82	0,046	Oui	0	0,06	17,57	Oui	10‰	348	2,26

Tableau.IV.5 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée**A.1.1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,08 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{2,08 \text{ cm}^2; 2,26 \text{ cm}^2\} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Choix : **3T12 (A_s=3,39cm²)**

A.2. Ferrailage sur appuis :

On a: **M_{au}^{max}=7,41 kNm < M_{tab}=58,95kNm**

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b₀xh) en flexion simple

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,41}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,025$$

μ= 0.046 < μ_R=0,392 , pas d'acier comprimé (A's=0).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,032$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow 18 (1 - 0,4 \times 0,032) \Rightarrow Z = 17,77 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{Z \sigma_s} = \frac{7,41 \times 10^2}{17,77 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,20 \text{ (cm}^2\text{)}$$

M _{tu} (kNm)	μ	μ<μ _R	A _s ' (cm ²)	α	Z (cm)	μ<0,186	ζ _s	σ _s (MPa)	A _s (cm ²)
7,41	0,025	Oui	0	0,032	17,77	Oui	10‰	348	1,20

Tableau.IV.6 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis**B.2.1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 2,08 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{2,08 \text{ cm}^2; 1,20 \text{ cm}^2\} = 2,08 \text{ cm}^2$$

Choix : **2T12 (A_s=2,26cm²)**

VI.2.7. VERIFICATION :**A.1. Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 13,00 \text{ kN}$.

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

Tel que

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,2 \frac{25}{15}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \bar{d}_u}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \bar{d}_u} = \frac{13,00 \times 10^3}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

Au voisinage des appuis :**- Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 17,00 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{13,00 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,67 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13,00 \times 10^3}{\frac{400}{1,15} \times 10^2} = 0,37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

A.2. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

A.2.1. Vérification des contraintes :

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

• Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

Y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2$$

$$65y^2 + 30(3,39 + 0)y - 30(18 \times 3,39 + 0) = 0$$

$$65y^2 + 101,7y - 1830,6 = 0$$

$$y_1 = 4,58 \text{ cm}$$

$$65y^2 + 67,8y - 1220,4 = 0$$

$$y_2 = 3,48 \text{ cm} = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2$$

$$I = \frac{65}{3}4,58^3 + 15 \times 3,39(18 - 4,58)^2 = 11239,46 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{65}{3}3,48^3 + 15 \times 2,26(18 - 3,48)^2 = 8060,27 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y$$

$$\sigma_{bct} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{10,01 \times 10^6}{11239,46 \times 10^4} \times 45,8 = 4,08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bca} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{5,41 \times 10^6}{8060,27 \times 10^4} \cdot 34,8 = 2,33 \text{ Mpa}$$

Vérification des contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I}(d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma_{st} = \frac{10,01 \times 10^6}{11239,46 \times 10^4} \times (180 - 45,8) = 11,95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{5,41 \times 10^6}{8060,27 \times 10^4} \times (180 - 34,8) = 9,75 \text{ Mpa}$$

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	Vérification $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travée	10,01	3,39	0	4,58	11239,46	4,08	Vérifiée	11,95	Vérifiée
Appuis	5,41	2,26	0	3,48	8060,27	2,33	Vérifiée	9,57	Vérifiée

Tableau.IV.7 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

A.2.2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h=20\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $L=3,40\text{m}$; $M_{\text{tser}}=10,01\text{kNm}$; $M_0=13,82\text{kNm}$; $A_s=3,39\text{cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,0588 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,0588 < \frac{10,01}{10 \times 13,82} = 0,72 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,68\text{cm} \quad (L < 5\text{m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

✓ **Position de l'axe neutre « y₁ » :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

$$y_1 = \frac{65.4. \frac{4}{2} + (20 - 4)12 \left(\frac{20 - 4}{2} + 4 \right) + 15.3.39.18}{65.4 + (20 - 4)12 + 15.3.39} = 7,43 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ » :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} 12,13^3 + \frac{12}{3} (20 - 12,13)^3 - \frac{(65 - 12)}{3} (12,13 - 4)^3 + 15.3.39(18 - 12,13)^2 = 27524,13\text{cm}^4$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v\mu}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times 27524,13 \cdot 10}{1 + 2,74 \times 0,113} = 231185,71 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{fv} = \frac{27524,13 \cdot 10}{1 + 1,09 \times 0,113} = 245057,56 \text{ cm}^4$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,015 \left(2 + 3 \times \frac{12}{65} \right)} = 2,74 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{pour la déformation différée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,015 \left(2 + 3 \times \frac{12}{65} \right)} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures} = \delta = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015.$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} = 0,113$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = \frac{10,01 \times 10^6}{3,39 \times 18 \times 10^2} = 164,04 \text{ MPa}$$

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	σ _s MPa	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
10,01	3,39	7,43	164,04	2,7 4	1,09	0,113	27524,13	231185,71	245057,56

Tableau.IV.8 : Récapitulatif du calcul de la flèche

✓ **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{10,01 \times 340^2 \cdot 10^6}{10 \times 32164,20 \times 10^2 \times 231185,71} = 0,15 \text{ cm } (L = 3,40 \text{ m})$$

✓ **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{10,01 \times 340^2 \cdot 10^6}{10 \times 10721,40 \times 10^2 \times 245057,56} = 0,44 \text{ cm}$$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,29 \text{ cm} < \bar{f} = 0,68 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

B. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

➤ **«BAEL 91 modifié 99» :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad ; \quad (K = 1) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm} = 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{0,57}{12 \times 16,2} = 3 \cdot 10^{-3} \geq \frac{0,62 - 0,3 \times 2,1 \times 1}{0,8 \times 400} = 1,6 \cdot 10^{-3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm} = 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{0,57 \times 400}{12 \times 16,2} = 1,17 \text{ MPa} \geq \text{Max}(0,31; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

• **«RPA 99 version 2003» :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \varphi_l \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{0,57}{16,2} = 0,036 \geq 0,003 \times 12 = 0,036 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(5; 12 \times 1,2 = 14,4) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{20}{35}; 1,2; \frac{12}{10} \right)$$

\emptyset_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\emptyset_l \leq \text{Min}(0,57\text{cm} ; 1,2\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,57\text{cm}$$

On adopte : $\emptyset_l = 0,57\text{cm}$

Donc :

Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } A_t = 2\emptyset 6 = 0,57\text{cm}^2$$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

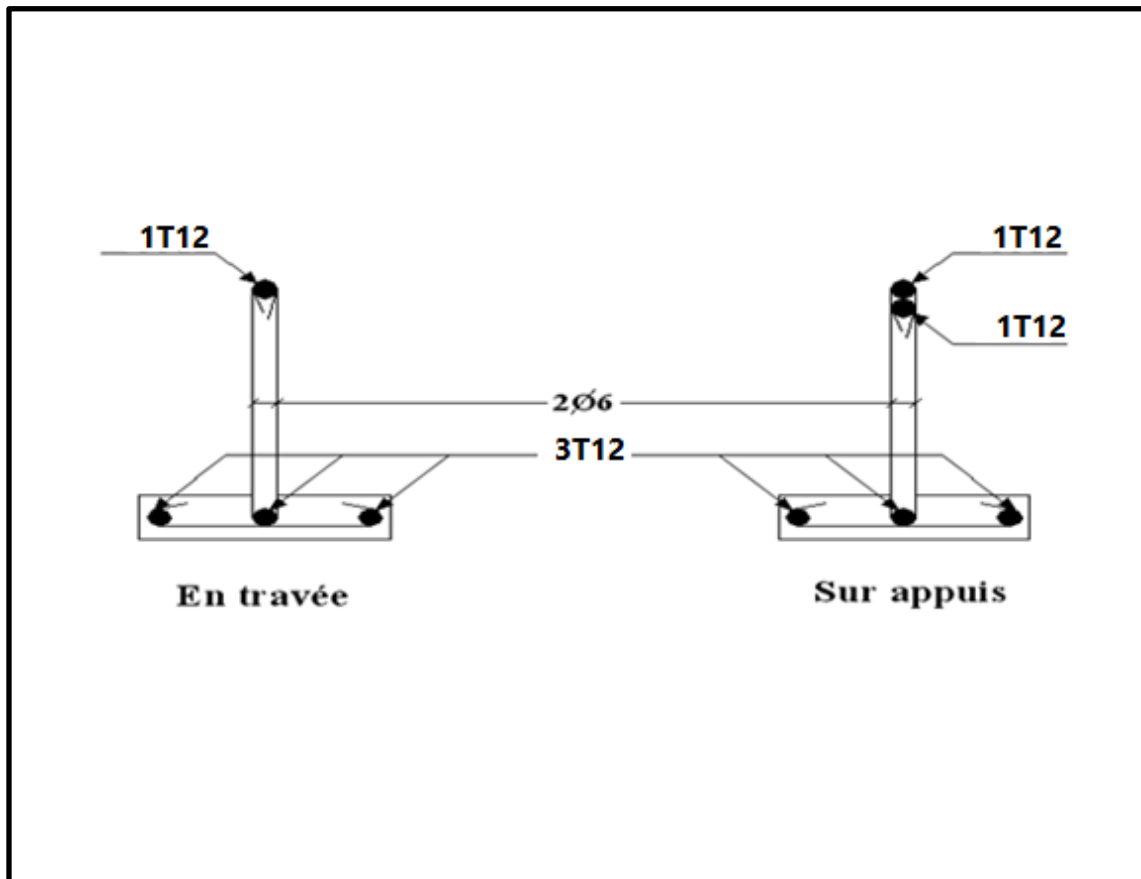


Figure IV.9:Disposition constructive des armatures des poutrelles

IV.3. ETUDE DE LA DALLE MACHINE

IV.3.1. INTRODUCTION

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

IV.3.2. PRÉDIMENSIONNEMENT

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

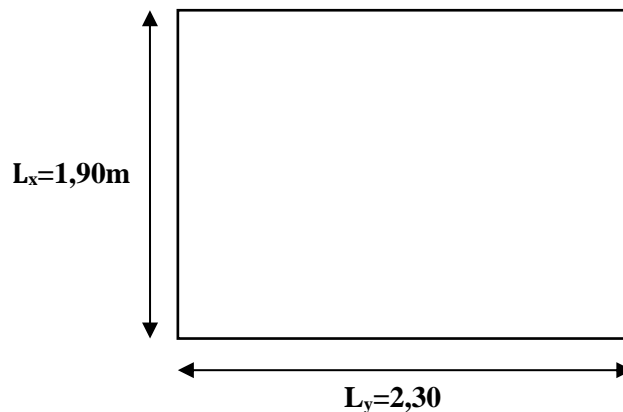


Figure IV.10:Dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{190}{50} \leq e \leq \frac{190}{40}$$

$$3,8cm \leq e \leq 4,75cm$$

b. Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

On prend : $e=25cm$

IV.3.3. DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

a. Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée..... $50,00 \text{ kN/m}^2$
 - Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- $G=56,25 \text{ kN/m}^2$

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,00 \text{ kN/m}^2$$

IV.3.4. COMBINAISON DES CHARGES

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 56,25 + 1,5 \times 1 = 77,438 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 56,25 + 1 = 57,25 \text{ kN/m}^2$$

IV.3.5. CALCUL DES EFFORTS

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de « ρ » :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,90}{2,30} = 0,8260 < 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,051 \Rightarrow M_x = 0,051 \times 77,438 \times 1,90^2 = 14,26 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,685 \Rightarrow M_y = 0,685 \times 14,26 = 9,77 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 14,26 = 12,12 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 9,77 = 8,30 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 0,3 \times 14,26 = 4,28 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 0,3 \times 9,77 = 2,93 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 4,28 \text{ kNm}$$

IV.3.6. FEERRAILLAGE DE LA DALLE

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

IV.3.6.1. FERRAILLAGE EN TRAVÉE

a. Dans le sens « L_x » :

On a : b=100 cm ; h=25cm ; d=0,9 h=22,5cm ; c=2cm ; $\sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s=348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,12}{1,0 \cdot 22,5^2 \cdot 14,17 \cdot 10^3} = 0,017 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017}}{0.8} = 0,021$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow 22,5 (1 - 0,4 \times 0,021) \Rightarrow Z = 22,31 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \sigma_s} = \frac{12,12 \cdot 10^2}{22,31 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{(0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28})}{f_e} = \frac{(0,23 \cdot 100 \cdot 22,5 \cdot 2,1)}{400} = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$A^{cal} = \text{Max}(A_s ; A_{min}) = \text{Max}(1,56 ; 2,71) = 2,71 \text{ cm}^2$$

M_{tx} (kNm)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
12,12	0,017	0	0,021	22,31	2,71	6T8	3,01

Tableau.IV.9: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

Espacement :

$$Esp = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens « L_y » :

On a: $b=100 \text{ cm}; h=25 \text{ cm}; d=d_x - \phi_x = 21,7 \text{ cm}; c=2 \text{ cm}; \sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa}; \sigma_s=348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,30}{1,0 \cdot 21,7^2 \cdot 14,17 \cdot 10^3} = 0,013 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013}}{0.8} = 0,016$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow 21,7 (1 - 0,4 \times 0,016) \Rightarrow Z = 21,56 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \sigma_s} = \frac{8,30 \cdot 10^2}{21,56 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 1,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{(0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28})}{f_e} = \frac{(0,23 \cdot 100 \cdot 21,7 \cdot 2,1)}{400} = 2,62 \text{ cm}^2$$

$$A^{cal} = \text{Max}(A_s ; A_{min}) = \text{Max}(1,10 ; 2,62) = 2,62 \text{ cm}^2$$

M_{ty} (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
8,30	0,013	0	0,016	21,56	2,62	6T8	3,01

Tableau.IV.10: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_v)

Espacement :

$$Esp = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm \dots\dots\dots vérifiée$$

IV.3.6.2. FERRAILLAGE SUR APPUIS

On a : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=22,5cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2f_{bu}} = \frac{4,28}{1,0,225^2 \cdot 14,17 \cdot 10^3} = 0,006 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006}}{0,8} = 0,01$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow 22,5 (1 - 0,4 \times 0,025) \Rightarrow Z = 22,41cm$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z\sigma_s} = \frac{4,28 \cdot 10^2}{22,41 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{(0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28})}{f_e} = \frac{(0,23 \cdot 100 \cdot 22,5 \cdot 2,1)}{400} = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{cal} = \text{Max}(A_s ; A_{min}) = \text{Max}(0,55 ; 2,71) = 2,71 \text{ cm}^2$$

M_a (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
4,28	0,006	0	0,01	22,41	2,71	6T8	3,01

Tableau.IV.11: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm(\text{sens } x - x) & \dots\dots\dots vérifiée \\ \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h; 45cm) = 45cm(\text{sens } y - y) & \dots\dots\dots vérifiée \end{cases}$$

IV.3.7. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \bar{d}_{uc28}}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{77,438 \cdot 1,90 \cdot 2,30}{2 \cdot 1,90 + 2,30} = 55,47 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{77,438 \cdot 1,90}{3} = 49,04 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{55,47 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

IV.3.8. VÉRIFICATION À L'E.L.S**a. Vérification des contraintes :**• **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,83 ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{ kN/m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,051 \Rightarrow M_x = 10,54 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,685 \Rightarrow M_y = 7,22 \text{ kNm} \end{array} \right.$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8,96 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,14 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max} (0,3M_x; 0,3 M_y) = \text{Max} (3,16 , 2,17) = 3,17 \text{ kNm}$$

1- Détermination de la valeur de « y » :

$$\text{On a: } b=100 \text{ cm; } h=25\text{cm; } d=0,9 h=22,5\text{cm ; } c=2\text{cm ; } \sigma_{bc}=14,17\text{MPa ; } \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec } n = 9$$

$$50y^2 + 22,59y - 508,3 = 0$$

$$y = 2,97 \text{ cm}$$

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 2,97^3}{3} + 27,09(22,5 - 2,97)^2 = 11205,96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8,96}{11205,96} \times 2,97 \cdot 1000 = 2,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1,6 \times \frac{8,96}{11205,96} (22,5 - 2,97) \cdot 1000 = 24,98 \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		M (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc} = 15MPa	σ_s (MPa)	σ_s ≤ σ̄_s = 240MPa
Travée	(x-x)	8,96	3,01	2,97	11205,96	2,37	vérifiée	8,09	vérifiée
	(y-y)	6,14	3,01	2,97	11205,96	1,65		5,54	
Appuis		3,17	3,01	2,97	11205,96	0,84		2,86	

Tableau.IV.12: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

b. Vérification de la condition de non fragilité :

h=25cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 2,17cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,86cm^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,83 \end{cases}$$

➤ **Sens L_x :**

Sur appuis : A_x=3,01cm²/ml > 2,17cm².....vérifiée
 En travée : A_x=3,01cm²/ml > 2,17cm².....vérifiée

➤ **Sens L_y :**

Sur appuis : A_y=3,01cm²/ml > 1,86cm².....vérifiée
 En travée : A_x=3,01cm²/ml > 2,86cm².....vérifiée

c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

D'après

$$\begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \begin{cases} 0,132 > 0,0031 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,132 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,115.10^{-3} < 5.10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

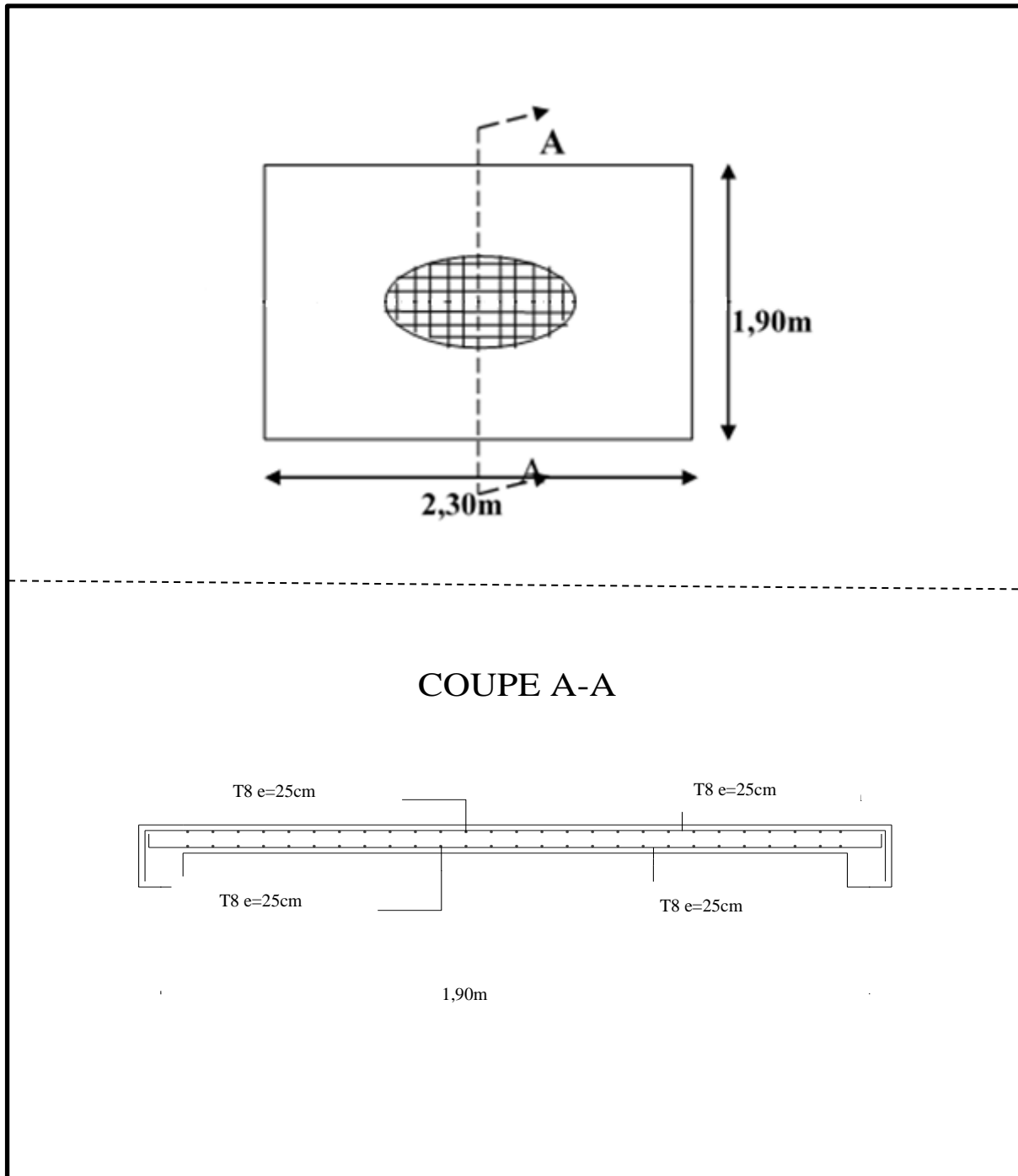


Figure IV.11:Ferrailage Dalle machine

IV.4.1 LES ESCALIERS:**IV.4.1. INTRODUCTION**

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

IV.4.2. Composition d'un escalier :

Il est caractérisés par :

- * La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- * La hauteur d'une marche (h).
- * Le giron : la largeur de marche (g).
- * L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- * La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- * La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- * Le palier : la partie horizontale.
- * La volée : suite ininterrompues des marches.

IV.4.3. dimensionnement d'escalier :

Le choix de dimension en fonction du condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les condition suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autres difficilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Pour vérifie que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » : $g+2h=m$

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

$$14\text{ cm} \leq h= 17\text{ cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{ cm} \leq g = 30\text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq g+2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Donc on adopte : $h = 17\text{ cm}$; $g = 30\text{ cm}$

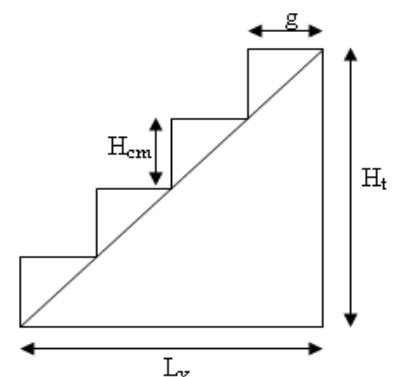


Figure IV.12:Dimensions de l'escalier

Nombre de contre marche et de marche :

$N_{c.m} = H/2h$ /H : hauteur libre d'étage

$N_{c.m} = 3.06/2 \times 17 = 9$ contre marches

$N_m = N_{c.m} - 1 = 8$ marches.

. La longueur de la volée :

$L_v = N_m \times g = 8 \times 30 = 240$ cm

. L'angle d'inclinaison :

$\text{tg}\alpha = H/L = 153/240 = 0.637$

$\alpha = \text{cotg}(0,637) = 32,51^\circ$

. L'épaisseur de la pailasse : est calculée suivant la condition

$L/30 \leq e \leq L/20$

$L = (L_v^2 + H^2)^{1/2} = (240^2 + 153^2)^{1/2} = 284,62$ cm

$284,62/30 \leq e \leq 284,62/20$

$9,487 \text{ cm} \leq e \leq 14,231 \text{ cm}$

On adopte: **e=17cm**

IV.4.4. Evaluation des charges :

a). Le palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre de palier	17	25	4.25
Enduit ciment	2	18	0.36

G =	5.79	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

B). La volée (paillasse)

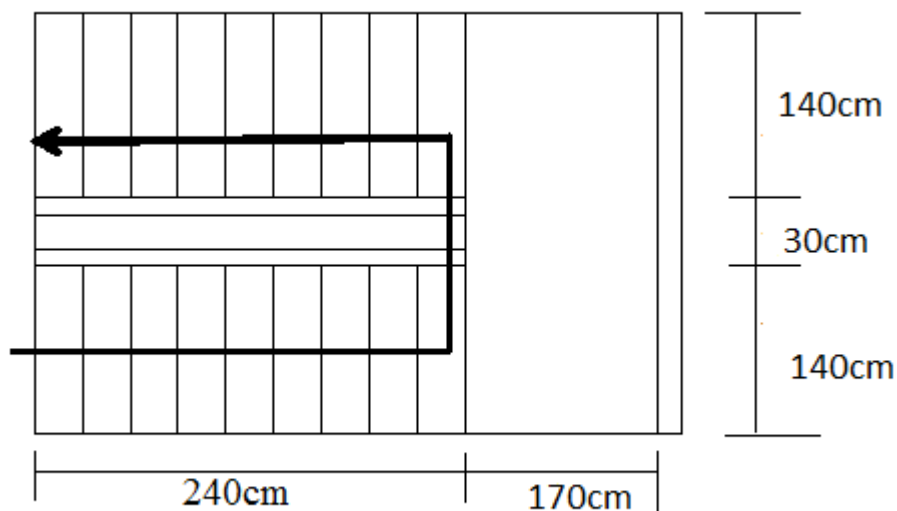
Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre des marches	8.5	25	1.87
Poids propre de la paillasse	17	29,64	5.039
Enduit ciment	2	21,5	0.43

G =	8.52	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

Tableau.IV.13: Tableau récapitulatif de combinaison des charges**IV.4.5. Ferrailage d'escalier :**

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1$ cm soit $c = 2$ cm

**Figure IV.13 ;Vue en plan de l'escalier**

IV.4.6. Calcul des sollicitations à ELU :

On a la combinaison à L .E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{pour (1ml)}$$

Palier : $q_1 = 1.35 \times 5,79 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{11.56 \text{KN/ml}}$

Paillasse : $q_2 = 1.35 \times 8,52 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{15.25 \text{KN/ml}}$

Charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

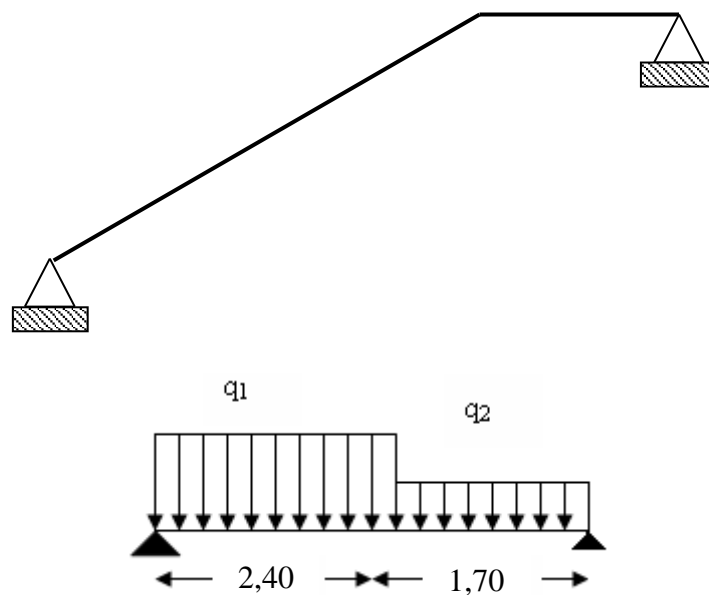


Figure IV.14 : Schéma statique de l'escalier

on a : $L_1 = 1,70 \text{ m}$

$L_2 = 2,40 \text{ m}$

$$q_{eq} = \frac{11,56 \cdot 1,70 + 15,25 \cdot 2,40}{1,70 + 2,40}$$

Alors : $q_{eq} = \mathbf{13,72 \text{ KN/ml}}$

- **Calcul des moments :** $l = 4,10 \text{ m}$

.moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{13,72 \cdot 4,1^2}{8} = 28,82 \text{ kN.m}$$

.moment en travée : $M_t = 0.85 \cdot M_0 = 24,50 \text{ KN.m}$

.moment sur appui : $M_a = 0.30 \cdot M_0 = 8,65 \text{ KN.m}$

• Calcul des armatures longitudinales :

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \dots \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$d = e - c - \Phi/2 = 17 - 2 - 1/2 \Rightarrow d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24,50}{1 \times 0,135^2 \times 14,17 \cdot 10^3} = 0,094$$

$\mu = 0.094 < \mu_R = 0,392$, pas d'acier comprimé ($A's = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,12$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow 13,5 (1 - 0,4 \times 0,12) \Rightarrow Z = 12,85 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \sigma_s} = \frac{24,50 \times 10^2}{12,85 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 5,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 10 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \max \left\{ \frac{100 \cdot 17}{1000}; 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_s^{\min} \geq \max \{ 1,70 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2 \}$$

Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 1,70 \text{ cm}^2 < A_s$$

Les résultats dans le tableau :

section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A _{s,min}	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	100	13.5	24,50	0,094	0,12	12,85	1,70	5,48	6T₁₂=6.78
Appuis	100	13.5	8,65	0.033	0,042	13,27	1,70	1,93	4T₁₀=3.14

Tableau.IV.14: Calcul du ferrailage

Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

-En travée: $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$vérifiée

-Sur appui : $S_t = 100/3 = 33 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$vérifiée

Armature de répartition :

-En travée : $A_{rep} = A_{ado}/4 = 6.78/4 = 1.695 \text{ cm}^2$; on adopte : **3 T₁₀=2.36cm²**

-Sur appui : $A_{rep} = A_{ado}/4 = 3.14/4 = 0.785 \text{ cm}^2$; on adopte : **3 T₈=1.52cm²**

IV.4.7. Vérification à ELU :

✓ **Contrainte tangentielle du béton :**

• **Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times 25/1.5; 5)\text{MPa} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V_u = \frac{q_{eq} \cdot L}{2} = \frac{13,86 \times 3,85}{2} = 26,68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{26680}{1000 \cdot 135} = 0.20\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,20\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$ vérifiée

• **Fissuration très préjudiciable:**

$$\bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28}/\gamma_b = 1,75 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0,20 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1,75 \text{ MPA}$ vérifiée

IV.4.8. Vérification à l'E.L.S :

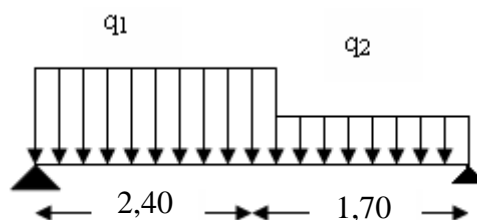
A. calcul à E.L.S :

On a la combinaison à L .E.L.S :

$q_{ser} = g + q$pour (1ml)

Palier : $q_1 = 5,79 + 2,5 = 8,29 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_2 = 8,52 + 2,5 = 11,02 \text{ KN/ml}$



Charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

2,40 1,70

$$q_{eq} = \frac{8,29 \cdot 1,70 + 11,02 \cdot 2,40}{1,70 + 2,40} = 9,89 \text{ KN/ml}$$

on a : $L_1 = 1,70 \text{ m}$

$L_2 = 2,40 \text{ m}$

Alors : $q_{eq} = 9,89 \text{ KN/ml}$

B. Vérification à l'E.L.S :

Calcul des moments : $l = 4,10 \text{ m}$

moment isostatique :

$$M = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{9,89 \cdot 4,10^2}{8} = 20,78 \text{ KN.m}$$

moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 17,66 \text{ KN.m}$

moment sur appui : $M_a = 0,30 \cdot M_0 = 6,23 \text{ KN.m}$

.En travée :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15As'(x-c') - 15As(d-x) = 0 \text{ avec } (As' = 0) \Rightarrow bx^2/2 - 15As(d-x) = 0$$

$$(100/2)x^2 - 15 \cdot 6,78(13,5-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 101,7x - 1017 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 213742,89 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 462,32 \Rightarrow X = (-101,1 + 462,32) / 100 \Rightarrow \mathbf{X = 3,60 \text{ cm}}$$

✓ **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/12 + 15 As (d-x)^2 = 100(3,60)^3/12 + 15 \cdot 6,78 (10-3,60)^2$$

$$I = 4554,432 \text{ cm}^4$$

❖ **vérification des contraintes :**

Contrainte du béton

-la contrainte maximale du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante :

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

$$M_s/l = (17,66) / 4554,432 \cdot 10^{-8} = 387754,20 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 60119,27 \times 0,036 = 13959,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 13,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = Ms/l (d-x) = 387754,20x(0,135-0,036) = 24816,27kN/m^2$$

$$\sigma_s = 24,816MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa \dots\dots \text{vérifiée}$$

.Sur appui :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15As'(x-c') - 15As(d-x) = 0 \text{ avec ; } (As'=0) \Rightarrow bx^2/2 - 15As(d-x) = 0$$

$$(100/2)x^2 - 15 \cdot 3,14(13,5-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 47,10x - 471 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 96418,41 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 310,51 \Rightarrow X = -47,10 + 310,51/100 \Rightarrow \mathbf{X = 2,63cm}$$

• **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/12 + 15 As (d-x)^2 = 100(2,63)^3/12 + 15 \cdot 3,14 (10-2,63)^2$$

$$I = 2709,92 \text{ cm}^4$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{410} = 0,041 \leq 0,062 \rightarrow c. n. v \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0,041 \leq 0,14 \rightarrow c. n. v \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{100 \times 10} = 0,006 \leq 0,01 \rightarrow c. v \end{array} \right.$$

On à deux conditions sont non vérifiées , on passe au calcul de la flèche par « la méthode exposée » dans les références du béton armé ; selon les règles de BAEL 91.

* Calcul de la flèche :

Selon la méthode de BAEL 91 la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gi}, f_{gv} : les flèches due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : la flèche due à l'ensemble des charge appliquée au moment de la mise en ouvre des cloison

f_{pi} : la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément.

Moment d'inertie de la section homogène réduite «I » :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \rightarrow \text{BAEL91}$$

-La Position De L'axe Neutre

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s - d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + (30 \times 6.78) \cdot y - (30 \times 13.5 \times 6.78) = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 203.4y - 2745.9 = 0$$

$$\Delta = 203.4^2 + 4 \times 100 \times 2745.9$$

$$= 1139731.56$$

On prend la racine positive : $y = 4.321 \text{ cm}$

Donc :

$$I = \frac{100 \times 4.321^3}{3} + 15 \times 6.78 (13.5 - 4.321)^2 = 8595.52 \text{ cm}^4$$

$$I = 8595.52 \text{ cm}^4$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15A_s \cdot d \right] / [b \cdot d + 15A_s]$$

$$V = \left[\frac{100 \cdot 17^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 13.5 \right] / [100 \times 13.5 + 15 \times 6.78]$$

$$I_0 = \frac{100 \times 17^3}{12} + 100 \times 17 \times \left[\frac{17}{2} - 10.89 \right]^2 + 15 \times 6.78 (13.5 - 10.89)^2 = 949557.028 \text{ cm}^4$$

$$V = 10.89 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 949557.028 \text{ cm}^4$$

Calcul les coefficients :

$$\lambda_i = 0.05 \frac{f_{t28}}{5p} ; \quad p = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.005 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Donc : $\lambda_i = 4.2$ et $\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.68$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 1375000 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 458333.33 \text{ MPa}$$

✓ flèche instantanée due à G ; « f_{gi} » :

La combinaison : $q = 1.35G$(pour 1ml)

-palier : $q_i = 1.35 \times 5.79 = 7.816 \text{ KN/ml}$

-paillasse : $q_2 = 1.35 \times 8.52 = 11.502 \text{ KN/ml}$

La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{11,56.1,70 + 15,25.2,40}{1,70 + 2,40}$$

Alors : $q_{eq} = 13,72 \text{ KN/ml}$

Calcul du moment et contrainte : .

$$M_s = 0.85. M_0 = 0.85 \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0,85 \cdot \frac{13,78 \times (4,10)^2}{8} = 24,61 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15M_s(d - y)/I = 15 \times 24,61 \times (10)^5 (135 - 43,21) / 85955200 = 394,21 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0,63$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 197077,87 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{24,61 \times 10^6 \times (4100)^2}{10 \times 1375000 \times 197077,89 \times 10^4} = 0,015 \text{ mm}$$

✓ flèche diffère due à G : « f_{gv} » :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 949557,028}{1 + 1,68 \times 0,63} = 507439,14 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = \frac{24,61 \times 10^6 \times 4100^2}{10 \times 458333,33 \times 507439,14 \times 10^4} = 0,018 \text{ mm}$$

✓ flèche due à G+Q : « f_{pi} » :

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = \frac{15 \times 17,66 \times 10^6 \times (135 - 43,21)}{8595,52 \times 10^4} = 282,88 \text{ MPa}$$

Alors : $\sigma_s = 282,88 \text{ MPa}$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0,52$$

$$I_{fp} = \frac{1.1. I_0}{1 + \lambda_i. \mu} = 318061,12$$

$$f_{pi} = \frac{M_s. L^2}{10. E_i. I_{fp}} = 0,067\text{mm}$$

✓ flèche instantanée due à « j » :

On à la combinaison : q=1.35j

(j :charge permanente avant la mise en place le revêtement)

-palier :q₁=q₃= 1.35×4.79= 6.466KN/ml

-paillasse :q₂=1.35×7.52= 10.152KN/ml

charge équivalente : $q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2}{L_1 + L_2} = 8,62 \text{ KN/ml}$

Calcul M_s :

$$M_s = 0.85M_0 = 0.85 \frac{q_{eq}.L^2}{8} = 15,40 \text{ KN. m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 246,68 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75. f_{t28}}{4. \rho. \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0,47$$

$$I_{fj} = \frac{1.1. I_0}{1 + \lambda_i. \mu} = 351214,77 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s. L^2}{10. E_i. I_{fj}} = 0,005 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 0,018 - 0,005 + 0,067 - 0,015 = 0,065 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 0,065 \text{ mm}$$

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{Si: } L \leq 5\text{m} \\ \bar{f} \leq 0.5\text{cm} + \frac{L}{1000} \dots \dots \text{Si: } L > 5\text{m} \\ L = 4.10 \text{ m : } \Rightarrow \bar{f} = \frac{4100}{500} = 8,2\text{mm} \end{array} \right.$$

Δf_t = 0,065 mm < f̄ = 8,2mm..... vérifiée

IV.4.9. Etude de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

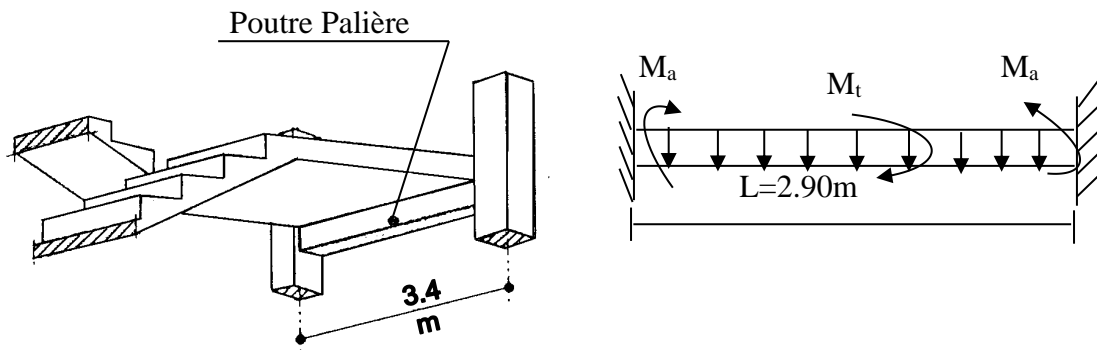


Figure IV.15 : Schéma statique de la poutre palière.

Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RPA 99/version 2003.

➤ **Selon le CBA 93**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \end{array} \right.$$

19.33 ≤ h ≤ 29 cm , a cause deson prend : **h = 35cm**

• La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ Poutres secondaires (30x35) on prend : } \mathbf{b = 30}$$

➤ **Selon le RPA99/ version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 35 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 30 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ h/b = 35/30 = 1.167 < 4 \quad \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

—————> Donc on choisie un section de la poutre palière ($b \times h = 30 \times 35$) cm²

➤ **Calcul en la flexion :**

Evaluation des charges :

Charge permanente :

- poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- poids des paliers et paillasse : $R = \frac{q_{eq} l}{2} = \frac{13.72 \times 2.90}{2} = 19,89 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 0.3 \times 2.5 = 0.75 \text{ KN/ml}$$

Calcul a l'E.L.U :

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + R = 1.35 \times 2.625 + 1.5 \times 0.75 + 19,89 \Rightarrow q_u = 24,55 \text{ KN/ml}$$

les moments : $l = 2,90 \text{ m}$

- ✦ le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 25,80 \text{ KN.m}$
- ✦ Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 21,93 \text{ KN.m}$
- ✦ Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 7,74 \text{ KN.m}$

♦ **Ferraillage de la poutre palière :**

Calcul des armatures :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \dots \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \dots \quad \gamma_s = 1.15$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 35 \Rightarrow d = 32 \text{ cm}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21,93}{0,30 \times 0,32^2 \times 14,17 \cdot 10^3} = 0,05$$

$\mu = 0.05 < \mu_R = 0.392$, pas d'acier comprimé ($A's = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,064$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow 32 (1 - 0,4 \times 0,064) \Rightarrow Z = 31,18 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \sigma_s} = \frac{21,93 \times 10^2}{31,18 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 2,02 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_s^{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; b = 30 \text{ cm}; d = 32 \text{ cm}$$

$$A_s^{min} \geq \max \left\{ \frac{30 \cdot 35}{1000}; 0,23 \cdot 30 \cdot 32 \cdot \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_s^{min} \geq \max \{ 1,05 \text{ cm}^2; 1,15 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_s^{min} = 1,15 \text{ cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

sectio n	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A _s min	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	30	32	21,93	0,05	0,064	31,18	1,15	2,02	4T ₁₂ =4,52
Appui	30	32	7,74	0,024	0,030	31,62	1,63	0,80	2T ₁₂ =2.36

♦ **Tableau.IV.15: Calcul du ferrailage**

♦ **Vérification à l' E.L.U :**

Condition de non fragilité :

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{24,55 \times 2,90}{2} = 35,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul des armatures d'âmes :

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

$$\text{et: } S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0,4 \frac{30 \times 28,8}{400} = 0,864 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0,864 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **2T8 = 1,01 cm²**

➤ Calcul à l'E.L.S :

Combinaison de charge :

$$q_s = G + Q + R = 2,625 + 0,75 + 19,89 \Rightarrow q_s = 23,27 \text{ KN/ml}$$

✦ le moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8 = 33,62 \text{ KN.m}$

✦ le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 28,58 \text{ KN.m}$

✦ le moment sur appui : $M_a = 0,30 M_0 = 10,08 \text{ KN.m}$

➤ Vérification à l'E.L.S :

❖ **vérification des contraintes :**

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15As'(x-c') - 15As(d-x) = 0 \text{ avec ; } (As' = 0) \Rightarrow bx^2/2 - 15As(d-x) = 0$$

$$(30/2)x^2 - 15 \cdot 4,52(32-x) = 0 \Rightarrow 15x^2 + 67,80x - 2169,6 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 134772,84 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 367,11 \Rightarrow X = -9,97 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/12 + 15 As (d-x)^2 = 30(9,97)^3/12 + 15 \cdot 4,52 (32-9,97)^2$$

$$I = 35382,32 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte du béton**

-la contrainte maximale du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante :

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

$$M_s/l = (28,58)/35382,32 \times 10^{-8} = 80774,83 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 8077,481 \times 0,0997 = 8053,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 8,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

• **Contraintes de l'acier**

$$\sigma_s = M_s/l (d-x) = 80774,83 \times (0,32 - 0,0997) = 17794,69 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = 17,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

.Sur appui :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15As'(x-c') - 15As(d-x) = 0 \text{ avec ;}(As'=0) \Rightarrow bx^2/2 - 15As(d-x) = 0$$

$$(30/2)x^2 - 15 \cdot 2,36(32-x) = 0 \Rightarrow 15x^2 + 35,40x - 1132,8 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 69221,16 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 263,10 \Rightarrow \mathbf{X = 7,59cm}$$

• **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/12 + 15 As (d-x)^2 = 30(7,59)^3/12 + 15 \cdot 2,36 (32-7,59)^2$$

$$I = 22186,13 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte du béton**

-la contrainte maximale du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante :

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

$$M_s/l = (10,08)/22186,13 \times 10^{-8} = 45433,79 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 45433,79 \times 0,0759 = 3448,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 3,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Contraintes de l'acier**

$$\sigma_s = M_s/l (d-x) = 45433,79 \times (0,32 - 0,0759) = 11090,39 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = 11,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{290} = 0,120 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,118 \geq 0,085 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{30 \times 32} = 0,0047 \leq 0,01 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

➤ **Calcul à la torsion :**

Calcul le moment de torsion à l'E.L.U

On a : $M_{ua} = 7,74 \text{ KN.m}$

$$M_{tor} = M_{ua} \cdot L/2 = 11,22 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

$$b \leq h$$

$$\Omega = (h-e) \cdot (b-e) \rightarrow e = b/6 = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (35-5) \cdot (30-5) = 750 \text{ cm}^2$$

• **Calcul le périmètre de la section efficace :**

$$U = [(h-e) + (b-e)] \times 2 = (30+25) \cdot 2 = 110 \text{ cm}$$

• **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion (τ_t) :**

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{11,22 \cdot 10^6}{2 \times 750 \times 5 \times 10^3} = 1,50 \text{ MPa}$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle à la torsion :**

Suivant la condition : $\tau_t \leq \tau_u$

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

$$\tau_t = 1,50 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \rightarrow \text{verifier}$$

➤ **Calcul du ferrailage à la torsion :**

$$\frac{A_l}{U} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_l = \frac{M_{tor} \cdot \gamma_s \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{11,22 \times 10^5 \times 1,15 \times 110}{2 \times 750 \times 400 \times 10^2} = 2,37 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,37 \text{ cm}^2$$

• **Armature transversale :**

$$\frac{A_{t1}}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11,22 \times 10^5}{2 \times 750 \times 348 \times 10^2} = 2,15 \times 10^{-2} \text{ cm}^2$$

• **Armature transversale du à l'effort tranchant :**

On a : $\tau_u = 0,37 \text{ MPA}$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0,9 \cdot f_e}$$

On a le cas d'une flexion simple $K=1$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{30(0,37 - 0,3.2,1.1)}{0,9.400} = 2,17 \times 10^{-2} \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

Armature longitudinale :

- **En travée :**

$$A_l = A_{fle} = 4,52 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T12 = 4,52 cm²**

- **Sur appui :**

$$A_l = A_{tor} = 2,37 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T12 = 4,52 cm²**

- **Armature transversale :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{A_{t1}}{S_{t1}} + \frac{A_{t2}}{S_{t2}} = (2,15 + 2,17) \cdot 10^{-4} = 4,32 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$$

$$S_t = \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = 28,80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_t = 4,32 \times 10^{-2} \times 28,80 = 1,25 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T 8 = 2,01 cm²**

- **Pour un deuxième type d'escalier ;** en a la même méthode de calcul

On adopte : **h = 18 cm ; g = 24 cm**

$N_{c.m} = H/2h$ /H : hauteur libre d'étage

$$N_{c.m} = 3,80/2 \times 18 = \mathbf{11} \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = \mathbf{10} \text{ marches.}$$

Et en a;

- **Armatures principales**

En travée : 7T12

Sur appui : 5T10

- **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 18; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

-En travée: $S_t = 100/6 = 17 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$vérifiée

-Sur appui : $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$vérifiée

- **Armature de répartition :**

-En travée : **4 T₁₀**

-Sur appui : **4 T₈**

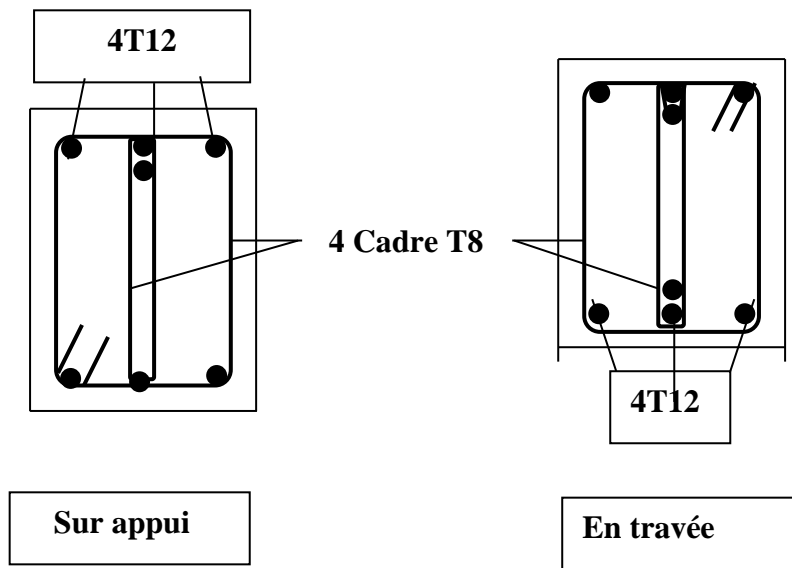


Figure IV.16: Ferrailage de la poutre palière

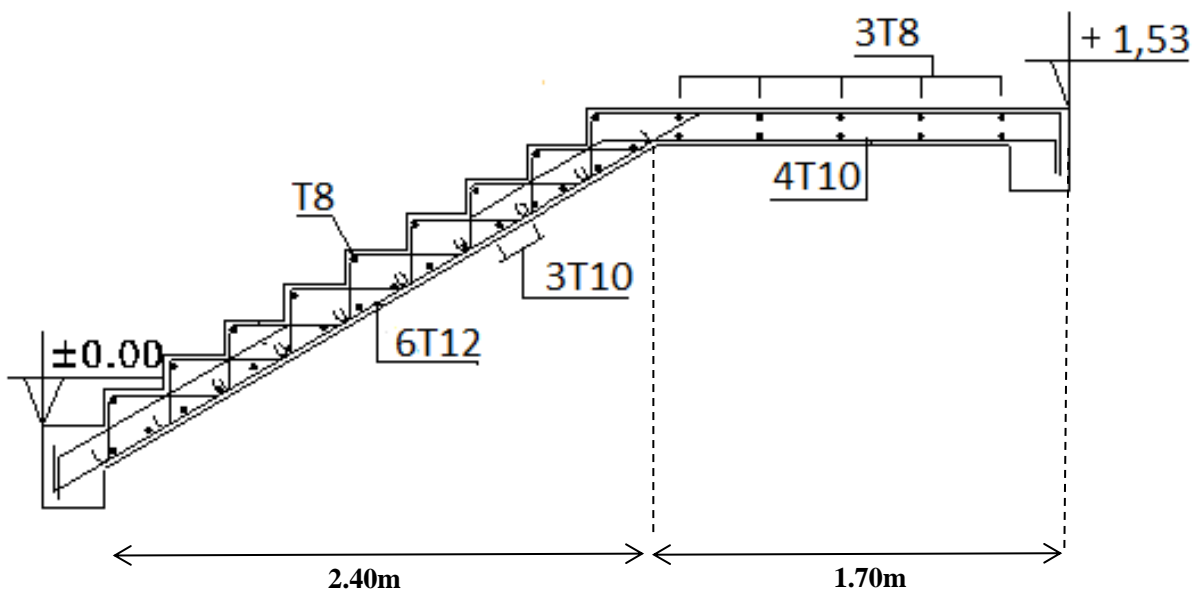
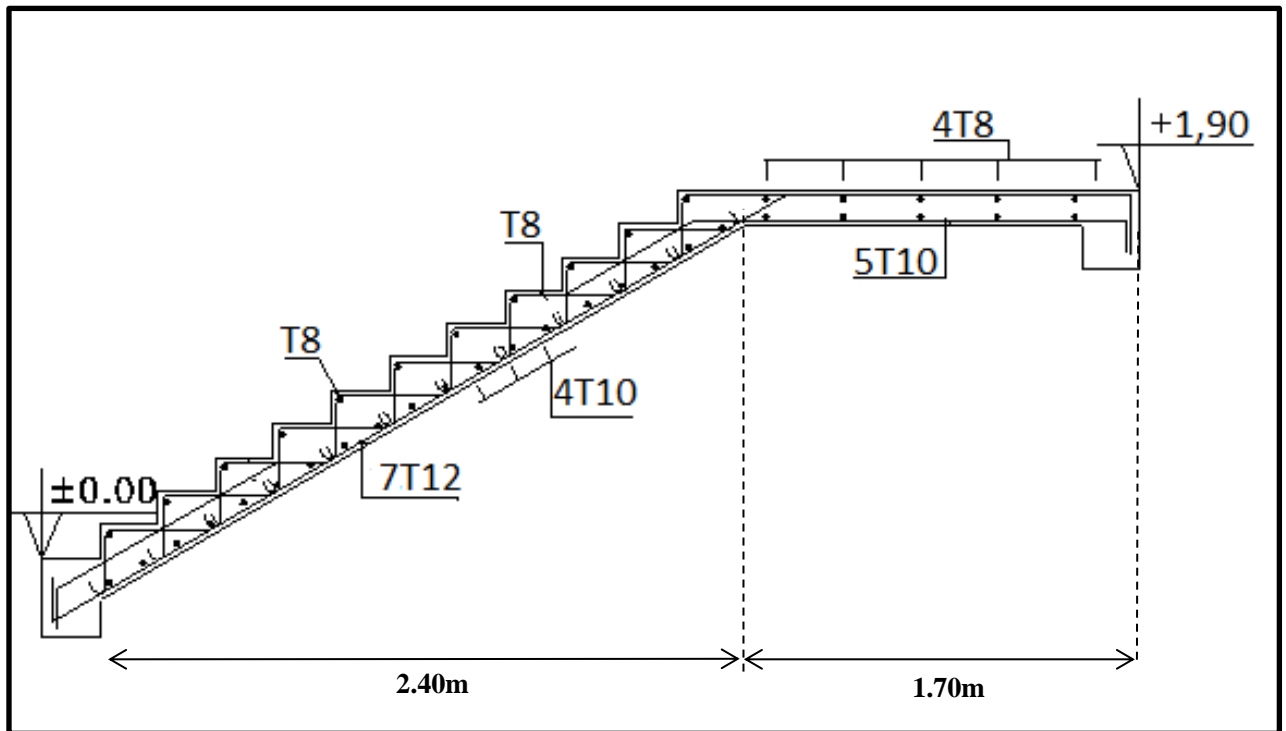


Figure IV.17: Ferrailage de l'escalier



IV.5 BALCONS

IV.5.1. INTRODUCTION

Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme qui se dégage du mur d'un édifice.

Il est dans la plus part des cas à l'extérieur de l'édifice. Il peut ce pendant être à l'intérieur de l'édifice dans une grande pièce (salle de spectacle) ou encore se situer dans une cour fermée et peut ne pas communiquer directement avec une pièce.

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur trois cotes. (En calcule les moments a partir le table de Baraise)

Epaisseur de balcon:

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{142,5}{10} = 14,25cm$$

On prend: $e=15cm$

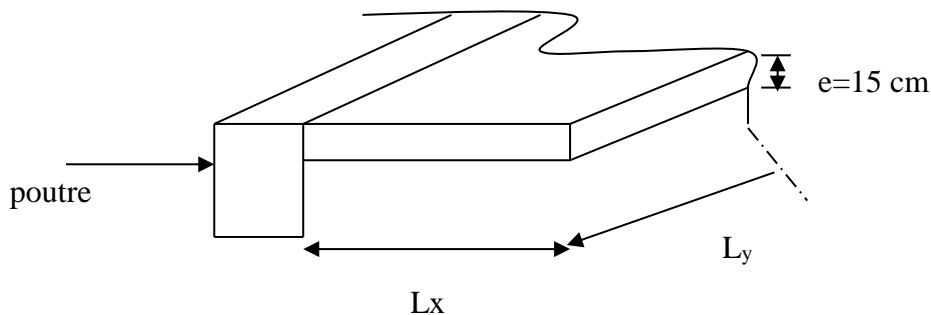


Figure IV.18:Dimensions du balcon

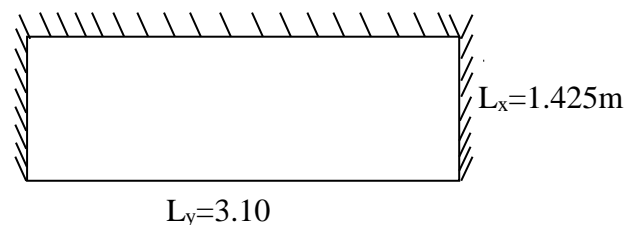


Figure IV.19 : Schéma statique du balcon

IV.5.2 EVALUATION DES CHARGES

- **Charge permanente:**

$$G1 = 5,55 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation:**

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge concentrée "F":**

- Enduit au ciment	0,36 kN/m ²
- Maçonnerie (ép = 10 cm)	0,90 kN/m ²
- Enduit au ciment	0,36 kN/m ²

$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

$G1 = 5,55 \text{ kN/m}^2$ du balcon

$G2 = 1,62 \text{ kN/m}^2$ du mur extérieur

$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

$$P = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,425}{3,10} = 0,46 > 0,4 \text{ la dalle porte sur trois cotés et dans deux sens.}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } qu = 1,35(G1+G2) + 1,5(Q) = 1,35(5,55+1,62) + 1,5(3,5) \rightarrow qu = 14,93 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } qs = (G1+G2) + Q = (5,55+1,62) + 3,50 \rightarrow qs = 10,67 \text{ kN/m}^2$$

IV.5.3 CALCUL DES EFFORTS INTERNES

D'après le tableau de Barres on a :

❖ **A l'ELU :**

- **Sens x :**

$$M_{tx} = 0,0768 * Qu * (lx)^2$$

$$\text{Moment en appuis : } Max = -0,0621 Qu * (lx)^2 = -8,91 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0,0247 Qu * (lx)^2 = 3,54 \text{ kN.m}$$

- **Sens y :**

$$\text{Moment en appuis : } May = -0,0870 Qu * (ly)^2 = -2,63 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{ty} = 0,0992 Qu * (ly)^2 = 3,00 \text{ kN.m}$$

❖ **A l'ELS :**

- **Sens x :**

$$\text{Moment en appuis : } Max = -0,0625 Qs * (lx)^2 = -6,41 \text{ kN.m}$$

Moment en travée : $M_{tx} = 0.0339Q_s \times (lx)^2 = 3,47 \text{ kN.m}$

- **Sens y :**

Moment en appuis : $M_{ay} = -0.0850Q_s \times (ly)^2 = -1,84 \text{ kN.m}$

Moment en travée : $M_{ty} = 0.1072Q_s \times (ly)^2 = 2,32 \text{ kN.m}$

IV.5.4 CALCUL DE FERRAILLAGE

- **Le Ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le bacon est exposé aux intempéries telles que : variation de température, l'eau, neige, etc.... Le calcul s'effectuera à l'ELU et la vérification à l'ELS.

- ❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

On a : $b=100\text{cm}$ et $h=15\text{cm}$;

$C=2\text{cm}$ et $d=13\text{cm}$;

$F_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

- **Sens x :**

$M_{u\max} = 8,91 \text{ kNm}$

$$\mu = \frac{M_{u\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,91}{1 \times 0,13^2 \times 14,17 \cdot 10^3} = 0,037$$

$\mu = 0,037 < \mu_R = 0,392$, pas d'acier comprimé ($A'_s = 0$).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,05$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow 13 (1 - 0,4 \times 0,05) \Rightarrow Z = 12,74 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \sigma_s} = \frac{8,91 \times 10^2}{12,74 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$A_s^{adp} = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 2,01 \text{ cm}^2$ donc.....condition vérifiée

$$A_s^{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 10 \text{ cm}$

$$A_s^{min} \geq \max \left\{ \frac{100 \cdot 15}{1000}; 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_s^{min} \geq \max \{ 1,5 \text{ cm}^2; 1,57 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_s^{min} = 1,57\text{cm}^2 < A_s \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

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

On adopte: **5T10 = 3,92cm²**

M_x (kNm)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
8,91	0,037	0	0,05	22,31	2,01	5T10	3,92

Tableau.IV.16: Calcul du ferrailage

Avec l'espacement : $St=100/4 = 25\text{cm}$.

$$S_t \leq \text{Min}\{(3h; 33\text{cm})\}$$

$$S_t = 25 \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{verifiée}$$

• **Sens y :**

$$M_{u\max} = 2,63 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_{u\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,63}{1 \times 0,13^2 \times 14,17 \cdot 10^3} = 0,012$$

$$\mu = 0,037 < \mu_R = 0,392, \text{ pas d'acier comprimé (A's=0)}.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow 13 (1 - 0,4 \times 0,015) \Rightarrow Z = 12,92\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \sigma_s} = \frac{2,63 \times 10^2}{12,92 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 0,58\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_s > A_s^{min}$$

$$A_s^{min} = \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; d = 10\text{cm}$$

$$A_s^{min} \geq \max\left\{\frac{100 \cdot 15}{1000}; 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400}\right\}$$

$$A_s^{min} \geq \max\{1,5\text{cm}^2; 1,57\text{cm}^2\}$$

$$A_s^{min} = 1,57\text{cm}^2 > A_s \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

Donc:

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

On adopte: **5T8 = 2,51cm²**

<i>My</i> (kNm)	μ	<i>A's</i> (cm ²)	α	<i>Z</i> cm)	<i>A^{cal}_s</i> (cm ²)	<i>Choix</i>	<i>A^{adp}_s</i> (cm ²)
2,63	0,012	0	0,015	12,92	1,57	5T8	2,51

Tableau.IV.17: Calcul du ferrailage

Avec l'espacement : $St=100/4 = 25\text{cm}$.

$$S_t \leq \text{Min}\{(3h; 33\text{cm})\}$$

$$S_t = 25 \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{verifiee}$$

III.5.5. VÉRIFICATION À L'E.L.S

A. Vérification des contraintes:

Mtser max = 3,47kN.m et As=3,92cm²

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15As'(x-c') - 15As(d-x) = 0 \text{ avec ;}(As'=0) \Rightarrow bx^2/2 - 15As(d-x) = 0$$

$$(100/2)x^2 - 15 \cdot 3,92(13-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 58,8x - 764,4 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 156337,44 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 395,40 \Rightarrow X = -58,8 + 395,40 / 100 \Rightarrow \mathbf{X = 3,37\text{cm}}$$

• **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/12 + 15 As(d-x)^2 = 100(3,37)^3/12 + 15 \cdot 3,92(13-3,37)^2$$

$$I = 5771,87 \text{ cm}^4$$

❖ **vérification des contraintes :**

➤ **Contrainte du béton**

-la contrainte maximale du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$Ms/l = (3,47)/5771,86 = 60119,27\text{kN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 60119,27 \times 0,037 = 2224,41\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 2,22\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Contraintes de l'acier**

$$\sigma_s = Ms/l(d-x) = 2224,41 \times (13 - 0,037) = 2142,11\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_s = 2,14\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

B. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier: $\tau_u < \tau_u'$

Les réactions R sous G et sous Q :

$R_G = ql = 7,17 \times 0,310$ (avec $q = G1 + G2$ et $l = 3,10$ m dans le sens de flexion).

D'où $R_G = 2,22$ kN

$R_Q = 3,50 \times 3,10 = 10,85$ kN.

En combinant à l'ELU, on obtient : $R_u = 1,35R_G + 1,5R_Q = V_u = 19,27$ kN.

$\tau_u = V_u / b \times d = 19,27 / (1 \times 0,13) = 148,23$ kN/m²

$\tau_u' = \min(0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 3,75 \text{ MPa} = 3750$ kN/m²

$\tau_u < \tau_u'$: la condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

❖ **Armature de répartition :**

$A_r = A_s / 4 = 0,98$ cm² alors on adopte **5T8 = 2,51 cm²** espacées de $S_t = 25$ cm.

C. Vérification de l'effort horizontal:

D'après le RPA99/version 2003 art 6.2.3 les éléments en console doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$: coefficient d'accélération donnée par le tableau 4.1 du RPA99/version 2003, pour la zone II et le groupe d'usage 2 : **A = 0,15**

C_p : facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 du RPA 99/version 2003, pour l'élément console : $C_p = 0,8$

W_p : poids de l'élément considéré alors $W_p = 0,835$ TF/ml

D'où $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 0,835 = 0,400$ Tf/ml = 4 kN/m²

Donc $F_p = 4$ kN/ml < $1,2Q = 1,2(3,5) = 4,2$ kN/m²vérifié.

D. Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{142,5} = 0,105 > 0,0625$ vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,00301 < 0,0105$ vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{3,4}{10 \times 6,41} \Leftrightarrow 0,105 \geq 0,053$ vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

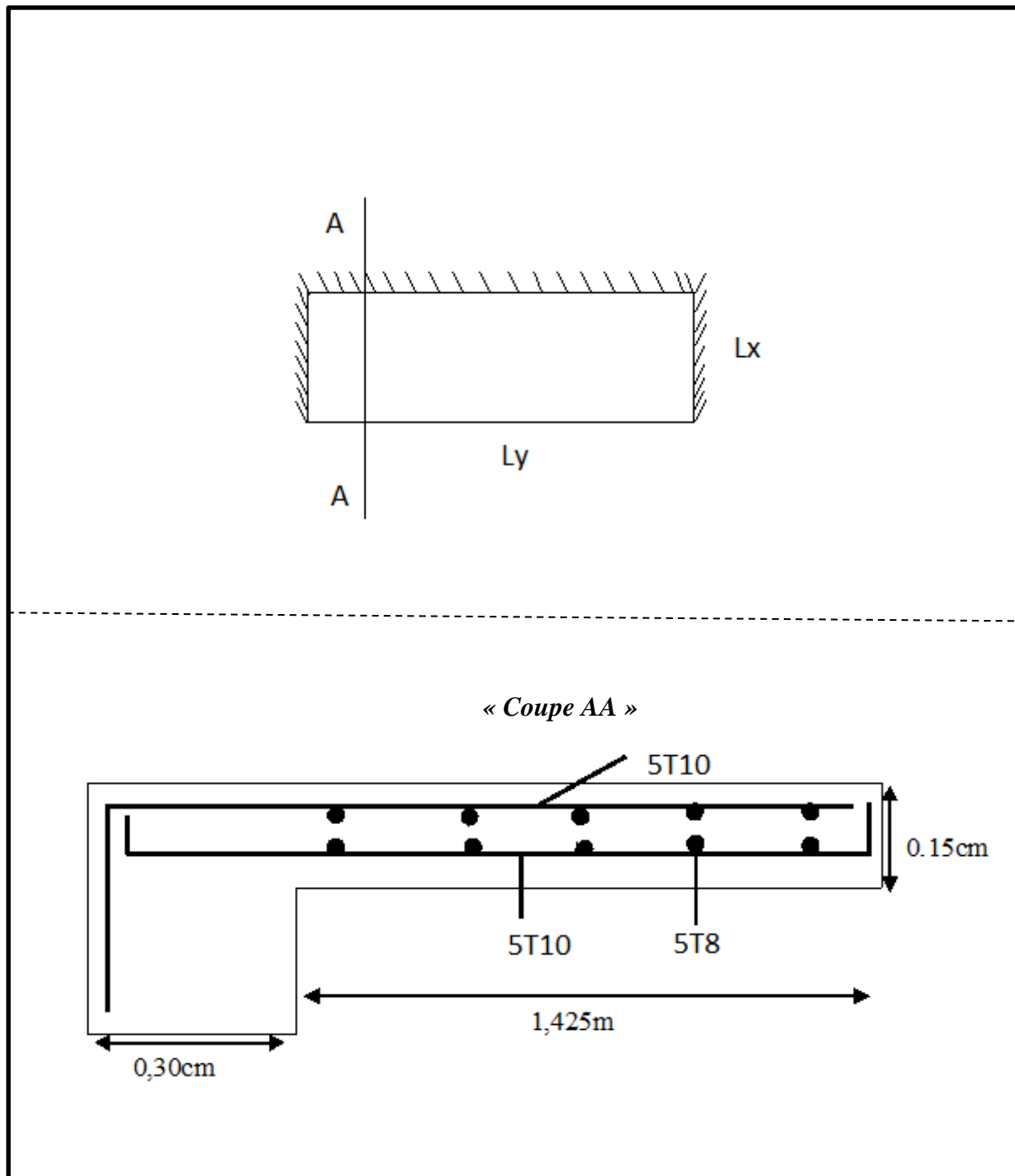


Figure IV.20:Ferrailage de balcon

V.1. INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre ? , Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques et techniquement cohérents.

V.2. ÉTUDE DYNAMIQUE

V.2.1. INTRODUCTION

L'analyse dynamique nécessite initialement d'établir un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

V.2.2. MODÉLISATION MATHÉMATIQUE

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

V.2.3. CARACTÉRISTIQUES DYNAMIQUES

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé. L'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibrations libres non amorties sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on obtient :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, soit alors :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équations est un système à (n) inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "*Equation caractéristique*".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2).

Les (n) solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental

$$(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale.

V.3. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour le logiciel de calcul **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2016**.

V.3.1. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- ✓ Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément barre à deux nœuds, chaque nœud possède six degrés de liberté (trois translations et trois rotations);
 - * Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i);
 - * Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau $i+1$);
- ✓ Chaque voile est modélisée par un élément panneau à quatre nœuds (rectangulaire);
- ✓ Les planchers ne sont pas modélisés. Cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme. Ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable);
- ✓ Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

V.3.2. MODÉLISATION DE LA MASSE

- ✓ Pour la masse des planchers, nous avons chargé chaque poutre avec une charge répartie (la surcharge d'exploitation). La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- ✓ La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- ✓ La masse des murs extérieurs (maçonnerie) est concentrée au niveau des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers. A l'exception le plancher terrasse pour l'acrotère.
- ✓ La masse des escaliers est appliquée uniformément au niveau des poutres supportant l'escalier (palier et paillasse).
- ✓ La masse de chaque balcon est appliquée uniformément au niveau des appuis (poutres qui portent le balcon).

V.3.3. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES ET MASSIQUES DE LA STRUCTURE

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec

M_i : La masse de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère global.

V.3.4. POIDS DE LA STRUCTURE

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ;$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher " i " ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i " ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i " ;

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation)

V.4. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

V.4.1. RESULTATS DU PRE DIMENSIONNEMENT

On a regroupé les résultats de pré dimensionnement des différents éléments de notre structure (poteaux, poutres, plancher et voiles) dans le tableau suivant afin d'entamer l'étude dynamique.

➤ 1.Poteaux

<i>Etages</i>	<i>Sections carrées (axb) cm²</i>
<i>9^{ème}</i>	<i>35x35</i>
<i>8^{ème}</i>	<i>35x35</i>
<i>7^{ème}</i>	<i>35x35</i>
<i>6^{ème}</i>	<i>40x40</i>
<i>5^{ème}</i>	<i>40x40</i>
<i>4^{ème}</i>	<i>40x40</i>
<i>3^{ème}</i>	<i>45x45</i>
<i>2^{ème}</i>	<i>45x45</i>
<i>1^{er}</i>	<i>45x45</i>
<i>RDC</i>	<i>50x50</i>
<i>S/sol</i>	<i>50x50</i>

Tableau. V.1. Sections des poteaux

➤ **2. Poutres**

Poutres supportant planchers à corps creux :

- Poutres porteuses $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$,
- Poutres secondaires $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$,

La modélisation se fait à partir des données précédentes, en utilisant le logiciel de calcul **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2016** pour l'analyse dynamique en zone sismique, afin de déterminer les caractéristiques propres de notre structure et des efforts engendrés par le séisme.

Le modèle initial retenu dans cette étude est donné sur la figure ci dessous :

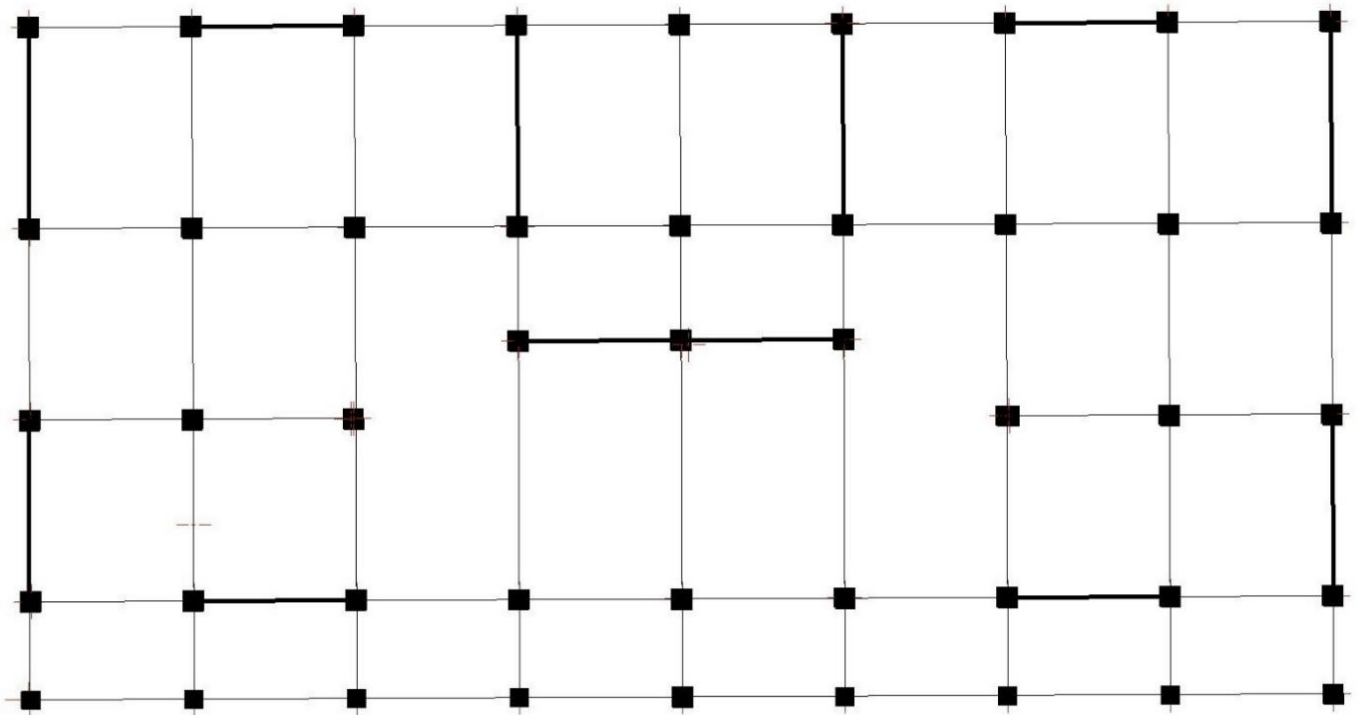
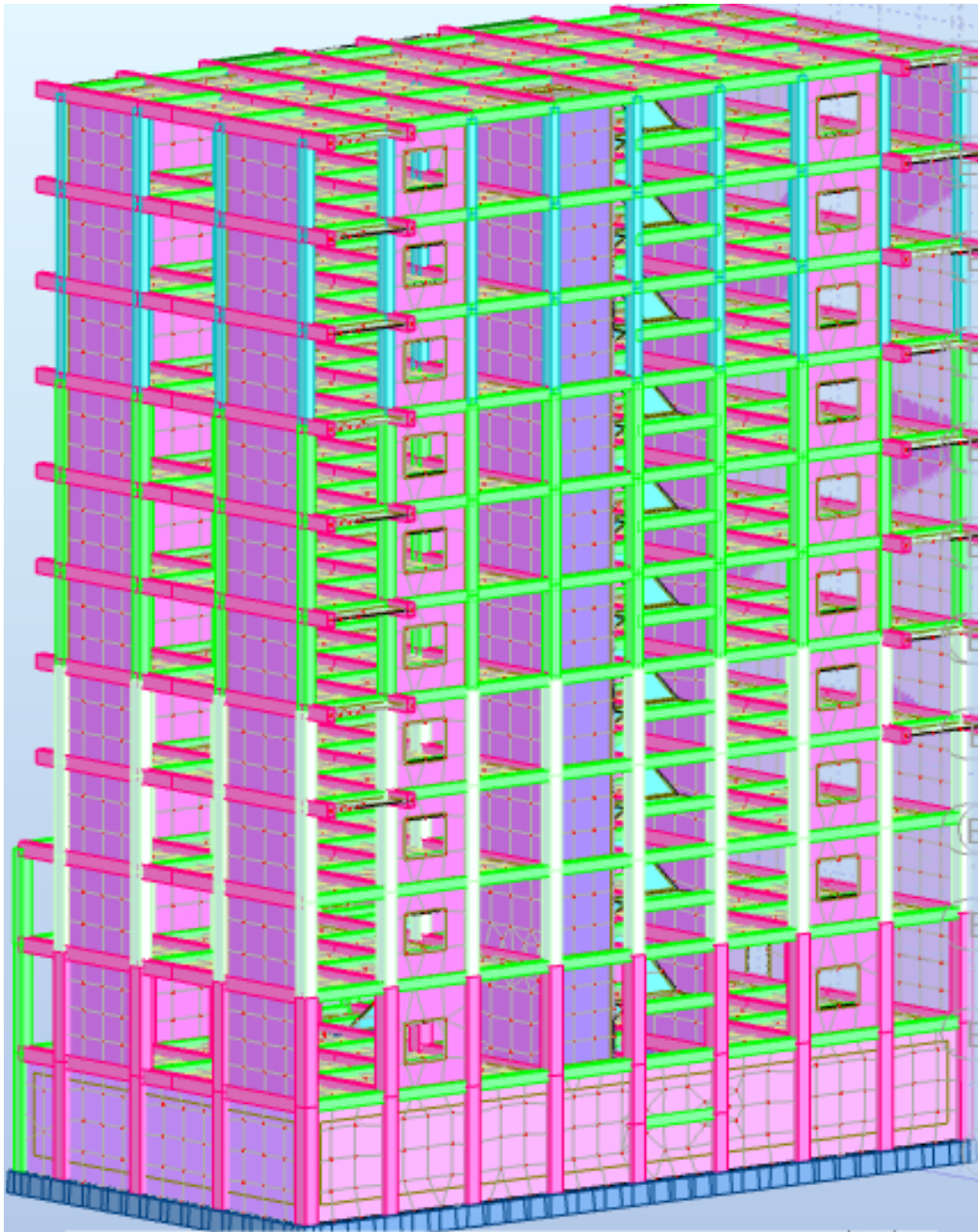


Figure V.1. Modèle initial



Modélisation de la structure (modèle initiale)

Remarque :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0.43s$, il faut diminuer le nombre des voiles pour trouver un bon résultat économique

Le second modèle retenu dans cette étude est donné sur la figure si dessous :

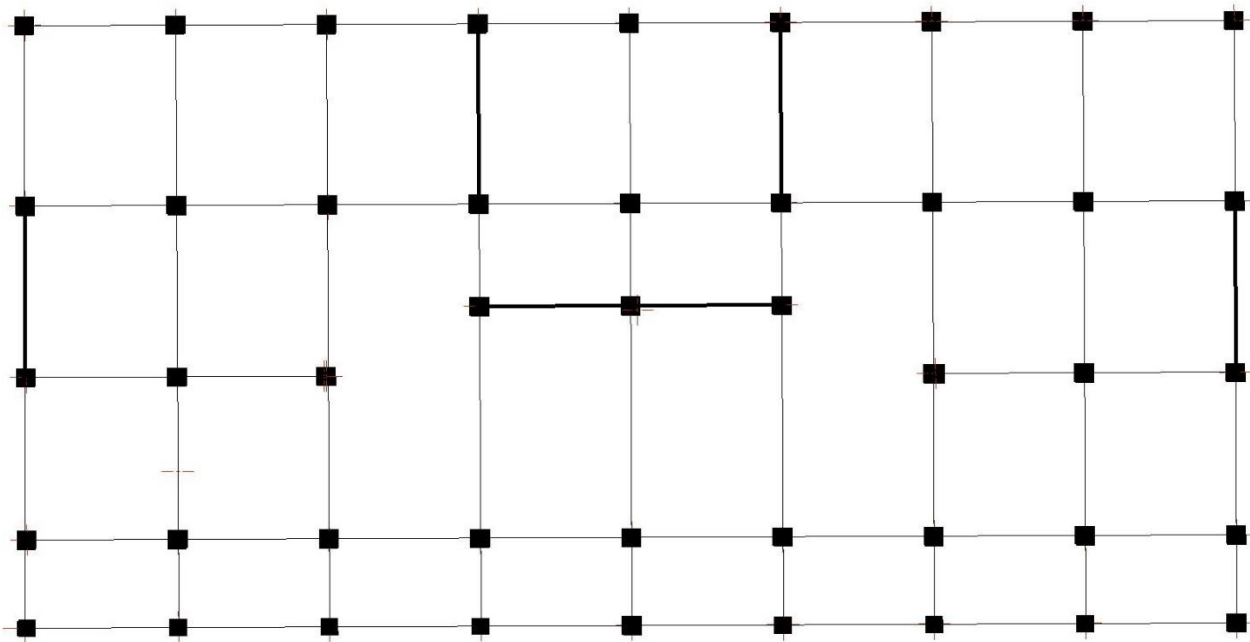
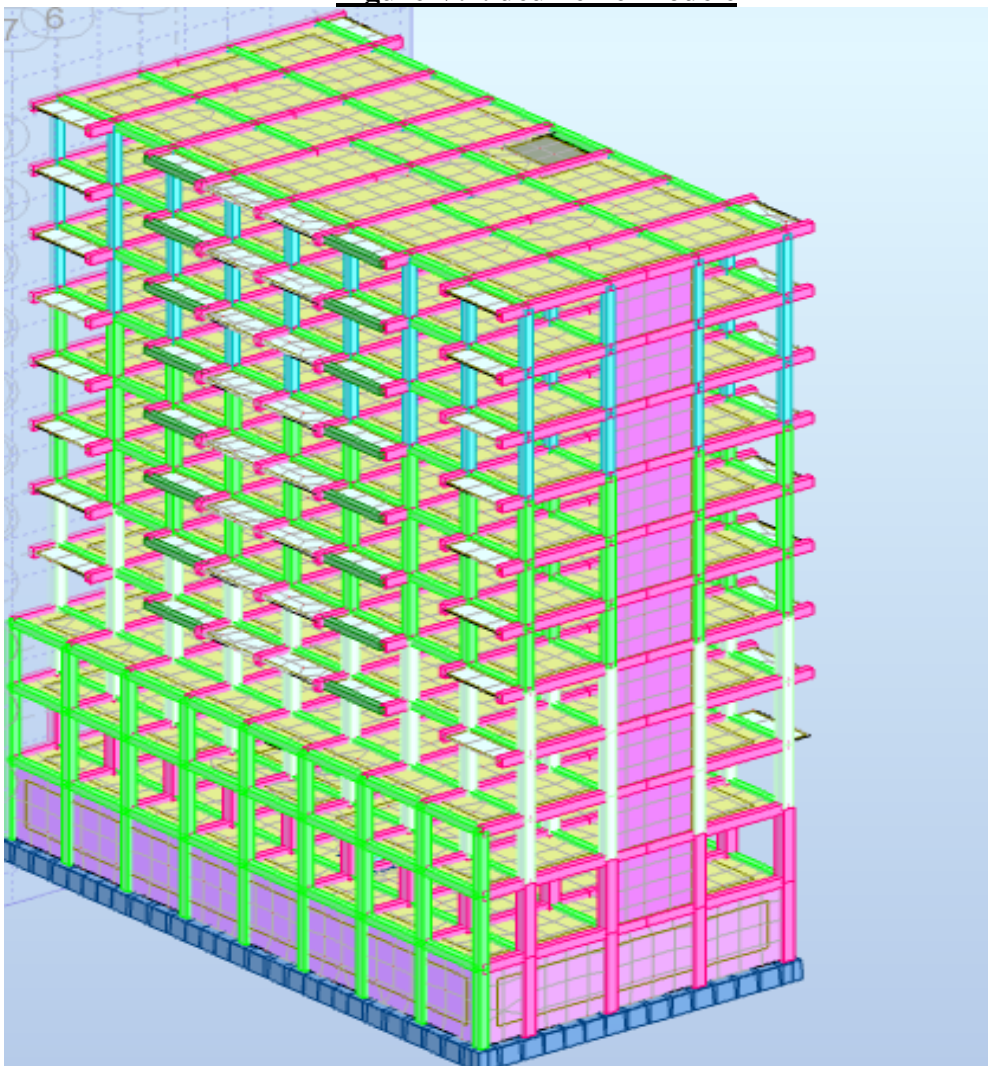


Figure V.2. deuxième Modèle



Modélisation de la structure (deuxième modèle)

V.4.2. LES RÉSULTATS

Les résultats de l'étude dynamique sont donnés dans le tableau suivante.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,60	73,13	0,00	0,00	73,13	0,00	0,00
2	0,54	0,22	0,00	0,00	73,35	0,00	0,00
3	0,47	0,00	68,37	0,00	73,35	68,37	0,00
4	0,16	13,24	0,00	0,00	86,59	68,37	0,00
5	0,14	0,02	0,00	0,00	86,61	68,37	0,00
6	0,13	0,00	0,00	0,00	86,61	68,37	0,00
7	0,08	05,84	0,00	0,00	92,45	68,37	0,00
8	0,08	0,00	18,51	0,00	92,45	86,88	0,00
9	0,07	0,00	02,77	0,00	92,45	89,64	0,00
10	0,07	03,36	04,38	0,00	95,81	94,02	0,00

Tableau.V.2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial

➤ CONSTATATIONS

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0.60s$,
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y

V.5 ÉTUDE SISMIQUE

V.5.1. INTRODUCTION

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2016** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente).

V.5.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL

Le « **RPA99 version 2003** » propose trois méthodes de calcul pour les différentes conditions d'application :

- 1- La méthode statique équivalente,
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale,

3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode statique équivalente ne s'applique pas dans le cas du bâtiment étudié (structure irrégulière en plan avec une hauteur supérieure à 17m). Alors nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique

V.5.3. SPECTRE DE RÉPONSE

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Coefficient	Conditions	Valeur
A	<i>Ouvrage groupe2 Hauteur bâtiment < 48m Zone sismique IIa</i>	0,15
R	<i>Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction</i>	4
Q	$1 + \Sigma P_q$	1,2
E	-	7%
H	$[(7/(2+\epsilon))]^{1/2} \geq 0,7$	0,8819
T₁	<i>Site 2</i>	0,15 s
T₂	<i>Site 2</i>	0,40 s

Tableau V.3.Paramètres sismique

Avec:

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement,

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

V.5.4. RÉSULTANTE DES FORCES SISMQUES DE CALCUL

L'une des premières vérifications préconisée 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 combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

✓ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W=35632,35$ KN (calcul automatique) avec logiciel.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 version 2003** ». Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \quad \text{et} \quad T_{\min} = h_n^{3/4} = 0,7535 \quad \text{« RPA99 version 2003 »}$$

Où

h_N : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N=37.23$ m

Selon x-x : $L_x = 27,30$ m $\Rightarrow T_x = 0,641$ s

$$\min(T_x, T_{\min})=0,641$$

Selon y-y : $L_y = 14,40$ m $\Rightarrow T_y = 0,882$ s

$$\min(T_y, T_{\min})=0,7535$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15\text{s} \\ T_2 = 0,40\text{s} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,4}{0,641} \right)^{2/3} = 1,61$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,4}{0,7535} \right)^{2/3} = 1,45$$

On trouve

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$V^x = \frac{0,15(1,61)(1,20)}{4} 35632,35 = 2581,56kN \Rightarrow 0,8V^x = 2065,51kN$$

$$V^y = \frac{0,15(1,45)(1,20)}{4} 35632,35 = 2325,01kN \Rightarrow 0,8V^y = 1860,01kN$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1641,31kN \\ F_2 = V_t^y = 1689,04kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = 1,25 \\ r_y = 1,10 \end{cases}$$

V.5.5. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTER ÉTAGES

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 4.43 page 51 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\begin{aligned} \text{Avec} \quad \delta_K^x &= R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Données : $r_x = 1,25$ $r_y = 1,10$ $R = 4,0$

on résume les résultats obtenus

Etage	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	verification $\Delta_K^x \bar{\Delta}$ et Δ_K^y $\leq \bar{\Delta}$
S-SOL	0	0	0	0	0	0	3,80	Vérifié
RDC	0.4	0,3	1,6	1.20	1,60	1,2	3,51	Vérifié
1	0.8	0,6	3.2	2,4	1,60	1,2	3,06	Vérifié
2	1.2	1	4,8	4	1,60	1,6	3,06	Vérifié
3	1.7	1,4	6,8	5,6	2,00	1,6	3,06	Vérifié
4	2.3	1,9	9,2	7,6	2,40	2,00	3,06	Vérifié
5	2.8	2,4	11,2	9,6	2,00	2,00	3,06	Vérifié
6	3.3	2,8	13,2	11,2	2,00	1,60	3,06	Vérifié
7	3.8	3,3	15,2	13,2	2,00	2,00	3,06	Vérifié
8	4.3	3,8	17,2	15,2	2,00	2,00	3,06	Vérifié
9	4.7	4,3	18,8	17,2	1,60	2,00	3,06	Vérifié

Tableau V.4. Vérification des déplacements inter étages (modèle initial)

V.6. L'effort normal réduit dans les poteaux :

Selon la RPA 99/v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

avec ; N_d : Effort normal de compression.

B_c : Section du béton comprimé.

-Poteau (50x50) cm :

$$v = \frac{1540.63}{(0,5 \times 0,5) \times 25 \times 10^3} = 0,24 < 0,30$$

-Poteau (45x45) cm

$$v = \frac{1059.70}{(0,45 \times 0,45) \times 25 \times 10^3} = 0,21 < 0,30$$

-Poteau (40x40) cm :

$$v = \frac{745,97}{(0,40 \times 0,40) \times 25 \times 10^3} = 0,19 < 0,30$$

-Poteau (35x35) cm :

$$v = \frac{474,91}{(0,35 \times 0,35) \times 25 \times 10^3} = 0,16 < 0,30$$

V.7. Conclusions :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

VI.1 INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

VI .2.FERRAILLAGES DES POUTRES

-1/Introduction:

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple (situation durable et accidentelle) sous l'effet des moments les plus défavorables. La méthode de calcul est donnée sous forme d'organigramme (organigramme I, Annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

1-1/ Recommandation du RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

1-2/Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considérés les portiques suivant les deux sens :

- Sens longitudinal.
- Sens transversal.

VI.2.1. Ferrailages des Poutres Secondaires (30*35):**A. Ferrailage en Travée:**➤ **A.1. SELON LA COMBINAISON (ELU:1,35G+1,5Q) :**

$$M_u = 45,81 \text{ KNm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad d = 32 \text{ cm}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 45,81 / (0,30)(0,32)^2(14,2 \cdot 10^3) = 0,105 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,133$$

$$\beta = 0,94$$

$$\mu < 0,186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 45,81 \cdot 10^2 / 0,94 \cdot 32 \cdot 348 \cdot 10^{-1} = 4,34 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage Exigé par RPA99:**

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 30 \cdot 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 3T14+2T12 (A_s = 6,88 \text{ cm}^2).$$

$$A_r = A/4 = 6,88/4 = 1,72 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

• **Condition de Non Fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 0,23 \cdot 30 \cdot 32 \cdot (2,1/400) = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

$$A_r = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

➤ **A.2 Vérification à l'ELS:**

$$M_s = 26,86 \text{ KN.m} \quad A_s = 6,88 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre:**

$$b x^2/2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A \cdot d) = 0$$

$$b x^2/2 + 15A_s \cdot x - 15A_s \cdot d = 0$$

$$30 x^2/2 + 15 \cdot 6,88 \cdot x - 15 \cdot 6,88 \cdot 32 = 0$$

$$15x^2 + 103,2 x - 3302,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 458,120$$

$$X = 11,83$$

• **Moment d'Inertie:**

$$I = b x^3/3 + 15A_s (d - x)^2$$

$$I = 58540,69 \text{ cm}^4$$

• **Calcul et Vérification des Contraintes :**

$$\sigma_b = M_{ts} * x/I \leq \sigma_{b'} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 26,86 * 11.83 * 10^{-2} / 10^{-8} * 58540,69 = 5427,91 \text{ KN/m}^2 = 5,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,43 \text{ MPa} \leq \sigma_{b'} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ts}(d-x)/I \leq \sigma_{s'}$$

$$\sigma_s = 15 * 26,86 (0,32 - 0,1183) / 10^{-8} * 58540,69 = 138817,9.77 \text{ KN/m}^2 = 138,82 \text{ MPa}$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_{s'} = 202 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 138,82 \leq \sigma_{s'} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

B.Ferrailage en Appui:

➤ **B.1.SELON LA COMBINAISON (ELA: G+Q+E) :**

Mu = 54,20 KN.m b = 30cm h = 35 cm $\sigma_b = 142 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ d = 32 cm

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 54,20 / (0,30)(0,32)^2 (14,2 * 10^3) = 0.124 < 0,392 \quad A_{s'} = 0$$

$$\alpha = 0,166$$

$$\beta = 0,93$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10. 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 54,20 / 0,93 * 0,32 * 348 * 10^3 = 5,24 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage Exigé par RPA99:**

$$A_{min} = 0,5\% * b * h = 0,005 * 30 * 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Soit: **3T14+2T12** ($A_s = 6.88 \text{ cm}^2$).

$$A_r = A/4 = 6.88/4 = 1.72 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4T8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

✓ **Condition de Non Fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28}/f_e) = 0,23 * 30 * 32 * (2,1/400) = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **B.2.Vérification à l'ELS:**

Ms = 3.63 tf.m As = 6.88 cm²

• **Position de l'axe neutre:**

$$b x^2/2 + 15(A_s + A_{s'})x - 15 (A_{s'}c' + A * d) = 0$$

$$b x^2/2 + 15A_s * x - 15A_s * d = 0$$

$$30 x^2/2 + 15 * 6.88 * x - 15 * 6.88 * 32 = 0$$

$$15x^2 + 103,2 x - 3302,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta}=458,120$$

$$X=11.83$$

• **Moment d’Inertie:**

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

$$I=58540,69 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

$$\sigma_b = Mts * x/I \leq \sigma_{b'} = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 25,64 * 0,183 / 58540,69 * 10^{-8} = 8015,14 \text{ KN/m}^2 = 8,015 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8,015 \text{ MPa} \leq \sigma_{b'} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 * Mts(d-x)/I \leq \sigma_{s'}$$

$$\sigma_s = 15 * 25,64 (0,32 - 0,1183) / 10^{-8} * 58540,69 = 132512,7 \text{ KN/m}^2 = 132,512 \text{ MPa}$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_{s'} = 202 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 132,512 \text{ MPa} \leq \sigma_{s'} = 2020 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de la Flèche:**

$$1) -h/L \geq 1/16 \quad 35/340 = 0,102 > 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2) -A/b * d \leq 4,2/Fe \quad 6,88/30 * 35 = 0,0065 \leq 4,2/Fe = 0,011 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3) -h/L \geq Mt/10M_0 \quad 0,102 > 0,084 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **-Vérification de la Contrainte Tangentielle:**

Puisque le fissuration est considéré comme préjudiciable.

$$T_u = 54,20 \text{ KN} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 32 \text{ cm}$$

$$\tau = T_u/b * d \quad \tau = 0,65 \text{ MPa}$$

$$\tau' = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 3,75 \text{ Mpa} \quad \tau < \tau' \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de St:**

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq \min (28,8 ; 40 \text{ cm}).$$

$$St \leq 28,8 \text{ cm} \quad St = 25 \text{ cm}.$$

➤ **Vérification selon RPA:**

Zone Nodale:

$$St \leq \min (h/4; 30 \text{ cm}) \quad St \leq 8,75 \quad St = 8 \text{ cm}.$$

Zone Courante:

$$St \leq h/2 \quad St \leq 35/2 = 17,5 \quad St = 15 \text{ cm}$$

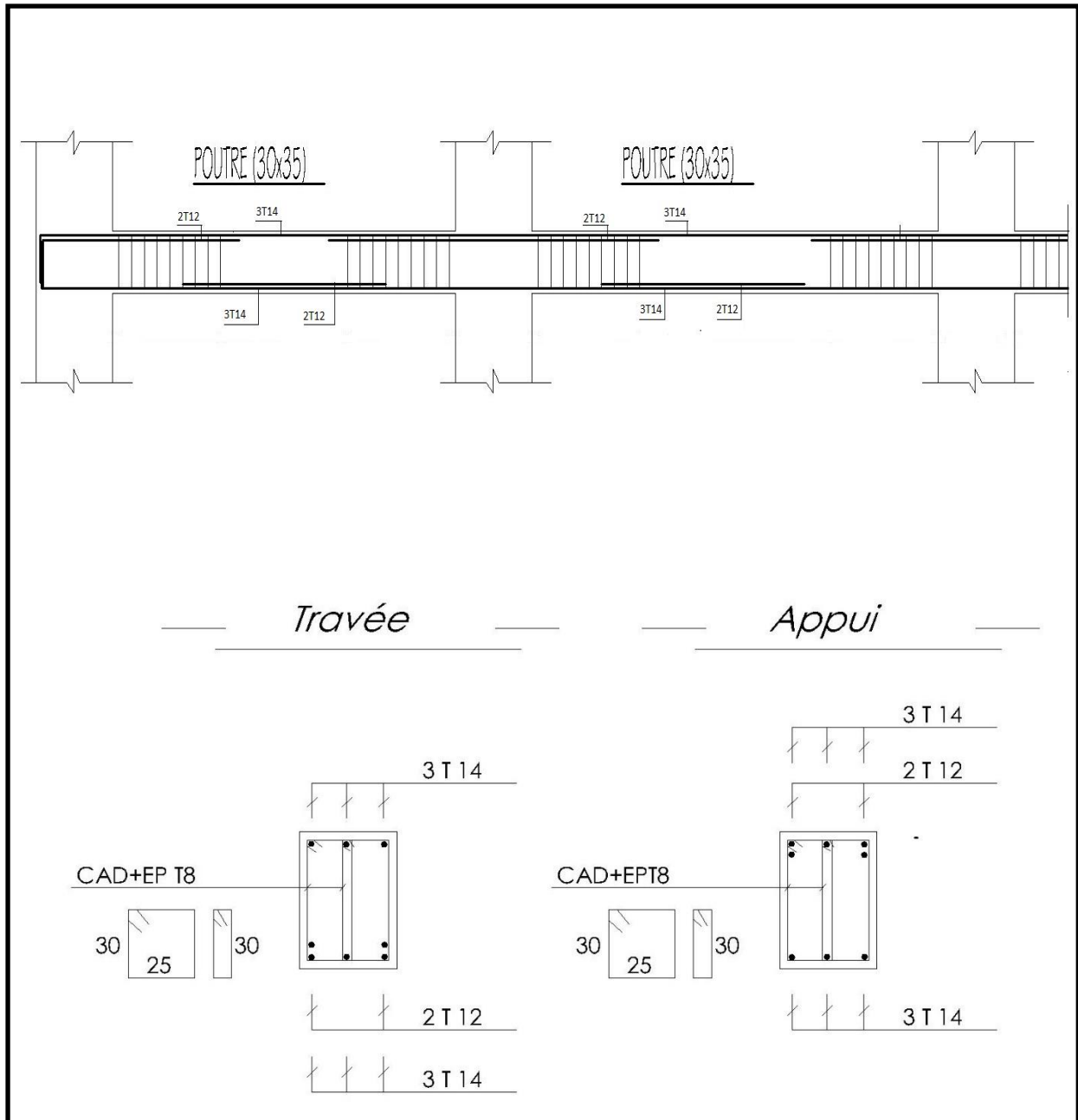


Figure VI.1. Ferrailage de la poutre secondaire (30x35):

VI.2.2.Ferrailages des Poutres Principales (30*45)travée :**A.Ferrailage en travée:****A.1. SELON LA COMBINAISON (ELU:1,35G+1,5Q) :**

$$M_u = 49,43 \text{ KN.m} \quad b = 30\text{cm} \quad h = 45\text{cm} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad d = 42 \text{ cm}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 49,43 / (0,30)(0,42)^2(14,2 \cdot 10^3) = 0,065 < 0,392 \quad A_{s'} = 0$$

$$\alpha = 0,084$$

$$\beta = 0,96$$

$$\mu < 0,186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 49,43 \cdot 10^2 / 0,9626 \cdot 42 \cdot 348 \cdot 10^{-1} = 2,41 \text{ cm}^2$$

***/Pourcentage Exigé par RPA99:**

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 30 \cdot 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 3T14+3T12 (A_s = 8.01 \text{ cm}^2).$$

$$A_r = A/4 = 8.01/4 = 2\text{cm}^2 \quad \text{On adopte } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de Non Fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 0,23 \cdot 30 \cdot 42 \cdot (2,1/400) = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

➤ A.2.Vérification à l'ELS:

$$M_s = 35,72 \text{ KN.m} \quad A_s = 8.01 \text{ cm}^2$$

• Position de l'axe neutre:

$$b x^2/2 + 15(A_s + A_{s'})x - 15(A_{s'}c' + A \cdot d) = 0$$

$$b x^2/2 + 15A_s \cdot x - 15A_s \cdot d = 0$$

$$30 x^2/2 + 15 \cdot 8.01 \cdot x - 15 \cdot 8.01 \cdot 42 = 0$$

$$15x^2 + 120,15 x - 5046,30 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 530,25$$

$$X_1 = 13,67 \text{ cm.}$$

• Moment d'Inertie:

$$I = b x^3/3 + 15A_s (d - x)^2$$

$$I = 121976,035 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul et Vérification des Contraintes :

$$\sigma_b = M_{ts} \cdot x/I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 35,72 * 0,1367 / 10^{-8} * 121976,035 = 4003,18 \text{ KN/m}^2 = 4,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,00.67 \text{ MPa} \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ts}(d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 35,72(0,42 - 0,1367) / 10^{-8} * 121976,035 = 124444,20 \text{ KN/m}^2 = 124,44 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 124,44 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

B.Ferrailage en Appui:

B.1.SELON LA COMBINAISON (ELA: G+Q+E) :

$$\mathbf{Mu = 104,54 \text{ KN.m} \quad b = 30\text{cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad d = 42 \text{ cm}}$$

$$\mu = Mu / bd^2 f_{c28}$$

$$\mu = 104,54 / (0,30)(0,42)^2 (14,2 * 10^3) = 0,139 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,187$$

$$\beta = 0,940$$

$$\mu < 0,186 \quad \epsilon_s = 10. 10^{-3}$$

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

$$A_s = Mu / \beta d \sigma_s = 10454 / 0,940 * 42 * 348 \cdot 10^{-1} = 7,60 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage Exigé par RPA99:**

$$A_{min} = 0,5\% * b * h = 0,005 * 30 * 40 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } \mathbf{6T14} (A_s = 9.24 \text{ cm}^2).$$

$$A_r = A/4 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4T8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

- ✓ **Condition de Non Fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28} / f_e) = 0,23 * 30 * 42 * (2,1 / 400) = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 22.90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ ..vérifiée}$$

$$A_r = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

B.2.Vérification à l'ELS:

$$\mathbf{Ms = 48,73 \text{ KN.m} \quad A_s = 9.24 \text{ cm}^2}$$

- **Position de l'axe neutre:**

$$b x^2 / 2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A * d) = 0$$

$$b x^2 / 2 + 15A_s * x - 15A_s * d = 0$$

$$30 x^2 / 2 + 15 * 9.24 * x - 15 * 9.24 * 42 = 0$$

$$15x^2 + 138,6 x - 5821,20 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 571,75$$

$$\mathbf{X_1 = 14,43 \text{ cm}}$$

• **Moment d’Inertie:**

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

$$I = 90554,109 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul et Vérification des Contraintes :**

$$\sigma_b = Mt * x/I \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_b = 48,73 * 0,1443 / 90554,109 * 10^{-8} = 7765,24 \text{ KN/m}^2 = 7,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7,77 \text{ MPa} \leq \sigma_b' = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 * Mts(d-x)/I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 48,73(0,42 - 0,1443) / 10^{-8} 90554,109 = 192381,22 \text{ KN/m}^2 = 192,38 \text{ MPa}$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 202 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 192,38 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

✓ **Vérification de la Flèche:**

$$1) -h/L \geq 1/16 \quad 45/550 = 0,08 > 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

$$2) -A/b * d \leq 4,2/Fe \quad 9.24/30 * 42 = 0,0073 \leq 4,2/Fe = 0,011 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

$$3) -h/L \geq Mt/10M_0 \quad 0,08 > 0,05 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

✓ **Vérification de la Contrainte Tangentielle:**

Puisque le fissuration est considéré comme préjudiciable.

$$T_u = 115,03 \text{ KN} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 42 \text{ cm}$$

$$\tau = T_u/b * d \quad \tau = 0,913 \text{ MPa}$$

$$\tau' = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 2,5 \text{ Mpa} \quad \tau < \tau' \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

✓ **Vérification de St:**

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq \min (37,80 ; 40 \text{ cm}).$$

$$St \leq 37,80 \text{ cm} \quad St = 30 \text{ cm}.$$

✓ **Vérification selon RPA:**

Zone Nodale:

$$St \leq \min (h/4; 30 \text{ cm}) \quad St \leq 11,25 \quad St = 10 \text{ cm}.$$

Zone Courante:

$$St \leq h/2 \quad St \leq 45/2 = 22,5 \quad St = 15 \text{ cm}$$

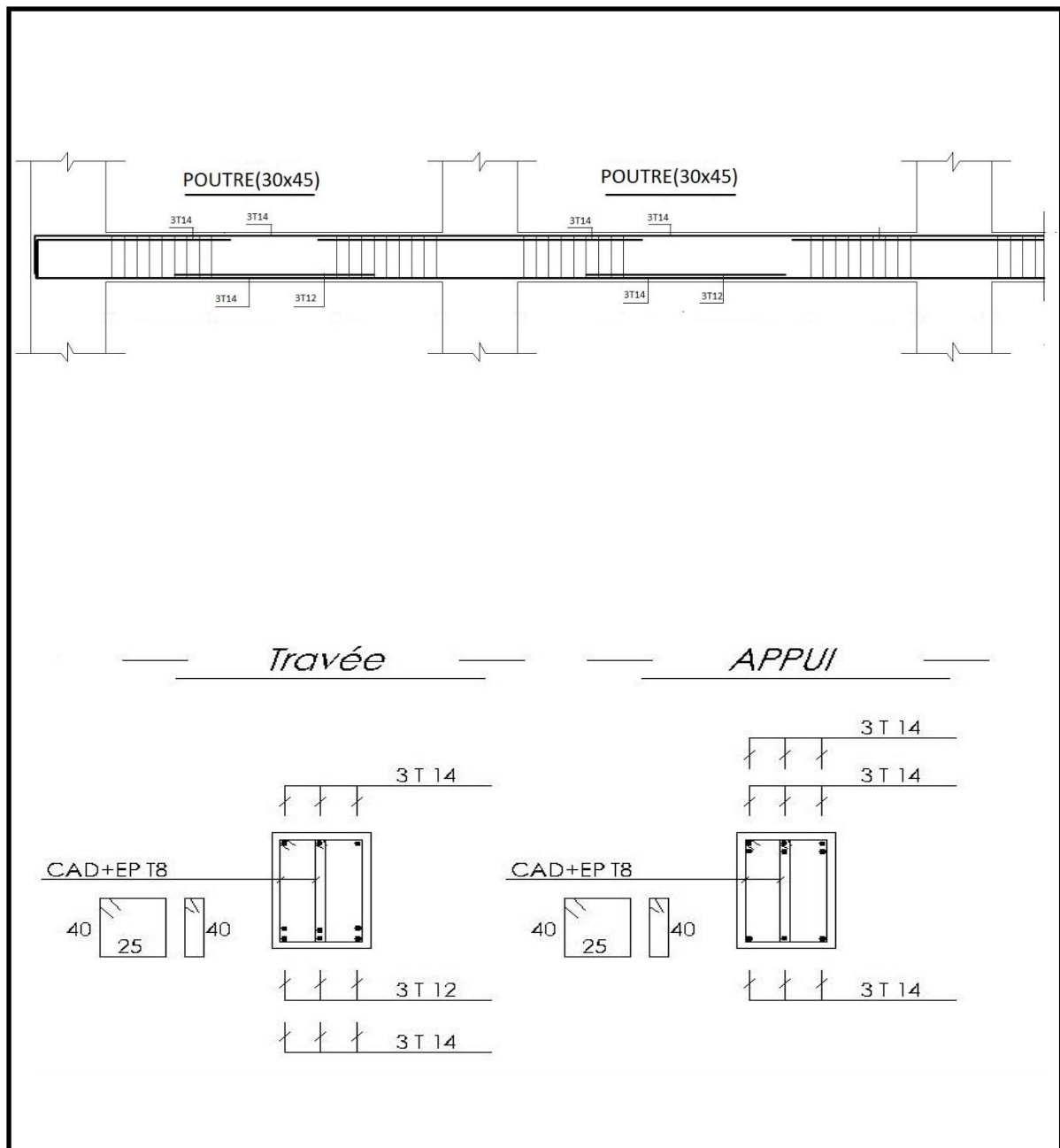


Figure VI.2. Ferrailage de la poutre principale (30x35):

VI.3.FERRAILLAGE DES VOILES:

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base

➤ Ferrailage Vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99 décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $l=10$ de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétriquement en raison de chargement en terme de moment).
4. Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile égale à : 0,15% ;

En zone courante égale à : 0,10% ;

➤ Ferrailage Horizontal:

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet 135° ayant une largeur de 10Φ .

➤ Règles Communes:

1/L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$St \leq 1,5a$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Avec a: l'épaisseur de voile.

2/Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au m^2 , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposer vers l'extérieur.

3/Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

- 40Φ: pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

Remarque:

Le ferraillage se fera sur une bande verticale de largeur $d \leq \min (h_e/2 ; 2L'/3)$

L' : étant la longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur libre de niveau.

VI .3.1.Voile Plein (RDC) (L = 3,60 m;H =3,51 m):

➤ **A.1.Armatures Verticales:**

- **ELA: G+ Q + 1,2E :**

$N = 81,70\text{KN}$

$M = 1065,63\text{KN.m}$

$T = 254,69\text{KN}$

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec:

$S = b \cdot h = 0,2 \cdot 3,51 \quad S = 0,70 \text{ m}^2$

$I = b \cdot h^3 / 12 = 0,2 \cdot (3,51)^3 / 12 \quad I = 0,72 \text{ m}^4$

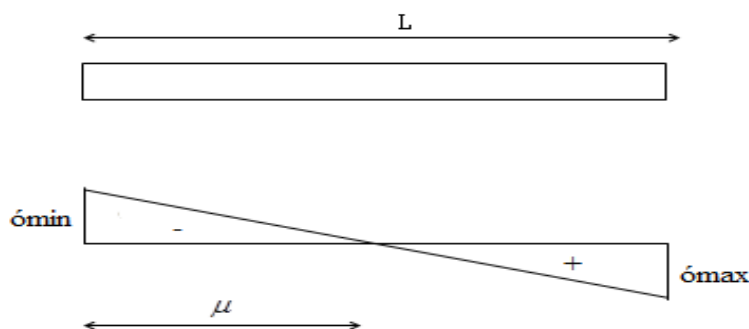
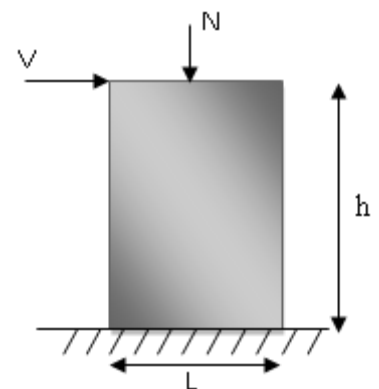
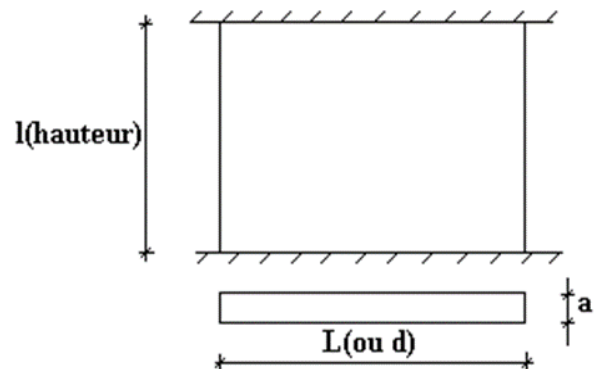
$y = L/2 = 3,60/2 = 1,80 \text{ m}$

$$\sigma_{max} = \frac{81,70}{0,70} + \frac{1065,63}{0,72} (1,80)$$

$\sigma_{max} = 2780,79 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{min} = \frac{81,70}{0,70} - \frac{1065,63}{0,72} (1,80)$$

$\sigma_{min} = -2547,36 \text{ KN/m}^2$

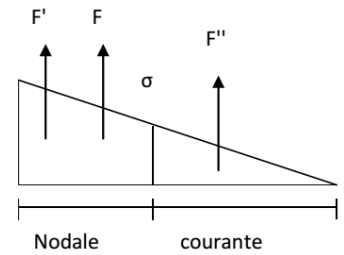


$$d \leq \min (h_e/2 ; 2L_c/3)$$

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = (\sigma_{\min} * l) / (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})$$

$$L_c = 2547,36 * 3,60 / 2780,79 + 2547,36 \qquad L_c = 1,72 \text{ m}$$



- **Longueur tendue:**

$$L_t = L - L_c$$

$$L_t = 1,88 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2L_c/3). \text{ Avec:}$$

$$d \leq \min (3,51/2 ; 2(1,72)/3) = \min (1,80 ; 1,15)$$

Soit: **d = 1,15 m**

$$F = \sigma_{\min} * d * e/2 = 2547,36 * 1,15 * 0,2/2 \qquad F = 292,95 \text{ KN}$$

- **Zone Nodale** = $L/10 = 3,60/10 = 0,36 \text{ m}$
- **Longueur Partielle de la Zone Courante** = $1,15 - 0,36 = 0,79 \text{ m}$.
- **Force Equilibrée par la longueur partielle de la zone courante:**

$$\sigma / 0,79 = \sigma_{\min} / d \qquad \sigma = 1749,93 \text{ KN/m}^2$$

$$F'' = (1749,93 * 0,79) * 0,2 / 2 = 138,24 \text{ KN}$$

- **Force Equilibrée par la Zone Nodale:**

$$F' = F - F'' = 292,95 - 138,24 = 154,71 \text{ KN}.$$

A.2.Ferrailage:

- **Zone Nodale: Par symétrie:**

$$A_n \geq 2 * F' / F_e \qquad A_n \geq 2 * 154,71 / 400 * 10^{-1} = 7,73 \text{ cm}^2$$

- **Selon le RPA l'espacement $\leq 15 \text{ cm}$**

On adopte Soit 6T14 = 9,23 cm² > 7,73 cm²/Face

$$S_t = 15 \text{ cm} \longrightarrow 15 * 6 \text{ barres} = 90 \text{ cm}$$

- **la Zone Courante Partielle**

$$A_{cp} \geq F'' / F_e \qquad A_{cp} \geq 138,24 / 400 * 10^{-1} = 3,45 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Selon le RPA l'espacement $\leq 30 \text{ cm}$**

$$S = 91/n - 1 \leq 30 \qquad 91 \leq 30(n-1)$$

$$91 \leq 30n - 30 \qquad 30n \geq 121 \qquad n \geq 121/30 = 4$$

Soit 4T12 = 4,52 cm² > 3,45 cm²/Face

$$S = 79/3 = 25,00 \text{ cm}$$

- ✓ **Longueur de la Zone Courante Totale:**

$$360 - 2 * 36 = 288 \text{ cm}$$

$$n = (288/25,00 + 1 = 12 \text{ barres / Face}$$

$$A_c = 12T12 = 13,56 \text{ cm}^2 / \text{Face.}$$

$$St = 25 \text{ cm} \longrightarrow 25 * 11 = 275 \text{ cm}$$

➤ **Pourcentage min selon RPA:**

- **En Zone Tendue:**

$$F = \sigma_{\min} * I_t * e_p / 2 = 2547,36 * 1,88 * 0,2 / 2 = 478,90 \text{ KN}$$

$$A_{\text{tot}} = F / 400 = 478,90 / 400 * 10^{-1} = 11,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0,2\% * 188 * 20 = 7,52 \text{ cm}^2$$

11,97 cm² > 7,52 cm² vérifiée

On adopte 8T12 (9,04 cm²) pour la zone tendue

- **En zone courante égale :**

$$A_{\text{tot}} = 13,56 * 2 = 27,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0,1\% * 288 * 20 = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$27,12 \text{ cm}^2 > 5,76 = 0 \text{ cm}^2$$

- **Globalement dans la Section du Voile:**

$$A_{\text{tot}} = (9,23 * 2) + (13,56 * 2) = 45,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0,15\% * 360 * 20 = 10,80 \text{ cm}^2$$

45,58 cm² > 10,80 cm² vérifiée

B.1. Armatures Horizontales:

$$\text{Espacement } S \leq \min (1,5e ; 30) \text{ cm} = \min (30 ; 30) \text{ cm}$$

Armature horizontale : pour une nappe

- **D'après le BAEL 91 :**

$$A_h = A_v / 4 = 27,12 / 4 = 6,78 \text{ cm}^2$$

- **D'après le RPA99/2003 :**

$$A_h = 0,15\% * L * e = 10,80 \text{ cm}^2$$

Soit 14T10 pour chaque nappe avec $St = 30 \text{ cm}$

- **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4)

épingles au mètre carré, soit : 4T8.

➤ **B.2. Vérification de contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA : $T_b = 1,4 * V_u / b * d \leq T_{\text{admn}}$

$$\tau_u = 1,4 T_{\text{calculé}} / b_0 * d$$

$$= 1,4 * 254,69 / 3,60 * 0,2 = 495,23 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0,495 \text{ MPA}$$

$\tau = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$

$\tau_u \leq \tau$ vérifiée

➤ **C.Vérification à l'ELS :**

$N_{ser} = 80,42 \text{ KN}$ (logiciel).

$\sigma_b = N_{ser} / (B + 15A) = 1,05 \text{ MPa} \leq \sigma_{b adm} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$vérifier

Schéma de Ferraillage:

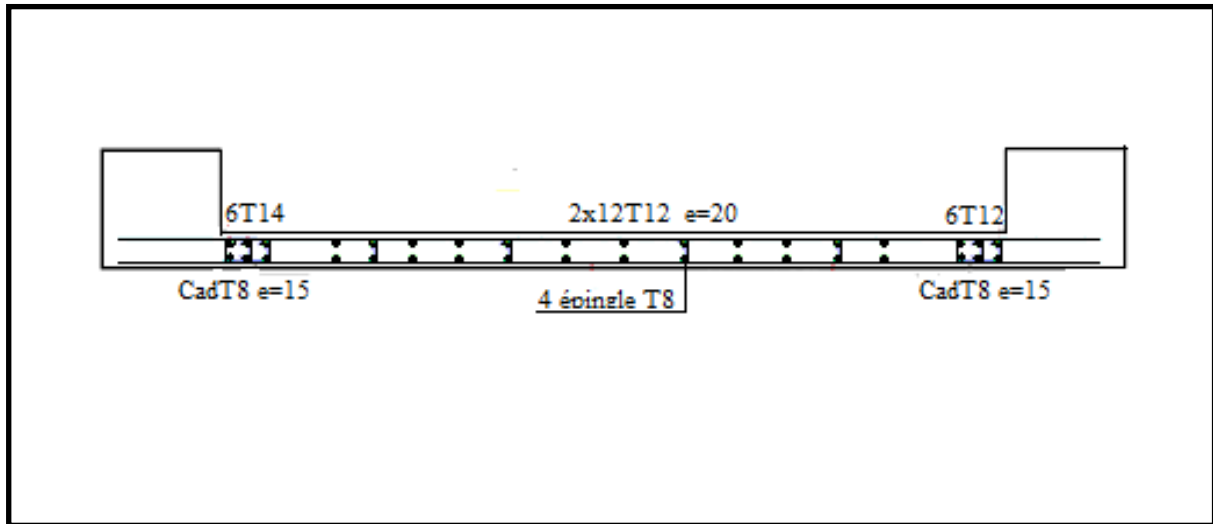


Figure VI.3. Ferraillage des voiles:

VI.4.FERRAILLAGE DES POTEAUX :**VI.4.1.Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Recommandation du **RPA 99/version 2003** :

Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de **0.8%(zone IIa)**.
- Le pourcentage maximum est de **4%** en zone courante et **de 6% en zone de recouvrement**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ (zone II)**
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm (zone II)**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (**zones critiques**).

Combinaison de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G+Q \pm 1,2E**) suivants :

- **Effort Normal.**
- **Effort Tranchant.**
- **Moment Fléchissant.**

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' **E.L.U.**

Sollicitations à considérer :

N_{max} \longrightarrow M correspondant.

N_{min}M \longrightarrow correspondant.

M_{max} N \longrightarrow correspondant.

M_{min} N \longrightarrow correspondant.

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max des ces valeurs (**cas plus défavorable**).

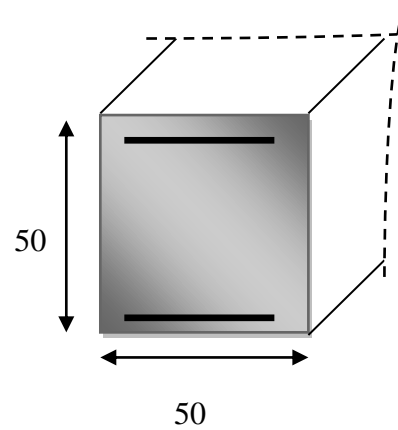
VI.4.2 Poteau (50*50):

➤ **ELU(1,35G+1,5Q)::**

SSOL+RDC :

$N_{max} = 1595,20 \text{ KN}$ $M_G = 3,31 \text{ KN.m}$

$M_{corres} = 6,70 \text{ KN.m}$ $M_Q = 1,49 \text{ KN.m}$



• **Longueur de flambement :**

$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.80 = 2,66 \text{ m}$

Avec; $I_{poteau} > I_{poutre}$

$I_{poteau} = \frac{bh^3}{12} = \frac{50^4}{12} = 520833,33 \text{ cm}^4$

$I_{poutre} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 45^3}{12} = 227812,5 \text{ cm}^4$

$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 0,42 \text{ cm}$

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250)$

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 380/250) = 2 \text{ cm}$

$e_1 = e_a + e_g$

$e_1 = e_a + e_g = 0,42 + 2 = 2,42 \text{ cm}$

• **Condition d'application :**

il faut vérifier que :

$l_f/h < \max(20 e_1/h ; 15)$

$2,66 / 0,50 = 5,32 < \max.(20 \times 2,42/50 ; 15) = 15 \dots\dots\dots$ vérifiée

✓ **Donc la méthode simplifiée est applicable :**

$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$

avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$

$\alpha = 0,69$

$\phi = 2$

$e_2 = \frac{3 \cdot 2,66^2}{10^4 \cdot 0,5} (2 + 0,54 \times 2) = 1,3 \text{ cm}$

$e = e_1 + e_2$

$e = 2,42 + 1,3 = 3,72 \text{ cm}$

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

$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 1595,20 \cdot 0,037 = 59,02 \text{ KN.m}$

✓ **Flexion composé avec** : $N_u = 1595,20 \text{ KN}$

$M_u = 59,02 \text{ KN.m}$

$C = h / 10 = 5 \text{ cm}$

$e > h/2 - c$

$e = 3,72 \text{ cm} < h/2 - c = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

$M_f = M_u + N_u (0,5h - c)$

$M_f = 59,02 + 1595,20 (0,5 \cdot 0,5 - 0,05) = 378,06 \text{ KN m}$

$N_u(d - c) - M_f < (0,337 - 0,81c/h) b \cdot d^2 \cdot f_e$

$N_u(d - c) - M_f = 1595,20 \cdot (0,45 - 0,05) - 378,06 = 260,02 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$

$(0,337 - 0,81c/h) b \cdot h^2 \cdot f_e = (0,337 - 0,81 \cdot 0,05/0,50) 0,50 \cdot 0,50^2 \cdot 1420 = 454,4 \text{ KN.m} \dots\dots(2)$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée,

- **Calcul de section rectangulaire en flexion simple avec** :

$M_f = 378,06 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{378,06 \cdot 10^5}{50 \cdot 45^2 \cdot 14,17 \cdot 10^2} = 0,26 < 0,392 \text{ donc } : A_s' = 0$

$\mu = 0,26 \text{ avec } ; \quad \alpha = 0 \quad \beta = 0,846$

$\mu \geq 0,186 \implies \epsilon'_s = 3,894 \cdot 10^{-3} \implies \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$

$A_s = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{378,06 \cdot 10^5}{0,846 \cdot 45 \cdot 348 \cdot 10^2} = 28,54 \text{ cm}^2$

$A_s - \frac{N_u}{f_e} = 28,54 - \frac{1595,20}{400 \cdot 10^{-1}} = -11,34 \text{ cm}^2 < 0$

- **Armature Minimal (Selon RPA):**

$A_{\text{min}} = 0,8\% \times b \times h = 0,008 \cdot 50 \cdot 50 = 20 \text{ cm}^2$

On adopte: **12T16 (As = 24,13 cm²).**

➤ **ELA:**

❖ **Cas plus défavorable G+ Q + 1,2E:**

$$N_{Max} = 1722,87 \text{ KN}$$

$$M_{ELA} = 66,99 \text{ KN.m}$$

✓ **Longueur de flambement :**

$$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3,80 = 2,66 \text{ m}$$

$$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 3,88 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 3,80/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_g$$

$$e_1 = e_a + e_g = 2 + 3,88 = 5,88 \text{ cm}$$

➤ **Condition d'application :**

Il faut vérifier que :

$$L_f / h < \max(20 e_1/h ; 15)$$

$$2,66 / 0,50 = 5,32 < \max(20 * 5,88/50; 15) = 15 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

✓ **Donc la méthode simplifiée est applicable :**

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$$\alpha = 10. \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_s}\right) = 0,74$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3. 2,66^2}{10^4. 0,5} (2 + 0,74 \times 2) = 1,5 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 5,88 + 1,5 = 7,38 \text{ cm}$$

$$M_{corrigé} = N.e = 1722,87 * 0,0738 = 127,15 \text{ KN, m}$$

$$M_{corrigé} = 127,15 \text{ KN, m}$$

➤ **Flexion composé avec :**

$$N_u = 1722,87 \text{ KN}$$

$$M_{corrigé} = 127,15 \text{ KN.m}$$

$$C = 5 \text{ cm}$$

$$e = 7,38 \text{ cm} < h/2 - c = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

$$M_f = M_u + N_u (0,5 h - c)$$

$$M_f = 127,15 + 1722,87 (0,5 * 0,50 - 0,05) = 471,72 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 471,72 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c) - M_f < (0,337 - 0,81c/h) b \cdot d^2 \cdot f_e$$

$$N_u(d - c) - M_f = 1722,87 (0,45 - 0,05) - 471,72 = \mathbf{217,43 \text{ KN.m}} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81c/h) b \times d^2 \times f_e = (0,337 - 0,81 * 0,05/0,50) 0,50 * 0,45^2 * 14200 = \mathbf{368 \text{ KN.m}} \dots \dots (2)$$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée, calcul de section rectangulaire En flexion simple avec :

$$\mu = \frac{M_f}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{217,43 \cdot 10^3}{50 * 45^2 * 14,17} = 0,15 < 0,392 \text{ donc : } A_s' = 0$$

$$\mu = 0,150 \text{ avec ; } \quad \alpha = 0,20 \quad \beta = 0,92$$

$$\mu \geq 0,186 \quad \implies \quad \epsilon'_s = 3,894 \cdot 10^{-3} \quad \implies \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{217,43 \cdot 10^2}{0,92 * 45 * 348 * 10^{-1}} = 15,09 \text{ cm}^2$$

$$A_s - \frac{N_u}{f_e} = 15,09 - \frac{1722,87}{400 \cdot 10^{-1}} = -27,98 \text{ cm}^2 < 0$$

• **Armature Minimal (Selon RPA):**

$$A_{min} = 0,8\% \times b \times h = 0,008 * 50 * 50 = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte: **12T16 (As = 24,13 cm²).**

➤ **Vérification a l'ELS :**

$$N_s = 1636,7 \text{ K N}$$

$$M_s = 16,3 \text{ KN m}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 16,3 / 1636,7 = 1 \text{ cm}$$

✓ **Section homogène :**

$$B_1 = bh + 15 (A_1 + A_2)$$

$$A_1 = A_2 = 24,13 \text{ cm}^2$$

$$B_1 = 50 * 50 + 15 * (24,13 + 24,13) = 3223,4 \text{ cm}^2$$

V₁ et V₂ seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés

$$V_1 = h \frac{1}{3223,4} \left[\frac{50^3}{2} + 15(24,13 \times 4 + 24,13 \times 46) \right] = 25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_1 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_1(V_2 - c)^2 + A_2(V_1 - c')^2]$$

$$I_1 = \frac{50}{3}(25^3 + 25^3) + 15[24,13(25 - 4)^2 + 24,13(25 - 4)^2] = 312161,23 \text{ cm}^4$$

$$I_1 = 312161,23 \text{ cm}^4$$

Condition limite 1 :

$$Cl_1 = \frac{312161,23}{3223,4 * 25} = 3,78 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) = 1 + 0 = 1 \text{ cm}$$

$e_1 < Cl_1 \implies$ la section est entièrement comprimé

Condition limite II:

$$\sigma_{\min} = (N_s / Bh) - M_s, V1 / I$$

$$\sigma_{\min} = (1636700 / 50^2) - (16300 * 25 / 312161,23) = 653,37 \text{ N / cm}^2 = 6,53 \text{ MPa}$$

De I et II la section entièrement comprimée \rightarrow On vérifie $\sigma_{bc \text{ max}}$

$$\sigma_{bc \text{ max}} = (N_s / Bh) + M_s, V1 / I$$

$$\sigma_{bc \text{ max}} = (16367000 / 50^2) + (16300 * 25 / 312161,23) = 670 \text{ N / cm}^2 = 6,70 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc \text{ max}} = 6,7 \text{ kg / cm}^2 < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPa}$$

Constraint d'acier :

$$\sigma_s = 15 \left[(N_s / B1 + N_s) * (V1 - C / I) * e1 \right]$$

$$\sigma_s = 15 (1636700 / 3223,4 + 1636700) * ((25 - 4) / 312161,23) * 1$$

$$\sigma_s = 1672,01 \text{ N / cm}^2 = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s \text{ adm}} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{s \text{ adm}} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Diamètres des armatures transversales**

$$\varnothing \geq 0,3 \varnothing_1 = 0,3 * 1,4 = 0,42 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL}$$

On choisit $\varnothing = 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On adopte 4T8

➤ **Vérification selon RPA :**

- $\Phi \geq \min (h/35 ; \Phi ; b/10)$
- $\Phi > \min (50 / 50 ; 1,4 ; 50 / 10)$
- $\Phi > 1,4 \text{ cm}$ On adopte $A_t = 4T8 = 2,00 \text{ cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.(F_{tj}/F_c) = 0,23.50.46.(2,1 / 400) = 2,77 \text{ cm}^2$$

$$A = 24,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_u = 59,13 \text{ KN.m} \quad b = 0,5 \text{ m} \quad d = 0,46 \text{ m}$$

$$\tau = T_u / b d \quad \text{on trouve ; } \tau = 0,257 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_{\text{adm}} \quad \text{condition vérifier}$$

➤ **Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99:**

- **Zone courante** : 4% ($b * h$) = 100 cm²
- **Zone de recouvrement** : 6% ($b * h$) = 150 cm²

➤ **L'espacement selon RPA :**

• **Zone nodale :**

$$S \leq \min (10\emptyset ; 15\text{cm}) \implies S \leq 14 \implies S = 10 \text{ cm}$$

• **zone courante :**

$$S \leq 15 \emptyset \quad S \leq 15 * 1,4 = 21 \implies S = 15 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L > 40 \emptyset = 40 * 1,4 = 56 \implies L = 60 \text{ cm}$$

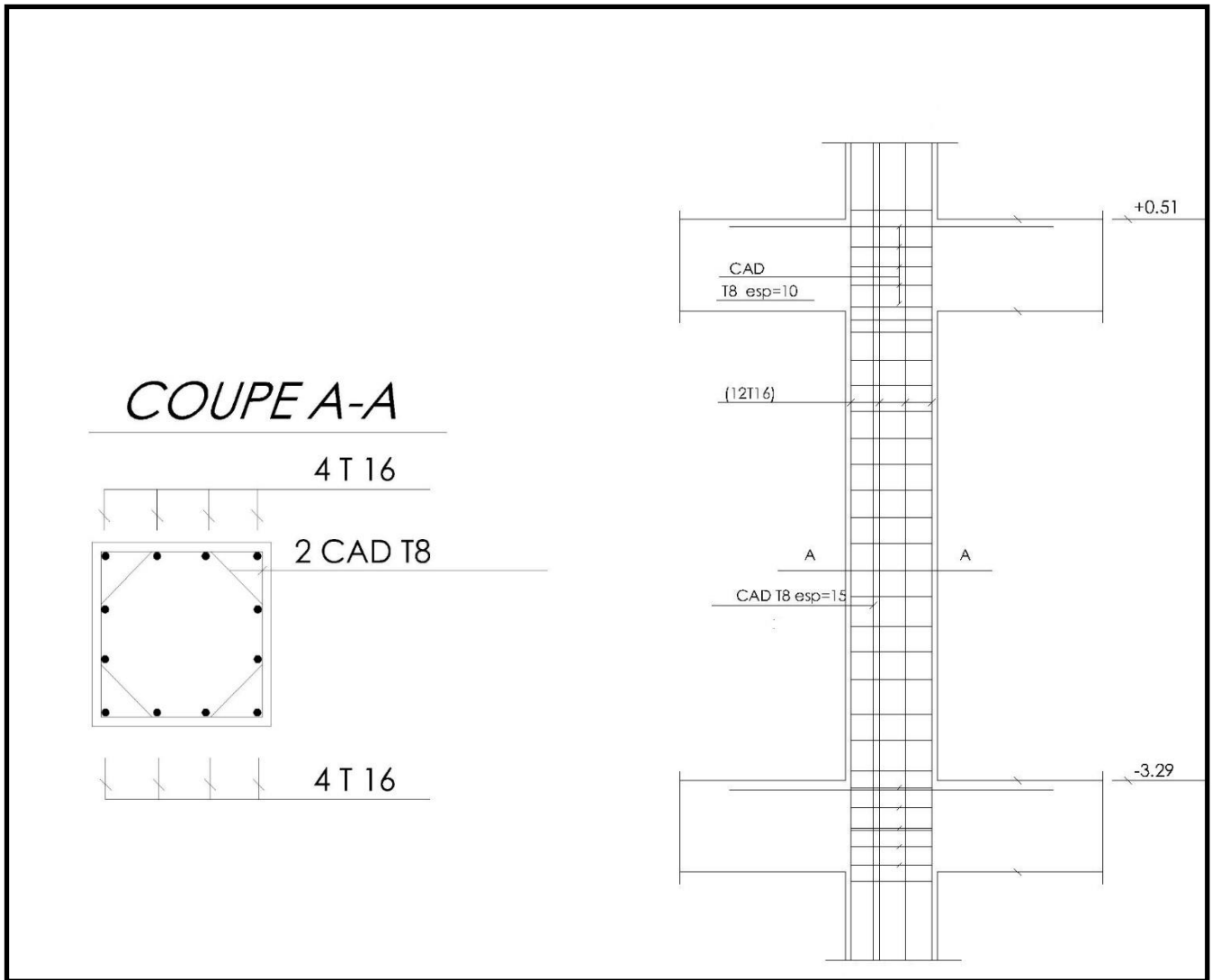


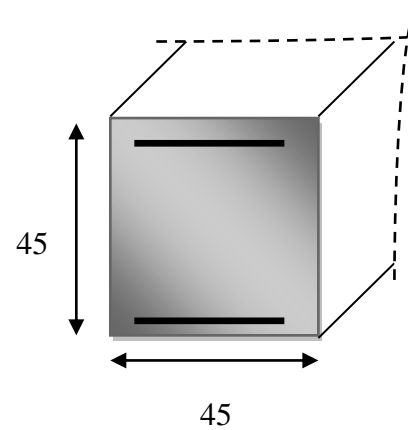
Figure VI.4. Ferrailage des poteaux(50x50)

VI.4.3. Poteau (45*451^{er} jusqu'au 8^{ème} étage) :

➤ **ELU(1,35G+1,5Q)::**

$N_{max} = 1369,68 \text{ KN}$ $M_G = 0,33 \text{ KN.m}$

$M_{corres} = 0,67 \text{ KN.m}$ $M_Q = 0,15 \text{ KN.m}$



✓ **Longueur de flambement :**

$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.06 = 2,14 \text{ m}$

Avec; $I_{poteau} > I_{poutre}$

$I_{poteau} = \frac{bh^3}{12} = \frac{45^4}{12} = 341718,75 \text{ cm}^4$

$I_{poutre} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 * 45^3}{12} = 227812,5 \text{ cm}^4$

$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 0,05 \text{ cm}$

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250)$

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 30/250) = 2 \text{ cm}$

$e_1 = e_a + e_g$

$e_1 = e_a + e_g = 0,05 + 2 = 2,05 \text{ cm}$

✓ **Condition d'application :**

il faut vérifier que :

$l_f/h < \max(20 e_1/h ; 15)$

$2,05 / 50 = 0,041 < \max. (20 * 2,42/50 ; 15) = 15 \dots\dots\dots$ vérifiée

✓ **Donc la méthode simplifiée est applicable :**

$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$

avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$

$\alpha = 0,69$

$\phi = 2$

$e_2 = \frac{3 * 2,66^2}{10^4 * 0,5} (2 + 0,54 * 2) = 1,3 \text{ cm}$

$e = e_1 + e_2$

$e = 2,42 + 1,3 = 3,72 \text{ cm}$

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

$$M_{\text{corrigé}} = N_u \cdot e = 1595,20 \cdot 0,037 = 59,02 \text{ KN.m}$$

✓ **Flexion composée avec** : $N_u = 1595,20 \text{ KN}$
 $M_u = 59,02 \text{ KN.m}$

$$C = h / 10 = 5 \text{ cm}$$

$$e > h/2 - c$$

$$e = 3,72 \text{ cm} < h/2 - c = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

$$M_f = M_u + N_u (0,5h - c)$$

$$M_f = 59,02 + 1595,20 (0,5 \cdot 0,5 - 0,05) = 378,06 \text{ KN m}$$

$$N_u (d - c) - M_1 < (0,337 - 0,81c/h) b \cdot d^2 \cdot f_e$$

$$N_u (d - c) - M_f = 1595,20(0,45 - 0,05) - 378,06 = 260,02 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81c/h) b \cdot h^2 \cdot f_e = (0,337 - 0,81 \cdot 0,05/0,50) 0,50 \cdot 0,50^2 \cdot 1420 = 454,4 \text{ KN.m} \dots\dots (2)$$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée,

• **Calcul de section rectangulaire en flexion simple avec :**

$$M_f = 378,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{378,06 \cdot 10^5}{50 \cdot 45^2 \cdot 14,17 \cdot 10^2} = 0,26 < 0,392 \text{ donc : } A_s' = 0$$

• $\mu = 0,26$ avec ; $\alpha = 0,383\beta = 0,847$

$$\mu \geq 0,186 \implies \epsilon'_s = 3,894 \cdot 10^{-3} \implies \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{378,06 \cdot 10^2}{0,847 \cdot 45 \cdot 348 \cdot 10^{-1}} = 20,05 \text{ cm}^2$$

$$A_s - \frac{N_u}{f_e} = 23,50 - \frac{1595,20}{400 \cdot 10^{-1}} = -16,38 \text{ cm}^2 < 0$$

❖ **Armature Minimal (Selon RPA):**

$$A_{\text{min}} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 0,008 \cdot 45 \cdot 45 = 16,20 \text{ cm}^2$$

On adopte: 10T16 ($A_s = 20,10 \text{ cm}^2$).

➤ **ELA:**❖ **Cas plus défavorable G+ Q + 1,2E**

$$N_{\text{Max}} = 1182,95 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ELA}} = 1,22 \text{ KN.m}$$

Longueur de flambement :

$$L_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 0,103 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 3,06/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_g$$

$$e_1 = e_a + e_g = 2 + 0,103 = 2,103 \text{ cm}$$

➤ **Condition d'application :**

Il faut vérifier que :

$$L_f / h < \max(20 e_1/h ; 15)$$

$$214 / 45 = 4,76 < \max(20 * 5,88/50 ; 15) = 15 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$$\alpha = 10 \cdot \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_s}\right) =$$

$$10 \cdot \left(1 - \frac{67,31}{1,5 * 48,16}\right) = 0,68$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2,14^2}{10^4 * 0,5} (2 + 0,68 * 2) = 0,92 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 2,10 + 0,92 = 3,02 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 1182,95 * 0,0302 = 35,72 \text{ KN, m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 35,72 \text{ KN, m}$$

➤ **Flexion composé avec :**

$N_u = 1182,95 \text{ KN}$

$M_{\text{corrigé}} = 35,72 \text{ KN.m}$

- $C = 5 \text{ cm}$
- $e = 7,38 \text{ cm} > h/2 - c = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Non vérifiée
- $M_f = M_u + N_u (0,5 h - c)$
- $M_f = 35,72 + 1182,95 (0,5 * 0,45 - 0,05) = 242,74 \text{ KN.m}$
- $M_f = 242,74 \text{ KN.m}$

$N_u (d - c) - M_f < (0,337 - 0,81c/h) b.d^2.f_e$

$N_u (d - c) - M_f = 1182,95 (0,45 - 0,05) - 242,74 = 230,44 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$

$(0,337 - 0,81c/h) b * d^2 * f_e = (0,337 - 0,81 * 0,05/0,45) 0,45 * 0,40^2 * 14200 = 252,53 \text{ KN.m} \dots(2)$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée, calcul de section rectangulaire En

flexionsimple avec :

$$\mu = \frac{M_f}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{242,74 * 10^3}{45 * 40^2 * 14,17} = 0,239 < 0,392 \text{ donc : } A_s' = 0$$

- $\mu = 0,239$ avec ; $\alpha = 0,347$ $\beta = 0,861$

$\mu \geq 0,186 \implies \epsilon'_s = 3,894.10^{-3} \implies \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{242,74 * 10^2}{0,861 * 45 * 348 * 10^{-1}} = 18,00 \text{ cm}^2$$

$$A_s - \frac{N_u}{f_e} = 18,00 - \frac{1182,95}{400.10^{-1}} = -11,57 \text{ cm}^2 < 0$$

• **Armature Minimal (Selon RPA):**

$A_{min} = 0,8\% * b * h = 0,008 * 45 * 45 = 16,20 \text{ cm}^2$

On adopte: 10T16 ($A_s = 20,90 \text{ cm}^2$).

Vérification a l'ELS :

Section homogène :

$B_1 = bh + 15 (A_1 + A_2)$

$A_1 = A_2 = 20,90 \text{ cm}^2$

- **La section homogène :** $B = b * h + \eta (A_1 + A_2) = 45 * 45 + 15 * (20,90)$

$B = 2326,35 \text{ cm}^2$.

• **Moment statique :**

$$M_{st} = (bh^2/2) + 15A_1'2c' + 15A_1*d = (45*45^2/2) + 15(20,09*42)$$

$$M_{st} = 58219,20\text{cm}^3.$$

$$V' = V = M_{st}/B = 58219,20/45*45 \longrightarrow V = 23,75\text{cm}.$$

• **Le moment d'inertie :** $I = b/3*(V^3 + V'^3) + 15A_1 (V-c)^2 + 15A_2 (V' - c')^2$

Avec $A_1 = A_2 = AS/2$.

$$I = 45/3*(23,75^3+23,75^3) + 15*20,09*2(23,75 - 3)^2$$

$$I = 6707326,7\text{cm}^4.$$

Condition limite 1 :

$$Cl_1 = \frac{6707326,70}{58219,20*23,75} = 4,84 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1-h/2) = 2,25 \text{ cm}$$

$e_1 < Cl_1 \implies$ la section est entièrement comprimé

Condition limite II:

$$\sigma_{\min} = (N_s / Bh) - M_s, V1/ I$$

$$\sigma_{\min} = (9829100/40^2) - (48160 * 23,75 / 6707326,70) = 614,30 \text{ N / cm}^2 = 6,14\text{MPa}$$

De I et II la section entièrement comprimée \rightarrow On vérifie $\sigma_{bc \max}$

$$\sigma_{bc \max} = (N_s / Bh) + M_s, V1/ I = 643,35 \text{ N/ cm}^2 = 6,43\text{MPa}$$



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

$$\sigma_{bc \max} = 6,43 \text{ kg / cm}^2 < \sigma_{bc \text{adm}} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte d'acier :**

$$\sigma_s = 15,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s \text{ adm}} = 201,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \sigma_{s \text{ adm}}$ vérifiée

➤ **Diamètres des armatures transversales**

$$\varnothing \geq 0,3\varnothing_1 = 0.3*1,4 = 0,42 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{BAEL}$$

On choisit $\varnothing = 0.8\text{cm} = 8\text{mm}$

On adopte 4T8

➤ **Vérification selon RPA :**

- $\Phi \geq \min (h/35 ; \Phi ; b/10)$

- $\Phi > \min (45 / 35 ; 1,4 ; 45 / 10)$
- $\Phi > 1,3 \text{ cm}$ On adopte $A_t = 4T8 = 2,00 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A_{\min} = 0,23.b.d.(F_{tj}/F_e) = 0,23.45.40.(2,1 / 400) = 1,89 \text{ cm}^2$

$A = 24,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,89 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$T_u = 48,16 \text{ KN.m}$ $b = 0,45 \text{ m}$ $d = 0,40 \text{ m}$

$\tau = T_u / b d$ on trouve ; $\tau = 0,267 \text{ MPa}$

$\tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau < \tau_{\text{adm}}$ condition vérifiée

➤ **Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99:**

- **Zone courante** : $4\% (b * h) = 81 \text{ cm}^2$
- **Zone de recouvrement** : $6\% (b * h) = 121,50 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement selon RPA :**

- **Zone nodale :**

$S \leq \min (10\phi ; 15\text{cm}) \implies S \leq 13 \implies S = 10 \text{ cm}$

- **zone courante :**

$S \leq 15\phi \quad S \leq 15 * 1.3 = 19,50 \implies S = 15 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement :

$L > 40\phi = 40 * 1.3 = 52 \implies L = 60 \text{ cm}$

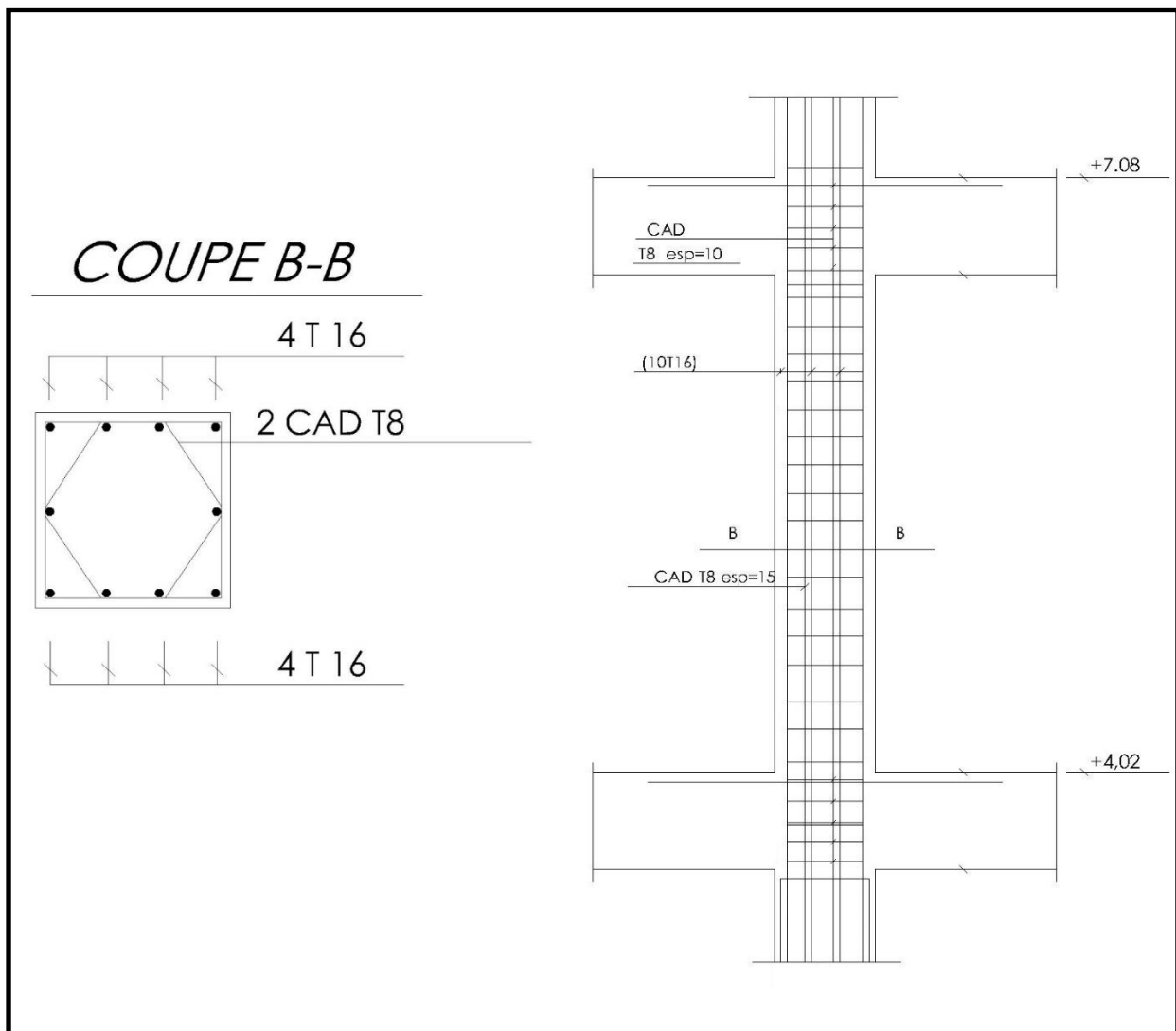


Figure VI.5. Ferrailage des poteaux(45x45)

VI.4.4.Poteau (40*40):

➤ **ELU(1,35G+1,5Q)::**

SSOL+RDC :

$N_{max} = 976,89 \text{ KN}$ $M_G = 2,05 \text{ KN.m}$

$M_{corres} = 3,7 \text{ KN.m}$ $M_Q = 0,67 \text{ KN.m}$

Longueur de flambement :

$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3,06 = 2,14 \text{ m}$

Avec; $I_{poteau} > I_{poutre}$

$$I_{poteau} = \frac{bh^3}{12} = \frac{40^4}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{poutre} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 * 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4$$

$$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 0,37 \text{ cm}$$

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250)$

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 306/250) = 2 \text{ cm}$

$e_1 = e_a + e_g$

$e_1 = e_a + e_g = 0,37 + 2 = 2,37 \text{ cm}$

Condition d'application :

il faut vérifier que :

$l_f/h < \max(20 e_1/h ; 15)$

$214 / 40 = 5,35 < \max.(20 * 2,37/40 ; 15) = 15 \dots\dots\dots$ vérifiée

Donc la méthode simplifiée est applicable :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$

$\alpha = 0,75$

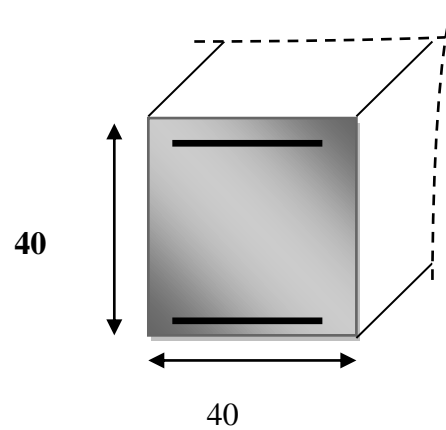
$\phi = 2$

$$e_2 = \frac{3.214^2}{10^4.40} (2 + 0,75 * 2) = 1,2 \text{ cm}$$

$e = e_1 + e_2$

$e = 2,37 + 1,2 = 3,57 \text{ cm}$

$e = 0,0357 \text{ m}$



$$M_{\text{corrigé}} = N_u \cdot e = 976,89 \times 0,0357 = 34,87 \text{ KN.m}$$

Flexion composé avec : $N_u = 976,89 \text{ KN}$

$$M_u = 34,87 \text{ KN.m}$$

$$C = 3 \text{ cm}$$

$$e < h/2 - c$$

$$e = 3,57 \text{ cm} < h/2 - c = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$M_f = M_u + N_u (0,5h - c)$$

$$M_f = 34,87 + 976,89 (0,5 \cdot 0,4 - 0,03) = 200,94 \text{ KN m}$$

$$N_u (d - c) - M_f < (0,337 - 0,81c/h) b \cdot d^2 \cdot f_c$$

$$N_u (d - c) - M_f = 976,89(0,37 - 0,03) - 200,94 = 131,20 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81c/h) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = (0,337 - 0,81 \cdot 0,03/0,40) 0,40^2 \cdot 14200 = 251,06 \text{ KN.m} \dots\dots (2)$$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée,

• **Calcul de section rectangulaire en flexion simple avec :**

• $M_f = 200,94 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{200,94 \cdot 10^5}{40 \cdot 37^2 \cdot 14,20 \cdot 10^2} = 0,25 < 0,392 \text{ donc : } A_s' = 0$$

• $\mu = 0,25$ avec ; $\alpha = 0,37$

$$\beta = 0,820$$

$$\mu \geq 0,186 \implies \epsilon'_s = 3,894 \cdot 10^{-3} \implies \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{200,94 \cdot 10^4}{0,820 \cdot 37 \cdot 348} = 19,03 \text{ cm}^2$$

$$A_s - \frac{N_u}{f_e} = 19,03 - \frac{976,89}{400 \cdot 10^{-1}} = -5,39 \text{ cm}^2 < 0$$

❖ **Armature Minimal (Selon RPA):**

$$A_{\text{min}} = 0,8\% \times b \cdot h = 0,008 \cdot 40 \cdot 40 = 12,80 \text{ cm}^2$$

On adopte: 12T16 ($A_s = 20,09 \text{ cm}^2$).

➤ **ELA:**

❖ **Cas plus défavorable G+ Q + 1,2E**

$$N_{\text{Max}} = 705,36 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ELA}} = 5,62 \text{ KN.m}$$

Longueur de flambement :

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 * 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 0,80 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 3,06/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_g$$

$$e_1 = e_a + e_g = 2 + 0,80 = 2,80 \text{ cm}$$

➤ **Condition d'application :**

Il faut vérifier que :

$$L_f / h < \max(20 e_1/h ; 15)$$

$$2,14 / 0,4 = 5,35 < \max(20 * 2,80/40; 15) = 15 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$$\alpha = 10 \cdot \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_s}\right) =$$

$$10 \cdot \left(1 - \frac{5,62}{1,5 * 20,85}\right) = 0,820$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2,14^2}{10^4 * 0,4} (2 + 0,82 * 2) = 1,25 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 2,80 + 1,25 = 4,05 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 705,36 * 0,0405 = 28,56 \text{ KN, m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 28,56 \text{ KN, m}$$

➤ **Flexion composé avec :**

$$N_u = 705,36 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 28,56 \text{ KN.m}$$

- C = 3 cm

- $e = 4,05 \text{ cm} < h/2 - c = 17 \text{ cm}$ vérifiée
- $M_f = M_u + N_u (0,5 h - c)$
- $M_f = 28,56 + 705,36 (0,4 * 0,40 - 0,03) = 31,95 \text{ KN.m}$
- $M_f = 31,95 \text{ KN.m}$

$$N_u(d - c) - M_f < (0,337 - 0,81c/h) b \cdot d^2 \cdot f_e$$

$$N_u(d - c) - M_f = 705,36 (0,37 - 0,03) - 31,95 = 207,87 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$(0,337 - 0,81c/h) b \cdot d^2 \cdot f_e = (0,337 - 0,81 * 0,03 / 0,40) 0,40 * 0,37^2 * 14200 = 214,80 \text{ KN.m} \dots\dots(2)$$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée, calcul de section rectangulaire En

flexionsimple avec :

$$\mu = \frac{M_f}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{31,95}{0,40 * 0,37^2 * 14,20 \cdot 10^3} = 0,041 < 0,392 \text{ donc : } A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,052$$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{31,95 * 10^2}{0,979 * 37 * 348 \cdot 10^{-1}} = 2,53 \text{ cm}^2$$

$$A_s - \frac{N_u}{f_e} = 2,53 - \frac{705,36}{400 * 10^{-1}} = -15,10 \text{ cm}^2 < 0$$

• **Armature Minimal (Selon RPA):**

$$A_{min} = 0,8\% * b * h = 0,008 * 40 * 40 = 12,80 \text{ cm}^2$$

On adopte: 8HA16+2HA14 ($A_s = 16,32 \text{ cm}^2$).

Vérification a l'ELS :

$$N_s = 701,24 \text{ K N}$$

$$M_s = 20,85 \text{ KN m}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 20,85 / 701,24 = 2,97 \text{ cm}$$

Section homogène :

$$B_1 = bh + 15 (A_1 + A_2)$$

$$A_1 = A_2 = 16,32 \text{ cm}^2$$

$$B_1 = 40 * 40 + 15 * (16,32 + 16,32) = 2089,60 \text{ cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés

$$V_1 = 20,11$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 20,11 = 19,89 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_1 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_2 - c)^2 + A_2 (V_1 - c')^2] = 268948,53 \text{ cm}^4$$

Condition limite 1 :

$$Cl_1 = \frac{268948,53}{2089,60 * 20,11} = 6,11 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) = 2,97 \text{ cm}$$

$e_1 < Cl_1 \implies$ la section est entièrement comprimée

Condition limite II:

$$\sigma_{\min} = (N_s / Bh) - M_s, V1 / I$$

$$\sigma_{\min} = (701240 / 40^2) - (2085000 * 20 / 268948,53) = 283,27 \text{ N / cm}^2 = 2,83 \text{ MPa}$$

De I et II la section entièrement comprimée \rightarrow On vérifie $\sigma_{bc \text{ max}}$

$$\sigma_{bc \text{ max}} = (N_s / Bh) + M_s, V1 / I = 593,32 \text{ N/cm}^2 = 5,93 \text{ MPa}$$

\implies

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

$$\sigma_{bc \text{ max}} = 5,93 \text{ MPa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte d'acier :

$$\sigma_s = 15 \left[(N_s / B1 + N_s) \times (V1 - C / I) * e1 \right]$$

$$\sigma_s = 15 \left[(701240 / 2089,60 + 701240) * ((20 - 3) / 268948,53) * 2,80 \right]$$

$$\sigma_s = 1241,60 \text{ N/cm}^2 = 12,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s \text{ adm}} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{s \text{ adm}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Diamètres des armatures transversales**

$$\varnothing \geq 0,3 \varnothing_1 = 0,3 \times 1,4 = 0,42 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL}$$

On choisit $\varnothing = 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On adopte 4T8

➤ **Vérification selon RPA :**

- $\Phi \geq \min (h/35 ; \Phi ; b/10)$

- $\Phi > \min(40/35 ; 1,4 ; 40/10)$
- $\Phi > 1,14 \text{ cm}$ On adopte $A_t = 4T8 = 2,00 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A_{\min} = 0,23.b.d.(F_{tj}/F_e) = 0,23.40.37.(2,1/400) = 1,78 \text{ cm}^2$

$A = 16,32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$T_u = 44,91 \text{ KN.m}$ $b = 0,4 \text{ m}$ $d = 0,37 \text{ m}$

$\tau = T_u / bd$ on trouve ; $\tau = 0,30 \text{ MPa}$

$\tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau < \tau_{\text{adm}}$ condition vérifier

➤ **Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99:**

- **Zone courante** : 4% $(b * h) = 64 \text{ cm}^2$
- **Zone de recouvrement** : 6% $(b * h) = 96 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement selon RPA :**

➤ **Zone nodale :**

$S \leq \min(10\phi ; 15\text{cm}) \implies S \leq 15 \implies S = 10 \text{ cm}$

➤ **zone courante :**

$S \leq 15\phi$ $S \leq 15 * 1.6 = 24 \implies S = 15 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement :

$L > 40\phi = 40 * 1.6 = 64 \implies L = 70 \text{ cm}$

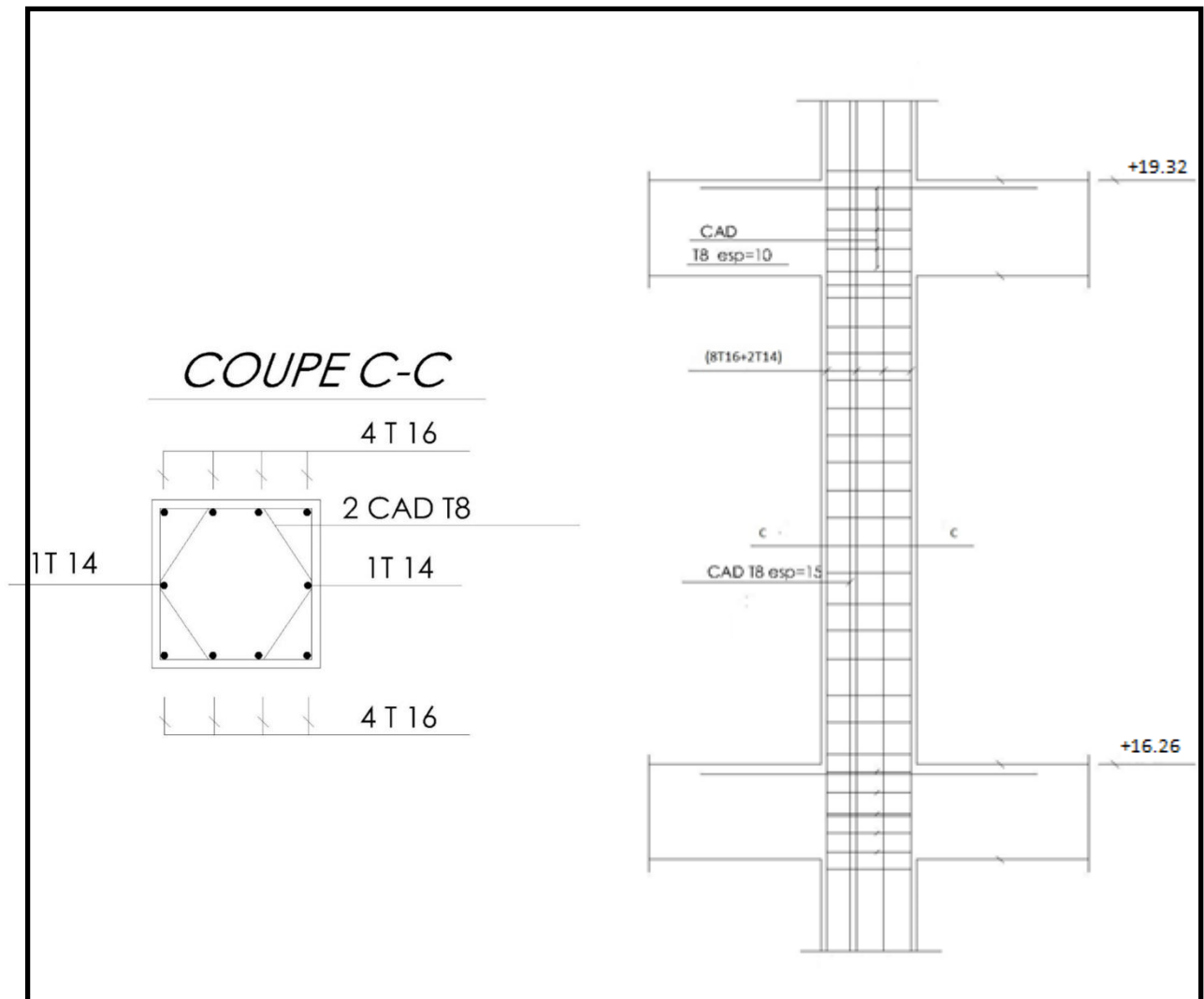


Figure VI.6. Ferrailage des poteaux(40x40)

VI.4.4.Poteau (35x35):➤ **ELU (1,35G+1,5Q)::**

$$N_{\max} = 493,44 \text{ KN} \quad M_G = 0,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{corres}} = 0,83 \text{ KN.m} \quad M_Q = 0,14 \text{ KN.m}$$

➤ **Longueur de flambement :**

$$L_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

Avec; $I_{\text{poteau}} > I_{\text{poutre}}$

$$I_{\text{poteau}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{35^4}{12} = 125052,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 * 35^3}{12} = 107187,50 \text{ cm}^4$$

$$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 0,17 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 306/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_g$$

$$e_1 = e_a + e_g = 2 + 0,17 = 2,17 \text{ cm}$$

✓ **Condition d'application:**

il faut vérifier que :

$$l_f / h < \max(20 e_1 / h ; 15)$$

$$2,14 / 35 = 6,1 < \max.(20 * 2,17 / 35 ; 15) = 15 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

• **Donc la méthode simplifiée est applicable :**

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

$$\text{avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$\alpha = \frac{1,14}{1,14 + 0,12} = 0,90$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 * 2,14^2}{10^4 * 0,35} (2 + 0,90 * 2) = 1,41 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 2,17 + 1,41 = 3,58 \text{ cm}$$

$$e = 0,0358 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N * e = 493,44 * 0,0358 = 17,66 \text{ KN.m}$$

- **Flexion composé avec** : $N_u = 493,44 \text{ KN}$
 $M_u = 17,66 \text{ KN.m}$

$C = 3\text{cm}$

$e > h/2 - c$

$e = 3,58 \text{ cm} < h/2 - c = 13,92 \text{ cm}$ vérifiée

$M_f = M_u + N_u (0,5h - c)$

$M_f = 17,66 + 493,44 (0,5 * 0,35 - 0,03) = 89,21 \text{ KN.m}$

$N_u(d - c) - M_f < (0,337 - 0,81c/h) b.d^2.f$

$N_u(d - c) - M_f = 493,44 (0,32 - 0,03) - 89,21 = 53,88 \text{ T}$ (1)

$(0,337 - 0,81c/h) b.h^2.f_e = (0,337 - 0,81 * 0,03/0,35) 0,35 * 0,32^2 * 14200 = 136,17\text{T}$(2)

Donc : (1)<(2) section partiellement comprimée,

- **Calcul de section rectangulaire en flexion simple avec :**

$M_f = 89,21 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{M_f}{b*d^2*\sigma_b} = \frac{89,21}{0,35*0,32^2*14200} = 0,17 < 0,392$ donc : $As' = 0$

$\mu = 0,17$ avec ; $\alpha = 0,23$

$As = \frac{M_f}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{89,21 * 10^3}{0,908 * 32 * 348} = 8,82 \text{ cm}^2$

$As - \frac{N_u}{f_e} = 8,80 - \frac{493,44}{400 * 10^{-1}} = -3,53\text{cm}^2 < 0$

❖ **Armature Minimal (Selon RPA):**

$A_{min} = 0,8\% * b * h = 0,008*35*35 = 9,80 \text{ cm}^2$

On adopte: 10T14 ($As = 15,38 \text{ cm}^2$).

➤ **ELA:**

- ❖ **Cas plus défavorable G+ Q + 1,2E**

$N_{Max} = 373,91 \text{ KN}$

$M_{ELA} = 1,64 \text{ KN.m}$

Longueur de flambement :

$L_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 3,06 = 2,14 \text{ m}$

$eg = \frac{M_u}{N_u} = 0,43\text{cm}$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250)$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; 3,06/250) = 2\text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_g$$

$$e_1 = e_a + e_g = 2 + 0,43 = 2,43\text{ cm}$$

➤ **Condition d'application :**

Il faut vérifier que :

$$L_f / h < \max(20 e_1/h ; 15)$$

$$2,14 / 0,35 = 6,11 < \max(20 * 2,43/35; 15) = 15 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$$\alpha = 10 \cdot (1 - \frac{M_U}{1,5M_S}) =$$

$$10 \cdot (1 - \frac{0,70}{1,5 * 0,61}) = 0,92$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2,14^2}{10^4 * 0,35} (2 + 0,92 * 2) = 1,50\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 2,43 + 1,50 = 3,93\text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 373,91 * 0,0393 = 14,69\text{ KN, m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 14,69\text{ KN, m}$$

➤ **Flexion composé avec :**

$$N_u = 373,91\text{ KN}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 14,69\text{ KN.m}$$

- C = 3 cm
- e = 3,93 cm < h/2 - c = 14,2 cm vérifiée
- $M_f = M_u + N_u (0,5 h - c)$
- $M_f = 14,69 + 373,91 (0,5 * 0,35 - 0,03) = 31,95\text{ KN.m}$
- $M_f = 68,90\text{ KN.m}$

$$N_u (d - c) - M_f < (0,337 - 0,81c/h) b \cdot d^2 \cdot f_c$$

$$N_u (d - c) - M_f = 373,91 (0,32 - 0,03) - 68,90 = 39,51\text{ KN .m} \dots\dots\dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81c/h) b \cdot d^2 \cdot f_c = (0,337 - 0,81 * 0,03/0,35) 0,35 * 0,32^2 * 14200 = 47,66\text{KN.m} \dots\dots (2)$$

Donc : (1) < (2) section partiellement comprimée, calcul de section rectangulaire En flexion simple avec :

$$\mu = \frac{Mf}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{68,90}{0,30 * 0,32^2 * 14,20 \cdot 10^3} = 0,158 < 0,392 \text{ donc : } A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,216$$

$$A_s = \frac{Mf}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{68,90 \times 10^3}{0,913 * 32 * 348} = 6,77 \text{ cm}^2$$

$$A_s - \frac{N_U}{f_e} = 6,77 - \frac{373,91}{400 \cdot 10^{-1}} = -2,57 \text{ cm}^2 < 0$$

• **Armature Minimal (Selon RPA):**

$$A_{min} = 0,8\% * b * h = 0,008 * 35 * 35 = 9,80 \text{ cm}^2$$

On adopte: 10T14 ($A_s = 15,38 \text{ cm}^2$).

Vérification a l'ELS :

$$N_s = 354,49 \text{ K N}$$

$$M_s = 0,61 \text{ KN m}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 0,61 / 354,49 = 0,17 \text{ cm}$$

Section homogène :

$$B_1 = bh + 15 (A_1 + A_2)$$

$$A_1 = A_2 = 15,38 \text{ cm}^2$$

$$B_1 = 35 * 35 + 15 * (15,38 + 15,38) = 1686,40 \text{ cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés

$$V_2 = h - V_1 = 17,50 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_1 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_2 - c)^2 + A_2 (V_1 - c')^2] = 222061,43 \text{ cm}^4$$

Condition limite 1 :

$$Cl_1 = \frac{222061,43}{1686,40 * 17,50} = 4,72 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) = 0,17 \text{ cm}$$

$e_1 < Cl_1 \implies$ la section est entièrement comprimé

Condition limite II:

$$\sigma_{\text{max}} = 1,97 \text{ MPa}$$

De I et II la section entièrement comprimée \rightarrow On vérifie σ_{bc} max

$$\sigma_{\text{max}} = (N_s / Bh) + M_s / I = 6,32 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc \max} = 6,32 MPa < \sigma_{adm} = 15 MPa$$

Contrainte d'acier :

$$\sigma_s = 15,23 MPa$$

$$\sigma_{s adm} = 201,63 MPa$$

$$\sigma_s < \sigma_{s adm} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Diamètres des armatures transversales**

$$\varnothing \geq 0,3\varnothing_1 = 0,3 \times 1,4 = 0,42 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL}$$

On choisit $\varnothing = 0.8\text{cm} = 8\text{mm}$

On adopte 4T8

➤ **Vérification selon RPA :**

$$\Phi \geq \min (h/35 ; \Phi ; b/10)$$

- $\Phi > \min (35/35 ; 1,4 ; 35 /10)$
- $\Phi > 1,00 \text{ cm}$ On adopte $A_t = 2T8 = 2,00 \text{ cm}^2$ (2 cadres)

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23.b.d.(F_{tj}/F_c) = 0,23.35.32.(2,1 /400) = 1,78 \text{ cm}^2$$

$$A = 15,38\text{cm}^2 > A_{min} = 1,78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_u = 17,32 \text{ KN.m}$$

$$\tau = T_u / bd \quad \text{on trouve ; } \tau = 0,155 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPA}$$

$\tau < \tau_{adm}$ condition vérifier

➤ **Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99:**

- **Zone courante** : 4% (b * h) = 49 cm²
- **Zone de recouvrement** : 6% (b * h) = 73,50 cm²

➤ **L'espacement selon RPA :**

➤ **Zone nodale :**

$$S \leq \min (10\varnothing ; 15\text{cm}) \implies S \leq 10 \implies S = 10 \text{ cm}$$

➤ **zone courante :**

$$S \leq 15 \varnothing \quad S \leq 15 \times 1 = 15 \quad \implies \quad S = 15 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L > 40 \varnothing = 40 * 1 = 40 \quad \implies \quad L = 70 \text{ cm}$$

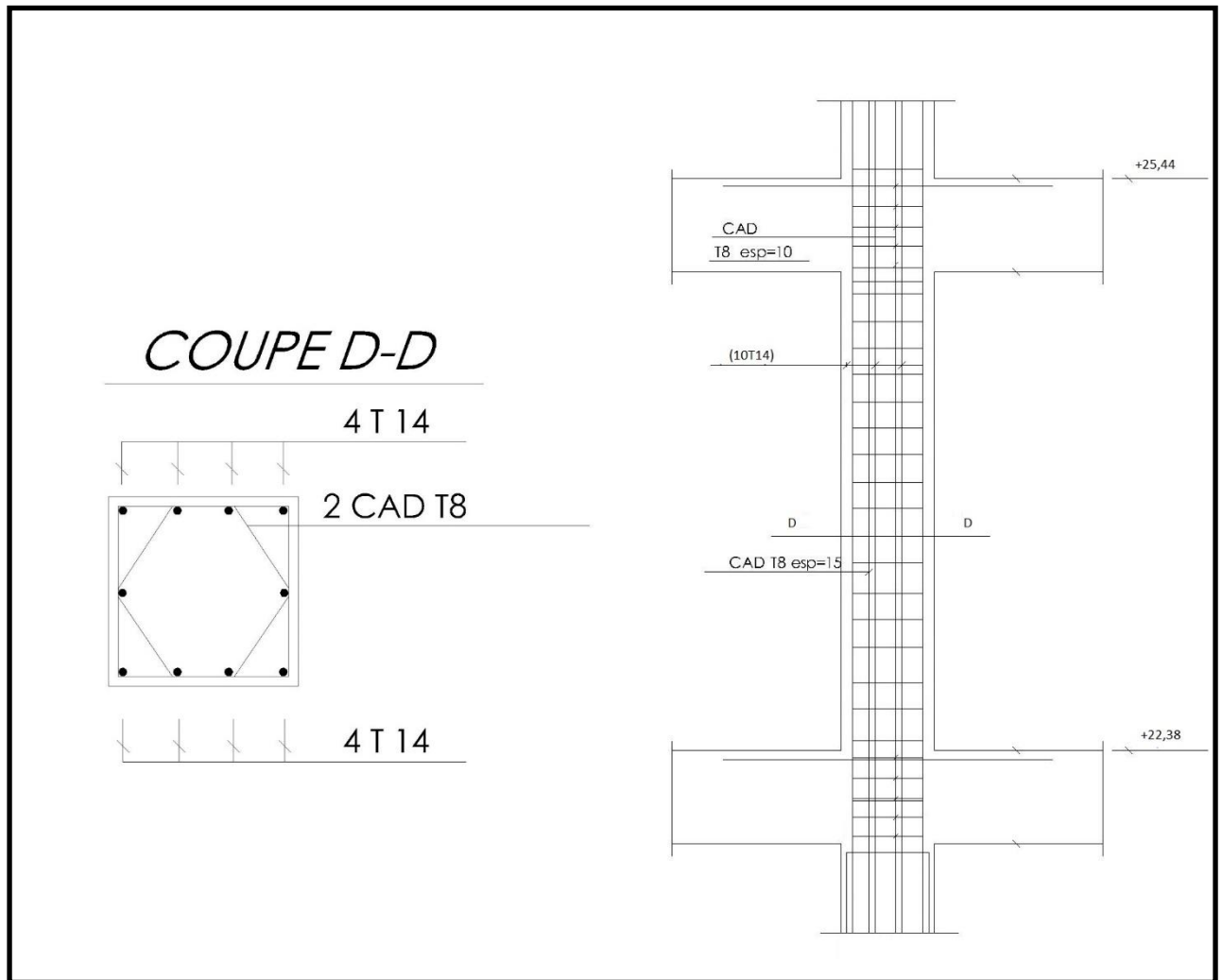


Figure VI.7. Ferrailage des poteaux(35x35)

VII.1.Voile périphérique :**VII.1.1 Dimensionnement :**

D'après le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur ≥ 15 cm.

*-Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens.

Un recouvrement de 40 pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

*La hauteur de voile périphérique $h = 3,80$ m.

*La longueur du panneau max $l = 3.65$ m.

VII.1.2 Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre coté.

A-1/ELU :

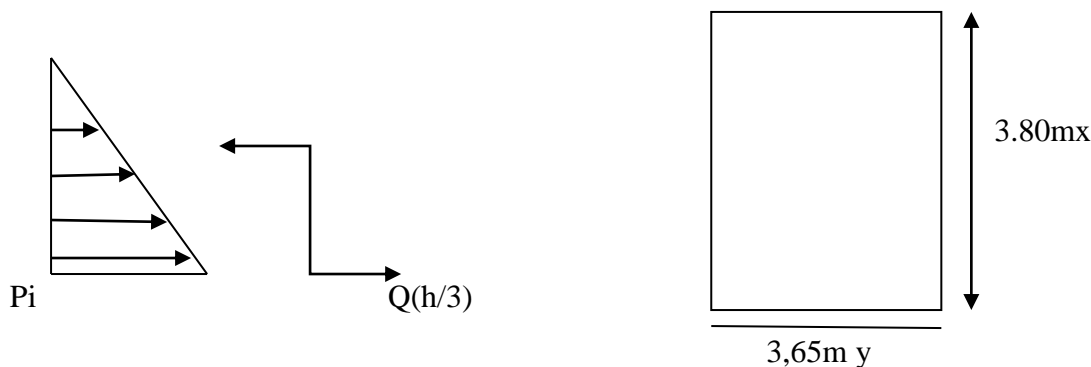
1/charges triangulaires (poussée des terres) :

A / Sous G :

K_0 : coefficient des poussée = $\text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$. et $h = 3.80$ m

γ_d = poid surfacique du remblai = 17KN/m².

Θ = Angle de frottement de remblai = 30°



FigureVII.1.charges triangulaires (poussée des terres)

✓ **Effet du remblai :**

$$k = \text{tg}^2 (45 - 15) = 0,333$$

$$q_1 = \gamma_d \cdot h \cdot k = 17 \times 3,80 \times 0,33 \quad \Longrightarrow \quad q_1 = 21,3 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments :**

$P = l_x/l_y = 3,80/3,65 = 1,01 > 0,4$ dalle portant dans deux sens

A ELU

$$M_{tx} = 0,0184 (q_1)(l_x)^2 = 0,0184 \times 21,30 \times (3,80)^2 = 5,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,0228 (q_1)(l_y)^2 = 0,0228 \times 21,30 \times (3,65)^2 = 6,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,0291 (q_1)(l_x)^2 = -0,0291 \times 21,30 \times (3,80)^2 = -8,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,0313 (q_1)(l_y)^2 = -0,0313 \times 21,30 \times (3,65)^2 = -8,88 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_{tx} = 0,0206 (q_1)(l_x)^2 = 0,0206 \times 21,30 \times (3,80)^2 = 6,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,0255 (q_1)(l_y)^2 = 0,0255 \times 21,30 \times (3,65)^2 = 7,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,0291 (q_1)(l_x)^2 = -0,0291 \times 21,30 \times (3,80)^2 = -8,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,0313 (q_1)(l_y)^2 = -0,0313 \times 21,30 \times (3,65)^2 = -8,88 \text{ KN.m}$$

2/Sous charge uniforme (revêtement) :

Revêtement de la route : $g = 5,00 \text{ KN/m}^2$

$$q_2 = G \cdot K = 5 \times 0,333 = 1,67 \text{ KN/ml}$$

A/ELU

$$P = b/a = 3,65/3,80 = 0,96 \quad \mu_x = 0,041 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,887$$

Sens-Y :

$$M_{oy} = \mu_y \cdot 1,35 q_2 \cdot (l_y)^2 = 0,887 \cdot 1,35 \cdot 1,67 \cdot (3,65)^2 = 26,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 0,75 \cdot 26,64 = 19,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \cdot M_{oy} = -0,5 \cdot 26,64 = -13,32 \text{ KN.m}$$

Sens x

$$M_{ox} = \mu_x \cdot M_{oy} = 0,041 \cdot 26,64 = 1,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 0,75 \cdot 1,09 = 0,8181 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 \cdot M_{ox} = -0,5 \cdot 1,09 = -0,545 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$\mu_x = 0,0537 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,8358 \quad \text{et} \quad v = 0,2$$

Sens Y:

$$M_{oy} = \mu_y \cdot q_2 \cdot (l_y)^2 = 0,8358 \cdot 1,67 \cdot (3,65)^2 = 18,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 0,75 \cdot 18,59 = 13,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \cdot M_{oy} = -0,5 \cdot 18,59 = -9,30 \text{ KN.m}$$

Sens x

$$M_{ox} = \mu_x \cdot M_{oy} = 0.0537 \cdot 18,59 = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_{ox} = 0.75 \cdot 1,01 = 0,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.5 \cdot M_{ox} = -0.5 \cdot 1,01 = -0,55 \text{ KN.m}$$

A/ELU:

$$1\text{-armatures verticale: } MG = M_t + M_{tr} = 6,46 + 19,98 = 26,44 \text{ KN.m}$$

$$2\text{-Armatures horizontales : } MG = M_a + M_{ar} = 8,88 + 13,32 = 22,20 \text{ KN.m}$$

B.ELS:

$$1\text{-armatures verticale: } MG = M_t + M_{tr} = 7,24 + 13,94 = 21,18 \text{ KN.m}$$

$$2\text{-Armatures horizontales: } MG = M_a + M_{ar} = 8,88 + 9,30 = 18,18 \text{ KN.m}$$

B-SOUS Q :

Surcharge de circulation des vehicules $Q = 15 \text{ KN/m}^2$

$$q = K \cdot Q = 0,333 \cdot 15 = 4,95 \text{ KN/ml}$$

A/ELU

Valeur max :

$$\text{En travée } M_{Qt} = M_t / 1.35q^2 + 1.5q = 19,98 / (1.35 \cdot 1,67 + 1.5 \cdot 4,95) = 1,98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui } M_{Qa} = M_a / 1.35 \cdot q^2 + 1.5 \cdot q = 13,32 / (1.35 \cdot 1,67 + 1.5 \cdot 4,95) = 1,38 \text{ KN.m}$$

A /ELS

Valeur max :

$$\text{En travée } M_{Qtser} = M_t / q^2 + q = 13,94 / (1,67 + 4,95) = 2,10 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui } M_{Qa} = M_a / q^2 + q = 9,30 / (1,67 + 4,95) = 1,40 \text{ KN.m}$$

***Combinaison**

$$\text{ELU: } M_{tu} = 26,44 + 1,98 = 28,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 22,20 + 1,38 = 23,58 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{tu} = 21,18 + 2,10 = 23,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 18,18 + 1,40 = 19,58 \text{ KN.m}$$

C/Ferrailage:*C-1/ELU:****En travée:**

$$e = 20\text{cm} \quad d = 17.5\text{cm} ; \quad b = 100\text{cm}$$

Les armatures sont disposées en deux nappes.

$$M_{tu} = 28,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 28,42 \times 10^2 / 100 \times 17,5^2 \times 14,20 \times 10^{-1} = 0,065$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,084$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 16,91 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 7,15 \text{ cm}^2$$

μ	α	Z(cm)	As (cm ²)
0,065	0,084	16,91	7,15

On adopte 6T14 = 9,23cm²

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * (f_t / f_e) = 0.23 * 100 * 17.5 / (2.1 * 400) = 2.11 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.11 \text{ cm}^2$ Vérifier

❖ **En appui :**

$e = 20 \text{ cm}$; $d = 17.5 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$M_{ua} = 23,58 \text{ KN.m}$

$$\mu = 23,58 \times 10^2 / 100 \times 17,5^2 \times 14,20 \times 10^{-1} = 0,054$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,069$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 17,01 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 7,15 \text{ cm}^2$$

μ	α	Z	As (cm ²)
0.054	0,069	17,01	5,89

On adopte 3T16 = 6,02cm²

***Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * (f_t / f_e) = 0.23 * 100 * 17.5 / (2.1 * 400) = 2.11 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 6,02 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.11 \text{ cm}^2$ Vérifier

C-2/Vérification à l'ELS:

1-En travée :

$M_t \text{ max} = 23,28 \text{ KN.m}$

$$A_s = 9,23 \text{ cm}^2$$

***Position de l'axe neutre :**

L'axe neutre tombe dans la table :

$$bx^2/2 + 15.A_s.x - 15.A_s.d = 0$$

$$(100/2)x^2 + 15 \cdot 9,23x - 15(9,23 \cdot 17,5) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 138,45x - 2422,78 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 503724,403 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 709,74 \Rightarrow X = -138,45 + 709,74/100 \Rightarrow X = 5,71 \text{ cm}$$

***Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 100(5,71)^3/3 + 15 \cdot 9,23 (17,5 - 5,71)^2$$

$$I = 25450,76 \text{ cm}^4$$

Calcul et vérification des contraintes:**Condition dans le béton :**

$$\sigma_b = M_{ts} \cdot (d-x)/I = 23,28 \cdot 10^2 \cdot (17,5 - 5,71)/25450,76 \Rightarrow \sigma_b = 1,078 \text{ KN/cm}^2$$

$$0,6f_{cj} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 10,78 \text{ MPa} < 0,6f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_b < 0,6f_{cj}$Condition vérifiée.

***Condition dans les aciers :**

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 M_{ts} \cdot (d-x)/I = 15 \cdot 23,28 \cdot 10^2 \cdot (17,5 - 5,71)/25450,76$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 16,18 \text{ KN/cm}^2 = 161,80 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_s = 161,80 \text{ MPa} < \sigma_s = 202 \text{ MPa}$condition vérifiée.

***En appuis :**

$$M_{a \text{ max ser}} = 19,58 \text{ MPa}$$

$$A_s = 6,02 \text{ cm}^2$$

***Position de l'axe neutre :**

L'axe neutre tombe dans la table :

$$bx^2/2 + 15 \cdot A_s \cdot x - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$(100/2)x^2 + 15 \cdot 6,02x - 15(6,02 \cdot 17,5) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 90,30x - 1580,25 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 324204,09 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 569,39 \Rightarrow X = -90,30 + 569,39/100 \Rightarrow X = 5,19 \text{ cm}$$

***Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 100(5,19)^3/3 + 15 \cdot 6,02 (17,5 - 5,19)^2$$

$$I = 18343,67 \text{ cm}^4$$

Calcul et vérification des contraintes:**Condition dans le béton :**

$$\sigma_b = M_{as} \cdot (d-x)/I = 19,58 \cdot 10^2 \cdot (17,5 - 5,19)/18343,67 \Rightarrow \sigma_b = 1,31 \text{ KN/cm}^2 = 13,10 \text{ MPa}$$

$$0,6f_{cj} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_b = 13,10 \text{ MPa} < 0,6f_{cj} = 15 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \sigma_b < 0.6f_{cj}$Condition vérifiée.

***Condition dans les aciers :**

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3f_e, 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15M_{as} \cdot (d-x)/I = 15 \cdot 19,58 \cdot 10^2 (17,5-5,19)/18343,67 = 19,71 \text{ KN/cm}^2 = 197,10 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_s = 197,10 \text{ MPa} < \sigma_s = 202 \text{ MPa}$condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche :**

- $h/l \geq 1/16$ $380/3,65 = 1,04 > 1/16 = 0.0625$ vérifiée.

- $h/l \geq M_{tser}/10 \cdot M_o$ $1,04 \geq 0.119$ vérifiée.

- $A/bd \leq 4.2/f_e$ $9,23*/100*17.5 = 0,0053 \leq 0.011$ vérifiée

Donc le calcul de la flèche ne pas nécessaire.

- 2 nappes (6T14)/ml dans le sens vertical
- 2 nappes (6T14)/ml dans le sens transversal

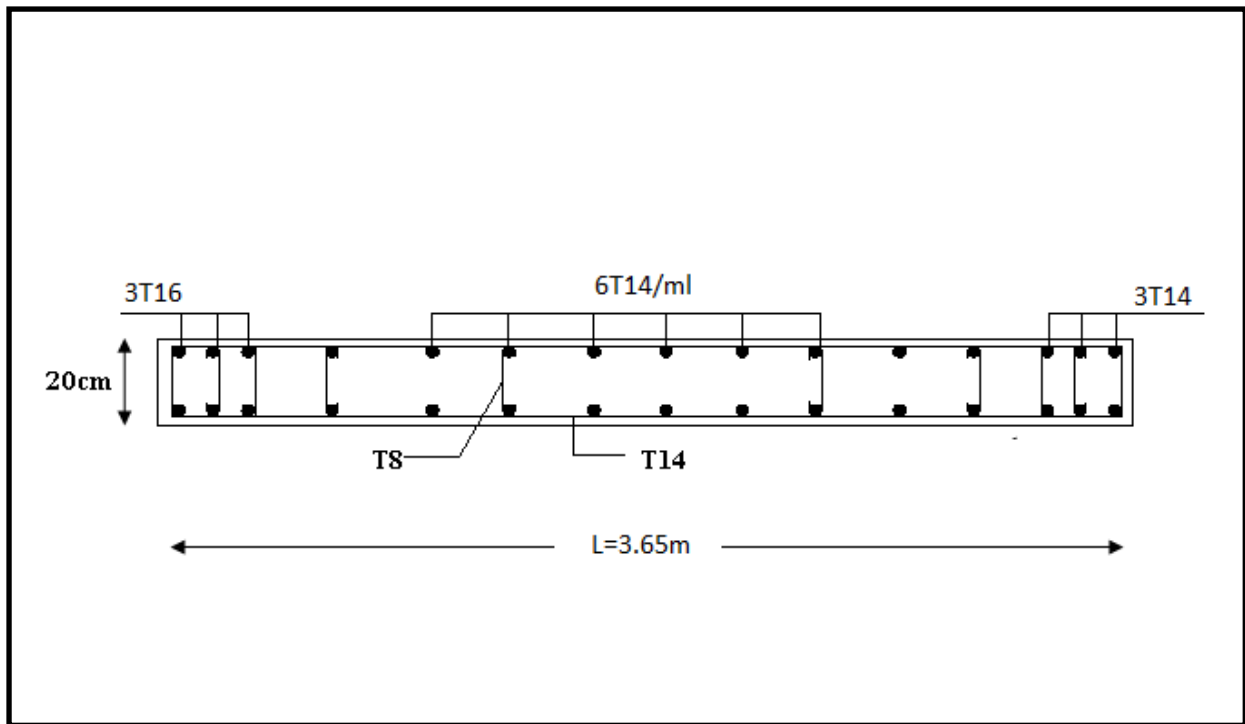


Figure VII.2. Ferrailage du voile périphérique dans les deux sens.

VII.2 ETUDE DES FONDATIONS

VII.2.1. INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Dont elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VII.2.2. LE ROLE ASSURÉE PAR LES FONDATIONS

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VII.2.3. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier nervurée).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VII.2.4. CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaite la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N: calculé par la combinaison ELS

N°	Poteaux	N(kN)	N°	Poteaux	N(kN)
1	50x50	384,80	20	50x50	700,08
2	50x50	551,25	21	50x50	879,05
3	50x50	456,62	22	50x50	429,42
4	50x50	208,64	23	50x50	1405,21
5	50x50	476,25	24	50x50	1568,96
6	50x50	552,79	25	50x50	1596,92
7	50x50	395,48	26	50x50	1403,95
8	50x50	329,97	27	50x50	435,01
9	50x50	1414,30	28	50x50	358,13
10	50x50	1430,01	29	50x50	806,20
11	50x50	418,25	30	50x50	925,03
12	50x50	663,36	31	50x50	1295,13
13	50x50	544,18	32	50x50	1534,96
14	50x50	593,55	33	50x50	1556,24
15	50x50	1457,45	34	50x50	937,29
16	50x50	1414,50	35	50x50	811,62
17	50x50	339,08	36	50x50	367,07
18	50x50	679,79	37	50x50	124,41
19	50x50	384,80	38	50x50	182,92

Tableau.VII.1. Effort normal appliqué sur les fondations

VII.2.5. SEMELLES ISOLÉES

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec

$$A = B = \sqrt{S}$$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=2,00bars$

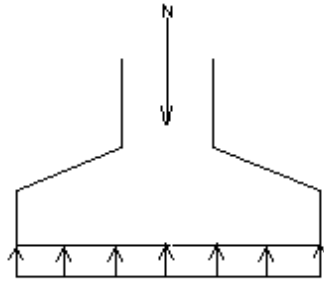


Figure VII.3.Semelle isolée sous poteau

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum

$$N_{\text{ser}}(SS) = 1596,92 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum

$$S = 1596,92 / 200 = 7,98 \text{ m}^2$$

$$A = B = (7,98)^{0,5} = 2,825 \text{ m.}$$

$$L_{\text{min}} = 3,1 \text{ m}$$

Il faut vérifier que $L_{\text{min}} > 1,5 \times B$

Tel que L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux:

On a $1,5 \times B = 4,238 \text{ m} > L_{\text{min}} = 3,10 \text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifié}$

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.2.6. SEMELLES FILANTES

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau VII.3.

<i>Files</i>	<i>N(kN)</i>	<i>S(m²)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>Bchoisie(m)</i>
A	7392,227	36,96	18,90	1,955	2,00
B	4171,135	10,24	3,30	3,280	3,30
C	9898,136	49,47	25,50	1,940	2,00
D	3346,124	16,73	5,30	3,150	3,20
E	1906,567	19,06	6,80	1,401	1,50
F	6938,064	34,69	11,90	2,915	3,00
G	6085,384	30,42	21,70	1,402	1,50
H	5321,11	26,60	15,30	1,738	1,80
I	1788,450	17,88	3,2	2,790	2,80
J	6310,668	18,05	15,30	1,179	1,20

Tableau.VII.2. Sections des semelles filantes

Conclusion

Il y a un chevauchement des semelles car l'entraxe entre deux semelles est inférieur à deux (02) fois la largeur de la semelle.

Il est donc recommandé d'opter un radier nervuré.

VII.2.7. RADIER NERVURER :**VII.2.7.1. PRÉDIMENSIONNEMENT DE RADIER****1.Dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 3.80 \rightarrow 15.2 < h_1 < 19$$

b. Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec

E : Module de Young ($E=32164,20\text{MPa}$),

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/m}^3 \leq K \leq 12\text{kg/m}^3$),

Pour notre cas $K=4\text{kg/m}^3$ (sol de densité moyenne),

$b=l$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre,

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

$$\text{On aura : } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 35,54\text{cm}$$

c. Condition de cisaillement

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 53165,8\text{kN}$$

$$L = 3.80 \text{ m} ; b = 1\text{m}$$

$$\Rightarrow h_3 \geq 16,88\text{cm}$$

Conclusion

$$H \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) = 35,54\text{cm}$$

On prend : $h=40cm$

1. Nervures

Condition de coffrage

$b \geq 45cm$ donc on prend $b=45cm$

La hauteur de nervure

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a

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

$$\Rightarrow 25.33cm < h_N < 38.00cm$$

On prend

$$h_N=50cm$$

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h=40cm$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 50cm \\ b = 45cm \end{cases}$

VII.2.7.2.Vérification du radier :

a) Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W > \delta \gamma h Sr$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier : $W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}}$

$$W = 30098,10 \text{ KN}$$

δ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\delta = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1000/m^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h=3,29m$)

Sr : Surface du radier ($Sr = 516,12m^2$)

$$\delta \gamma h Sr = 1.5 * 1000 * 3,29 * 516,12 = 16980,34 \text{ KN}$$

Donc ; $\delta \gamma h Sr < W$ Vérifiée

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

b) Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles **BAEL91**, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité. Dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile de longueur (3,45 m)

On doit vérifier

$$N \leq 0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h$$

Avec :

μ_x : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : L'épaisseur du radier.

N : La charge de calcul obtenue par la combinaison (G+Q+E).

$$\mu_x = 2(L + b + 2 \cdot h_{\text{radier}})$$

L ; b : Dimensions de voile

$$\mu_x = 2(3,50 + 0,2 + 2 \cdot 0,45) = 9,20 \text{ m} = 920 \text{ cm}$$

$$0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h = 0,045 \times 920 \times 250 \times 45 = 465750 \text{ kg} = 4657,50 \text{ KN}$$

$$N = 305348 \text{ kg} \text{ donc : } N < 465750 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.7.3. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER**Position du centre de gravité**

$$x_G = 13,5 \text{ m}$$

$$y_G = 7,05 \text{ m}$$

Moments d'inertie

$$I_{xx} = 23127,52 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 6307,24 \text{ m}^4$$

d) Vérification des contraintes du sol :

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

G+Q+E: pour les contraintes maximales de compression.

0,8G±E : pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$$

e) Vérification au non soulèvement des fondations (0,8G+E) :**Sens x-x:**

$$X_g = 13.5\text{m}$$

$$I_x = 23127.52\text{m}^4$$

$$M = N \times e_x = 1674.31 \times 1.35 = 2260.31\text{KNm}$$

$$N = 1674.31 \text{ t}$$

$$S_r = 420.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = N_s/S + MV/I = (1674,31/420,70) + (2260,31/23127,52) * 13,5 \\ = 52,90 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = N_s/S - MV/I = (1674,31/420,70) - (2260,31/23127,52) * 13,5 \\ = 26,60 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y:

$$Y_g = 7.05\text{m}$$

$$I_y = 6307.24\text{m}^4$$

$$M = N \times e_y = 1674.31 \times 0.74 = 1238.98\text{KN.m}$$

$$N = 1674.31 \text{ t}$$

$$S_r = 420.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = N_s/S + MV/I = (1674,31/420,70) + (1238,98/6307,24) * 7,05 \\ = 52,90 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = N_s/S - MV/I = (1674,31/420,70) - (1238,98/6307,24) * 7,05 \\ = 26,60 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2$$

f) Vérification de la compression (G+Q+E):**Sens x-x:**

$$X_g = 13.5\text{m}$$

$$I_x = 23127.57\text{m}^4$$

$$M = N \times e_x = 2444.92 \times 1.35 = 3300.64\text{KN.m}$$

$$N = 2444.92 \text{ KN}$$

$$S_r = 420.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = N_s/S + MV/I = (2444,92/420,70) + (3300,64/23127,57) * 13,5 \\ = 77,3\text{KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = N_s/S - MV/I = (2444,92/420,70) - (3300,64/23127,57) * 13,5 \\ = 38,8 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y:

$$Y_g = 7.05\text{m}$$

$$I_y = 6307.2 \text{ m}^4$$

$$M = N \times e_x = 2444.92 \times 0.74 = 1809.24 \text{ KNm}$$

$$N = 2444.92 \text{ t}$$

$$S_r = 420.7 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= N_s/S + M_v/I = (2444.92/420.92) + (1809.24/6307.2) \times 7.05 \\ &= 7.83 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= N_s/S - M_v/I = (2444.92/420.7) - (1809.24/6307.2) \times 7.05 \\ &= 3.78 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

VI.2.7.4. LE FERRAILLAGE DE RADIER :

Un radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol

Calcul de la réaction du sol :

à l'ELU :

Selon les résultats de ROBOT on a :

$$N_u = 4365.19 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = N_u \times e_x = 4365.19 \times 1.35 = 5893.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = N_u \times e_y = 4365.19 \times 0.75 = 3273.88 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

$$\sigma = N/S_r + M/I \times X_g$$

$$\sigma_1 = 119,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 50,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 102,35 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y :

$$\sigma = \frac{N}{S_r} + \frac{M}{I} \times X_y$$

$$\sigma_1 = 119,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 50,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 101,80 \text{ KN/m}^2$$

Le ferrailage étant pour la dalle la plus sollicitée de dimensions (3,4 × 3,8) m².

$$L_y = 3.8 \text{ m}$$

$$L_x = 3.4 \text{ m}$$

$$\tilde{\alpha} = l_x/l_y = \frac{3.4}{3.8} = 0.89 > 0.4$$

On n'admet que le panneau porte dans les deux sens L_x , L_y . Le ferrailage s'effectuera

pour une bande de largeur unité de 1m.

➤ **Le Ferrailage dans les deux sens : (fissuration préjudiciable)**

on prend le panneau le plus sollicité

$$q_u = \sigma_{moy} + 1.35 \text{Grad} = 10.18 + 1.35 (0.4 * 2.5) = 115,3 \text{ KN/ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{smin} = 4,22 \text{ cm}^2$$

1. Sens x-x :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot Lx^2 = 0.0892 \cdot 115,3 \cdot 3.4^2 = 113,6 \text{ Tm}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.5 \cdot M_{ox} = 56,80 \text{ Tm}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.8 \cdot M_{ox} = 90,9 \text{ Tm}$$

➤ **a). Ferrailage en travée :**

$$b = 1 \text{ ml} \quad h = 0.40 \text{ m} \quad d = 35 \text{ cm} \quad F_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 9.09 \cdot 10^5 / (100)(35)^2(142) = 0,052 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,066$$

$$\beta = 0,973$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 90,9 \cdot 10^4 / 0,973 \cdot 35 \cdot 3480 = 7.67 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA14 (9.24cm²) par ml avec un espacement de 13 cm

➤ **b). Ferrailage sur l'appui :**

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 5.68 \cdot 10^5 / (100)(35)^2(142) = 0,032 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,040$$

$$\beta = 0,983$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 5.68 \cdot 10^5 / 0,983 \cdot 35 \cdot 3480 = 4.74 \text{ cm}^2$$

Soit 6T12 (6.79 cm²) par ml avec un espacement de 13 cm

1. Sens y-y :

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.250 \cdot 11.36 = 2.84 \text{ Tm}$$

Moment sur appuis : $M_a = 0.5 * M_{oy} = 1.42 \text{ Tm}$

Moment en travée : $M_t = 0.8 * M_{oy} = 2.27 \text{ Tm}$

➤ **a). Ferrailage en travée :**

$b = 1 \text{ ml}$ $h = 0.40 \text{ m}$ $d = 35 \text{ cm}$ $F_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$ $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 2.27 * 10^5 / (100)(35)^2(142) = 0,013 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,016$$

$$\beta = 0,993$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10. 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 22,7 * 10^4 / 0,993 * 35 * 3480 = 1.87 \text{ cm}^2$$

Soit 6T12 (6.79 cm²) par ml avec un espacement de 13 cm

➤ **b). Ferrailage sur l'appui :**

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 1.42 * 10^5 / (100)(35)^2(142) = 0,0081 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,010$$

$$\beta = 0,995$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10. 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 14,2 * 10^2 / 0,995 * 35 * 3480 = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 (6.79 cm²) par ml avec un espacement de 13 cm

✓ **Vérification a l'ELS :**

• **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right\} = 2020 \text{ kg / cm}^2 \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$q_s = q_{moy} + \text{Grad} = 9.67 + (0.4 * 2.5) = 106,7 \text{ KN/ml}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

sens	Zone	Ms (KN)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (kg/cm ²)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (kg/cm ²)	$\overline{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	observé
x-x	Travée	90,3	6,561	109,775	15	202	vérifié
	Appui	56,4	4,631	68,564	15	202	vérifié
y-y	Travée	37,0	3,064	56,579	15	202	vérifié
	appui	23,1	1,897	47,810	15	202	vérifié

Tableau VII.3. Les Résultats Vérification a l'ELS :

✓ **VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT**

Sens x-x :

$$\tau = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2 + \frac{q}{q'}} = \frac{11.02 \cdot 3.4}{2 + 0.54} = 147,5 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{14.75 \cdot 10^3}{100 \cdot 35} = 0,421 \text{ MPa}$$

$$\tau' = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau < \tau'$ Vérifier.

Sens y-y :

$$\tau = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u \cdot l_y}{2 + \frac{q}{q'}} = \frac{11.02 \cdot 3.8}{2 + 0.54} = 164,8 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{16.48 \cdot 10^3}{100 \cdot 35} = 0,468 \text{ MPa}$$

$$\tau' = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau < \tau'$ Vérifier

➤ **Le ferrailage de débord**

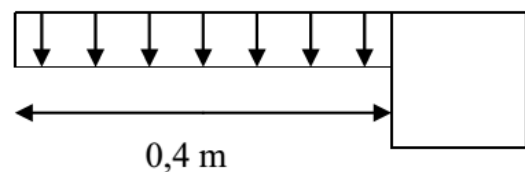
On le étudier comme une console encastree dans la nervure et libre dans l'autre coté qui chargée avec la contrainte de sol

à ELU : On a

$q_u = 110,2 \text{ KNm}$ pour (1ml)

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} \quad L = 0,4 \text{ m}$$



$$M_u = \frac{11.02 + 0.4^2}{2} = 8,8 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrillage :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 0.88 * 10^5 / (100)(35)^2(142) = 0,0050 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,0062$$

$$\beta = 0,997$$

$$\mu < 0.186 \quad \epsilon_s = 10. 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 0.88 * 10^5 / 0,997 * 35 * 3480 = 0.72 \text{ cm}^2$$

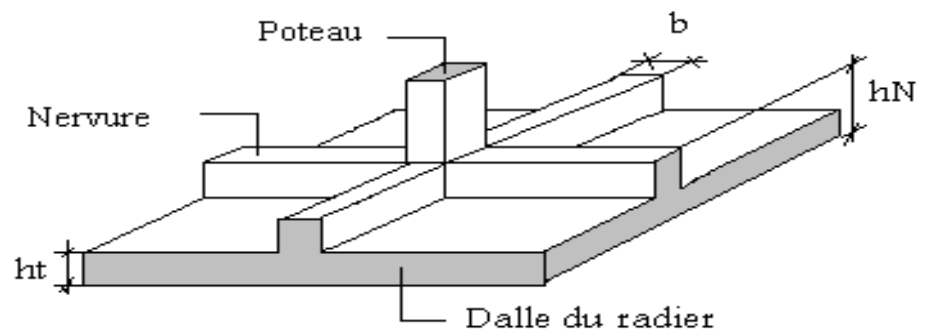
$$A_{smin} = 0,23.b.d.ft_{28}/f_e$$

$$A_{smin} = 4,22 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 (6.79 cm²) par ml avec un espacement de 13 cm

Ferrillage des nervures :

On choisit les nervures les plus sollicitées (sens transversal et sens longitudinal)



a) Nervure transversal :

$$L=3.4 \text{ cm} \quad b=40 \text{ cm} \quad h=120 \text{ cm} \quad c=5 \text{ cm}$$

On calcule la charge qui sollicite la nervure par la somme des deux efforts tranchant qui revient par les panneaux voisins de la nervure (par ROBOT)

$$q_u = 421,4 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 310,8 \text{ KN/ml}$$

les moments fléchissants sont :

à ELU :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q l^2 / 8 = 614,8 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8.M_0 = 499,8 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5.M_0 = 312,4 \text{ KN.m}$$

à ELS :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q l^2 / 8 = 449,1 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8.M_0 = 35.98 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5.M_0 = 22.45 \text{ KN.m}$$

✓ **Le ferrailage :**

le ferrailage sera en flexion simple

En travée :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 49.98 * 10^5 / (40)(115)^2(142) = 0,173 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,239$$

$$\beta = 0,904$$

$$\mu < 0,186 \quad \epsilon_s = 10. 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 49.98 * 10^5 / 0,904 * 115 * 3480 = 35.78 \text{ cm}^2$$

On adopte **8T25** A_s (39.27 cm^2)

En appui :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 31.41 * 10^5 / (40)(115)^2(142) = 0,134 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,180$$

$$\beta = 0,927$$

$$\mu < 0,186 \quad \epsilon_s = 10. 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 31.41 * 10^5 / 0,927 * 115 * 3480 = 27.28 \text{ cm}^2$$

On adopte A_s (33,58 cm^2) (a condition de RPA)

3T25 + 6T20

Vérification a l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right\} = 2020 \text{ kg / cm}^2 \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Zone	Ms (t.m)	σ_{bc} (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	observ
Travée	35.95	131.91	664.89	150	2020	vérifié
Appui	22.45	83.86	415.64	150	2020	vérifié

Tableau VII.4. Les Résultats de Vérification à ELS

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u \cdot l_y}{2} = \frac{42.14 \cdot 3.8}{2} = 1306,3 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{130.63 \cdot 10^3}{40 \cdot 115} = 2,135 \text{ MPa}$$

$$\tau' = \min(0,15 \cdot f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 2,5 \text{ Mpa} =$$

$$\tau < \tau' \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

b)Nervure longitudinal :

$$L=3.4 \text{ cm} \quad b=40 \text{ cm} \quad h=120 \text{ cm} \quad c=5 \text{ cm}$$

On calcule la charge qui sollicite la nervure par la somme des deux efforts tranchant qui revient par les panneaux voisins de la nervure

$$q_u = 523,4 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 387,1 \text{ KN/ml}$$

les moment fléchissant sont :

à ELU :

$$\text{moment isostatique : } M_0 = ql^2/8 = 75.63 \text{ Tm}$$

$$M_t = 0,8.M_0 = 605,0 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0,5.M_0 = 378,1 \text{ KNm}$$

à ELS :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = ql^2/8 = 546,3 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8.M_0 = 437,0 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5.M_0 = 273,1 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

le ferrailage sera en flexion simple

En travée :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 60.50 \cdot 10^5 / (40)(115)^2(142) = 0,080 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,064$$

$$\beta = 0,974$$

$$\mu < 0,186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 37.81 \cdot 10^5 / 0,974 \cdot 115 \cdot 3480 = 9.69 \text{ cm}^2$$

On adopte A_s (33,58 cm²) (a condition de RPA)

3T25 + 6T20

En appui :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{c28}$$

$$\mu = 37.81 \cdot 10^5 / (40)(115)^2(142) = 0,050 < 0,392 \quad A_s' = 0$$

D'après tableau:

$$\alpha = 0,180$$

$$\beta = 0,927$$

$$\mu < 0,186 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

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

$$A_s = M_u / \beta d \sigma_s = 101.24 \cdot 10^5 / 0,927 \cdot 115 \cdot 3480 = 27.28 \text{ cm}^2$$

On adopte A_s (33,58 cm²) (a condition de RPA)

3T25 + 6T20

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 40 \cdot 115 \cdot 2,1 / 400 = 5,55 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{B.A.E.L}$$

$$A_{\min} = 0,006 \cdot b \cdot x \cdot h = 0,006 \cdot 40 \cdot 120 = 28,8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{R.P.A}$$

Vérification a l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right\} = 2020 \text{ kg / cm}^2 \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Zone	Ms (Tm)	σ_{bc} (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	observé
Travée	43.70	49.08	243.28	150	2020	vérifié
Appui	27.31	30.67	152.03	150	2020	vérifié

Tableau VII.5. Les Résultats de Vérification à ELS

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{qu \cdot ly}{2} = \frac{52,34 \cdot 3,4}{2} = 889,7 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{88,97 \cdot 10^3}{40 \cdot 115} = 1,934 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau' = \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \quad \tau' = 2,5 \text{ Mpa} = 25$$

$$\tau < \tau' \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Calcul d'armature de peau : (BAEL .83)

$$H > 2(h - f_e/2) \rightarrow H > 1.6 \text{ m}$$

$$A_{\text{peau}} > 3(2b + 2H)$$

$$A_{\text{peau}} > 3(2 \cdot 0.5 + 2 \cdot 1.6) \rightarrow A_{\text{peau}} > 12 \text{ cm}$$

On adopte 4T8

Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre : On a

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi < \min (h/35 ; b/10 ; \phi) \\ \phi < \min (1200/35 ; 500/10 ; 20) = 20 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On prend : 1T8

Espacement exigé par le RPA :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (120/4, 12 \cdot 2,5) = 30 \text{ cm}$$

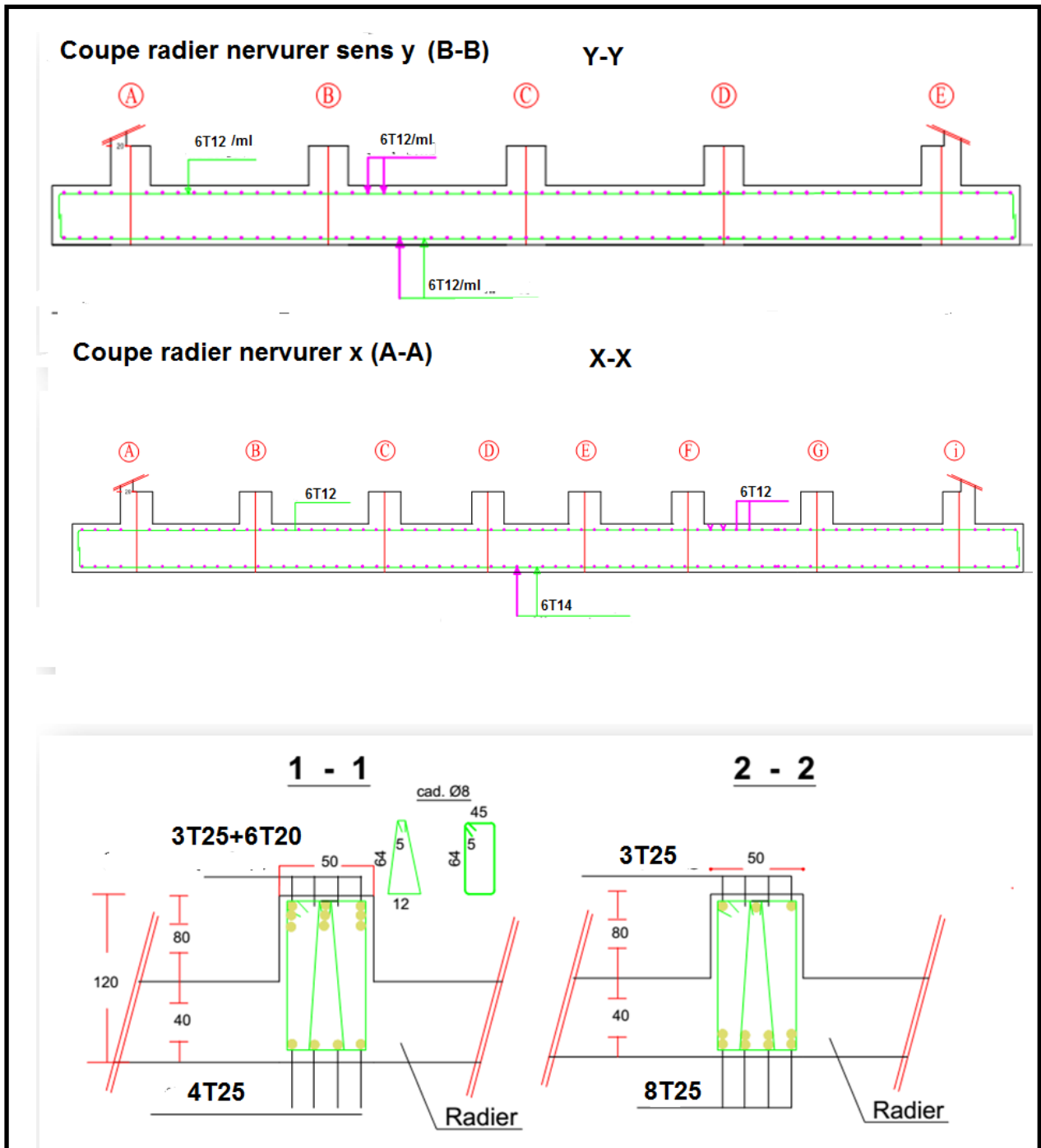
$$\text{En zone courante : } S_t \leq h / 2 = 120 / 2 = 60 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

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




St = 30 cm En zone courante

Schéma de ferrailage :





BIBLIOGRAPHIE



REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91







LIVRES

-  Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
-  Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre - Edition 2003 Auteur(s) : Henri Renaud

THESE

-  Etude d'un bâtiment en r+9+sous-sol contreventement mixte...UBMA
-  Etude d'un bâtiment en béton armé (RDC+ 9 étages + s/sol).....USDB

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2016**
-  Logiciel de ferrailage **EXPERT 2010**
-  EXCEL 2016
-  WORD 2016
-  AUTO CAD 2016
-  MATLAB 2014

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2016 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrillés par le minimum proposé par le RPA99 v 2003.
- L'excès de ferrailage nous a obligés d'augmenter la section du béton, sans revenir au pré dimensionnement.
- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

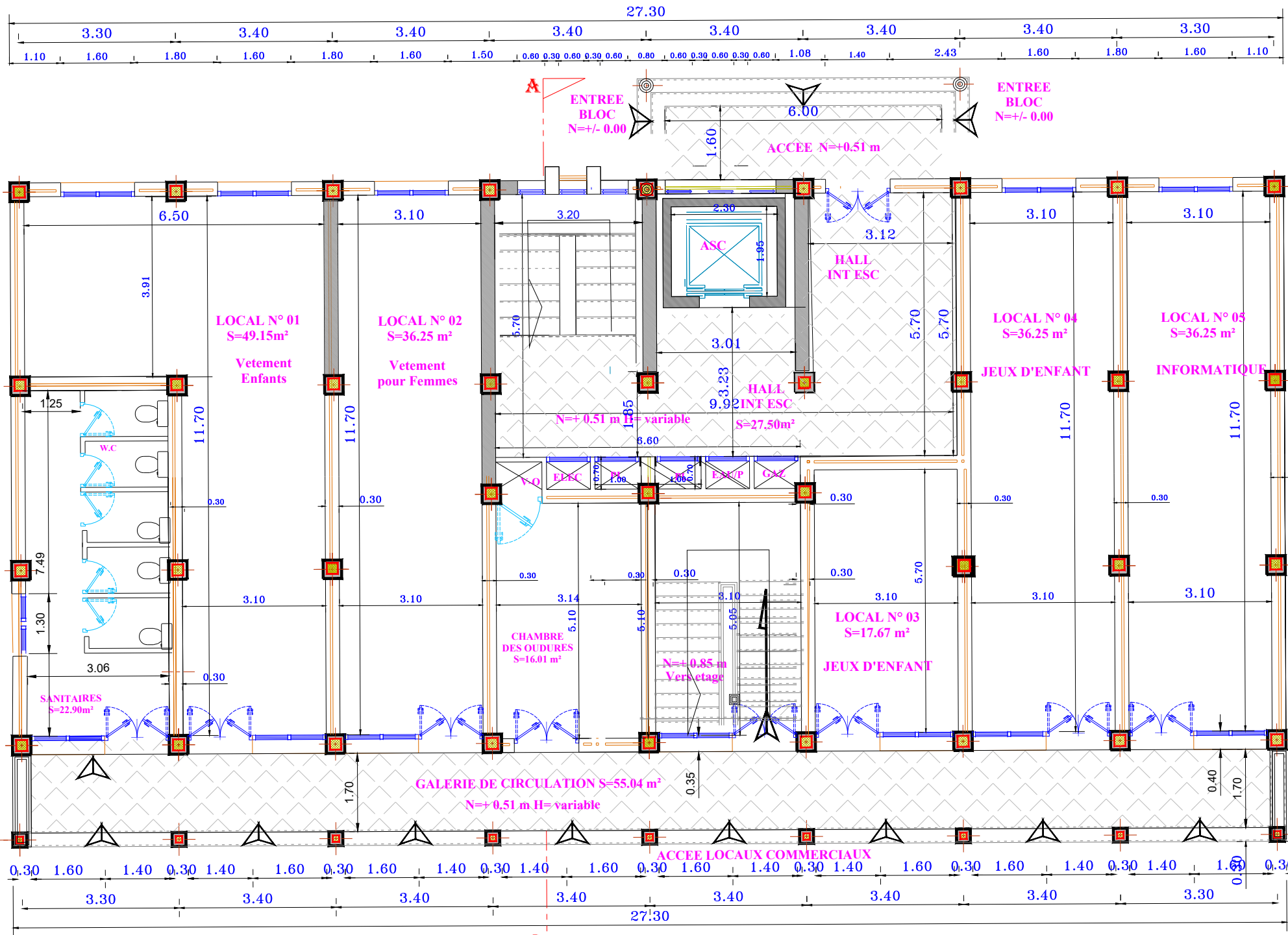
Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2016)

- Pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

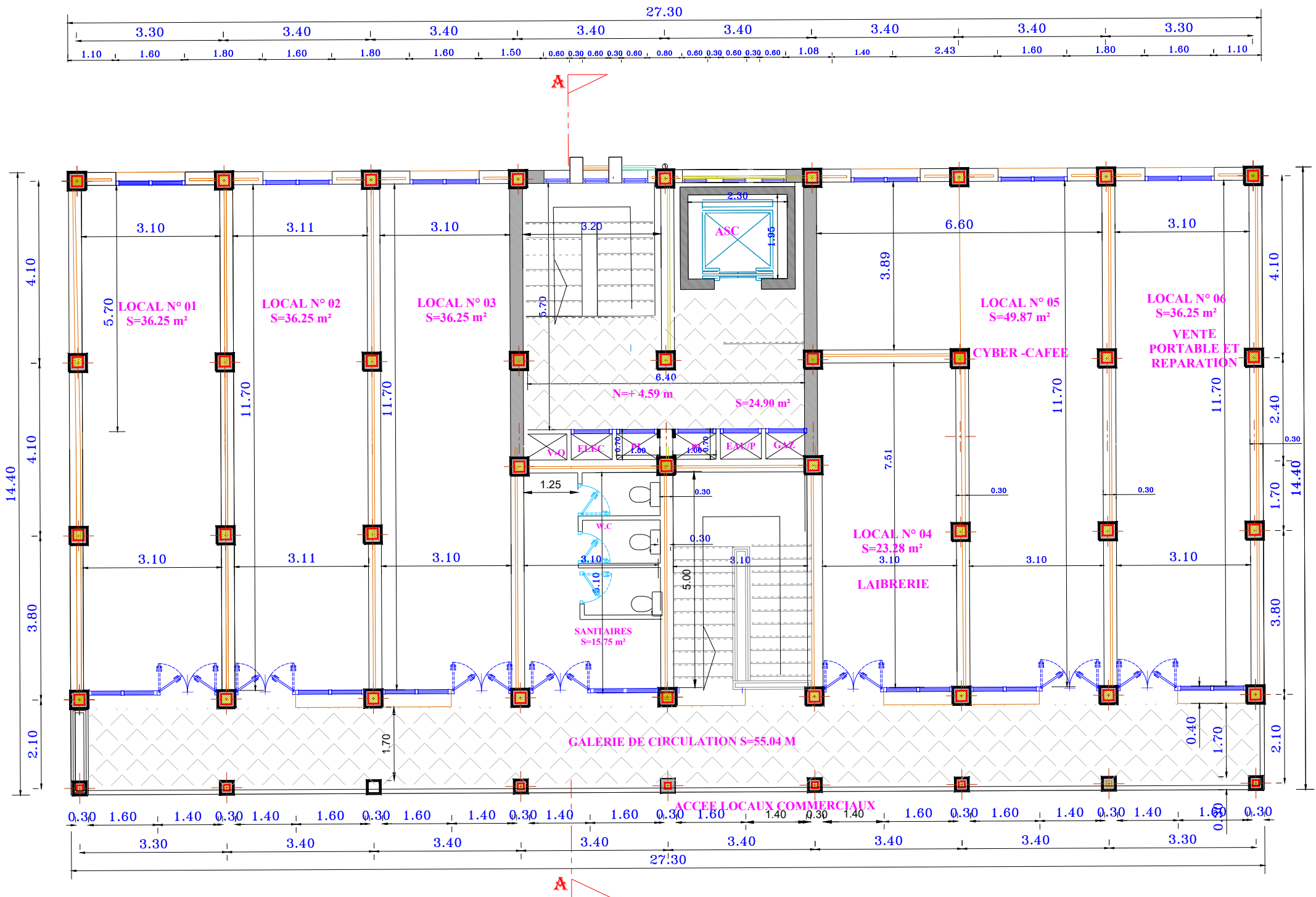
En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus a notre département et servira pour les promotions à venir.



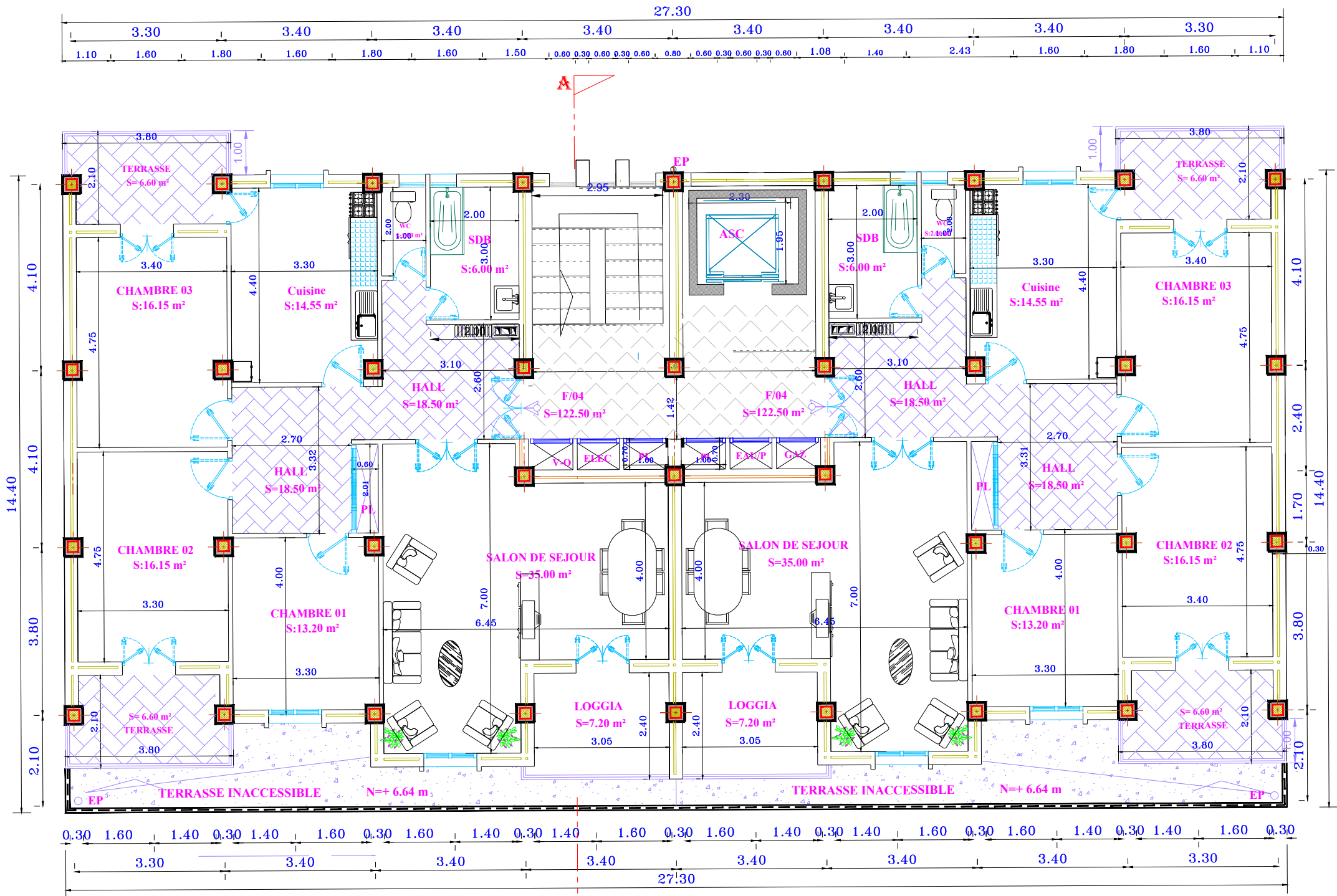
FACADE PRINCIPALE



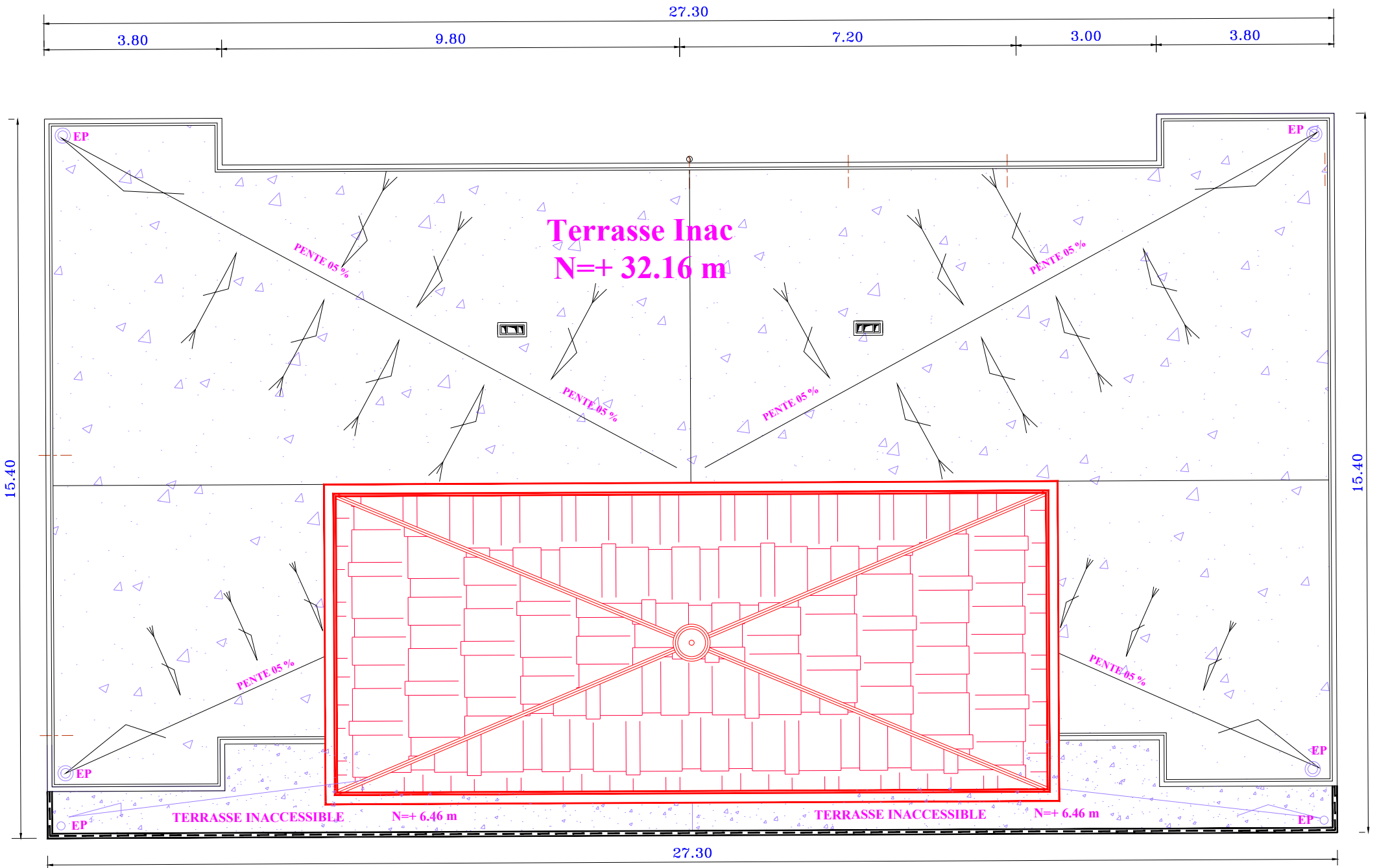
VUE EN PLAN RDC



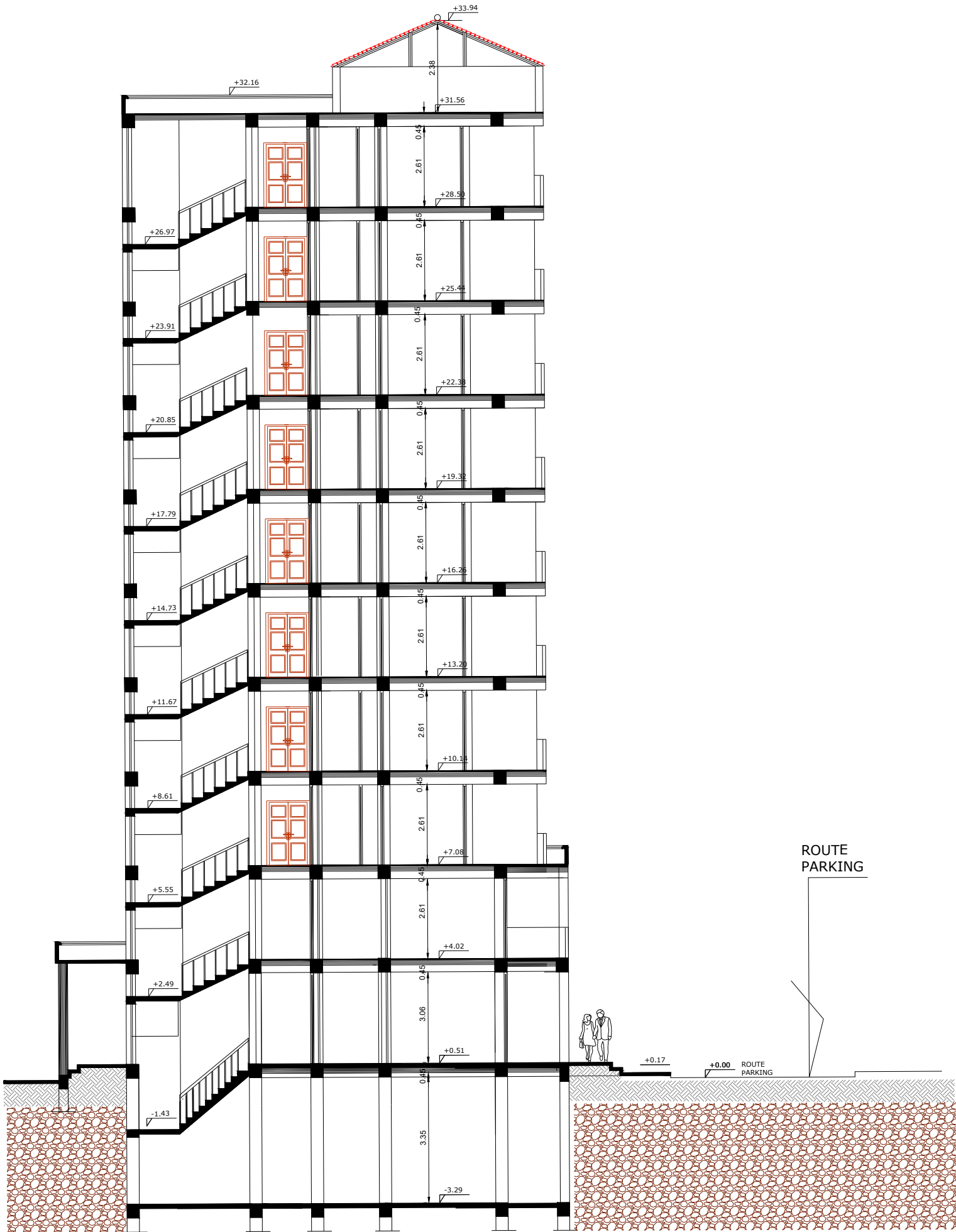
VUE EN PLAN 1ere ETAGE



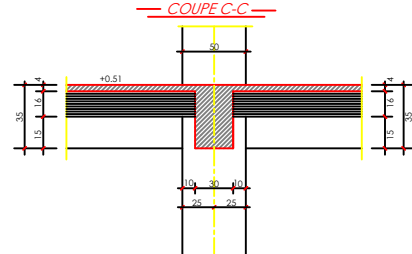
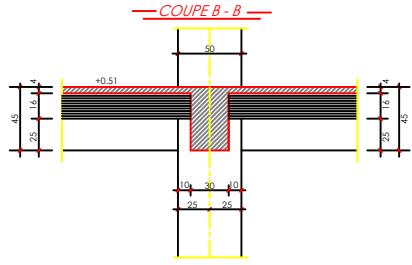
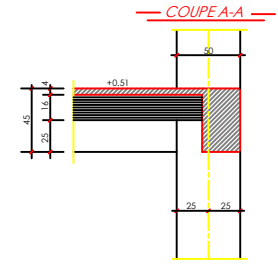
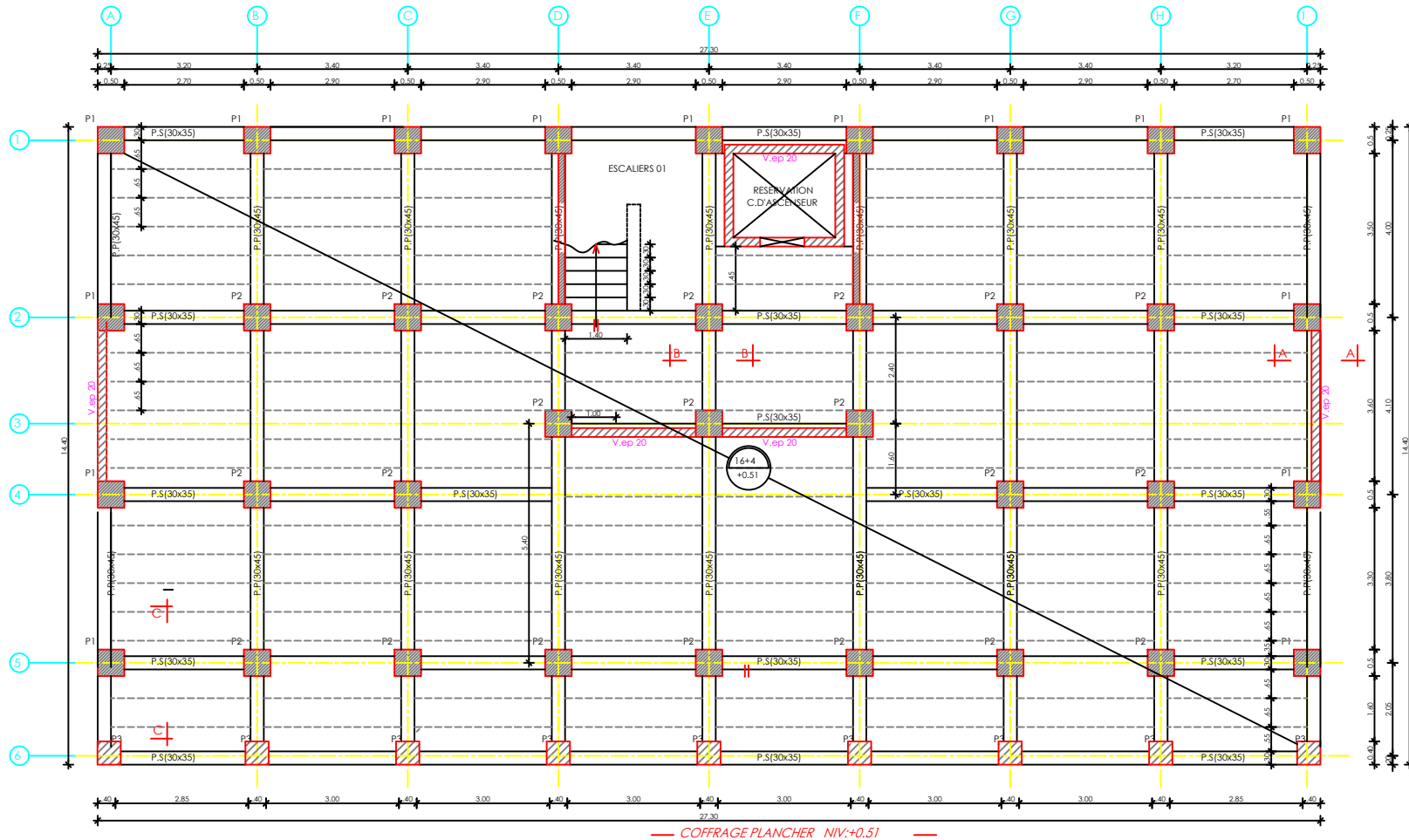
VUE EN PLAN ETAGE COURANT 2eme + 3eme 9eme ETAGE

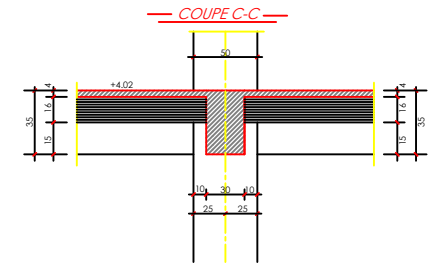
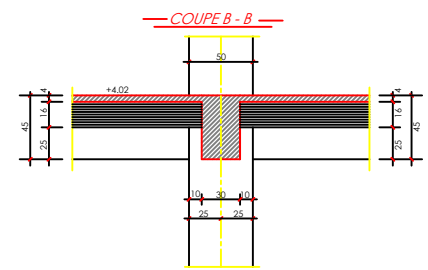
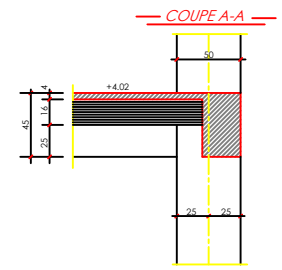
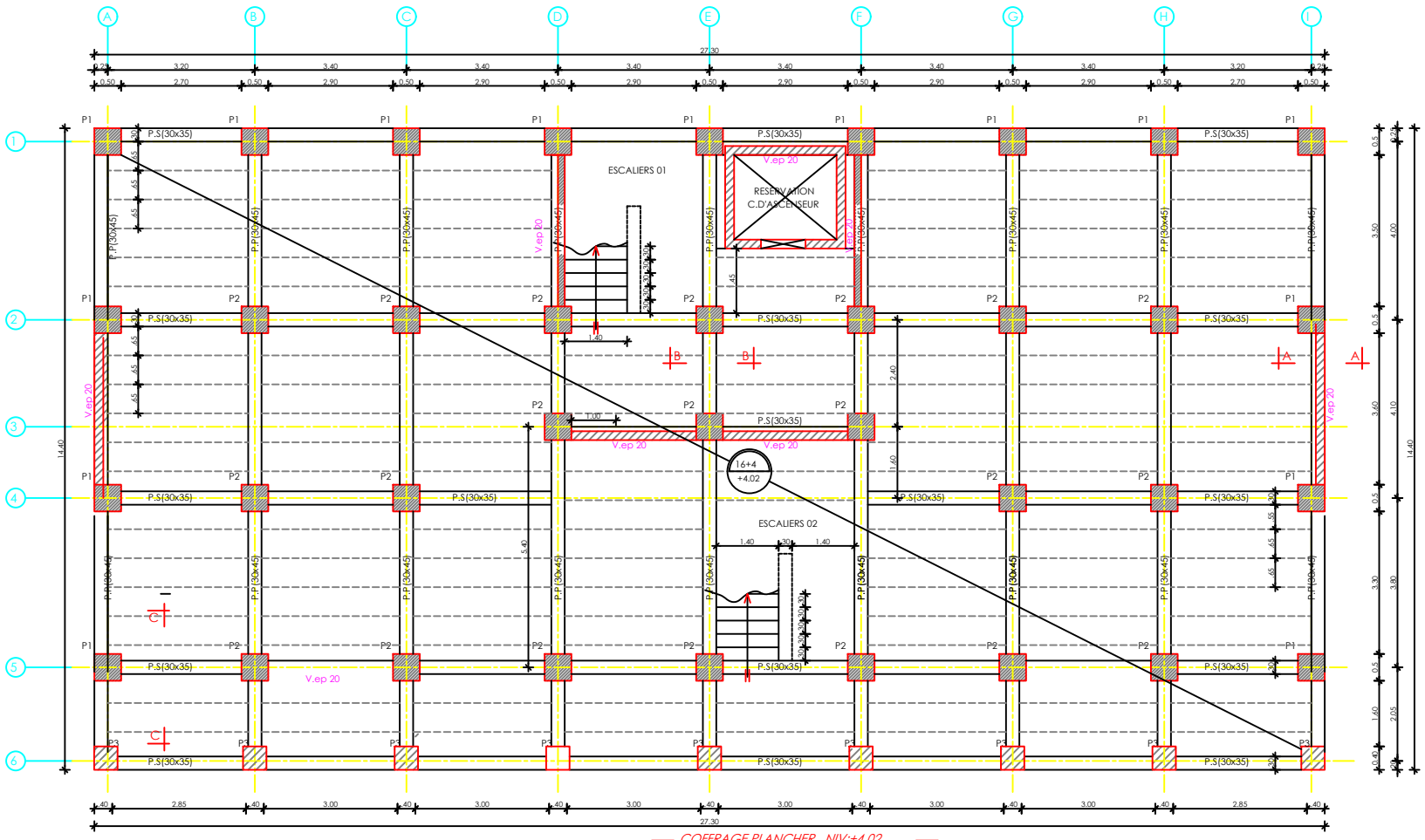


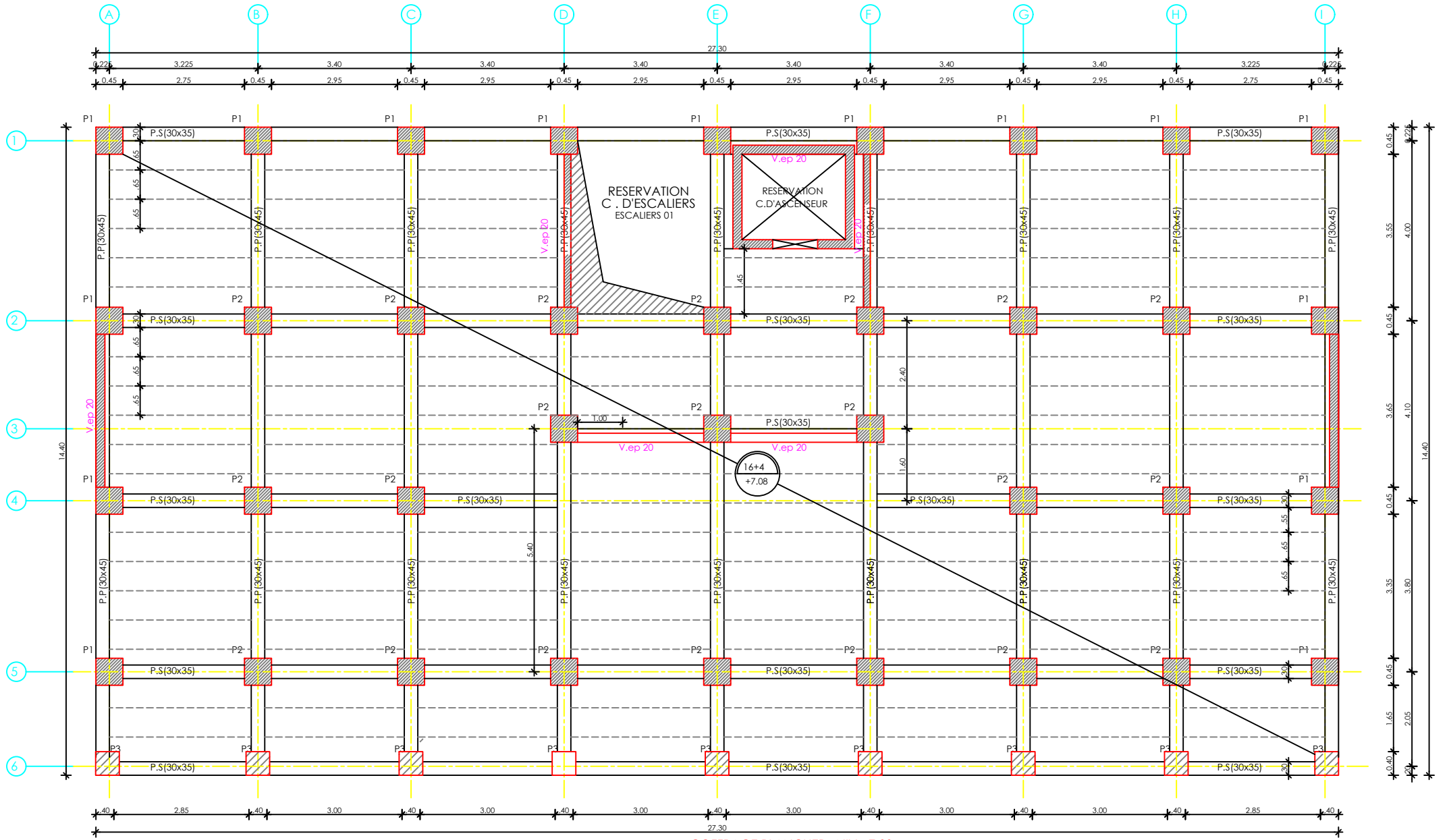
VUE EN PLAN TOITURE



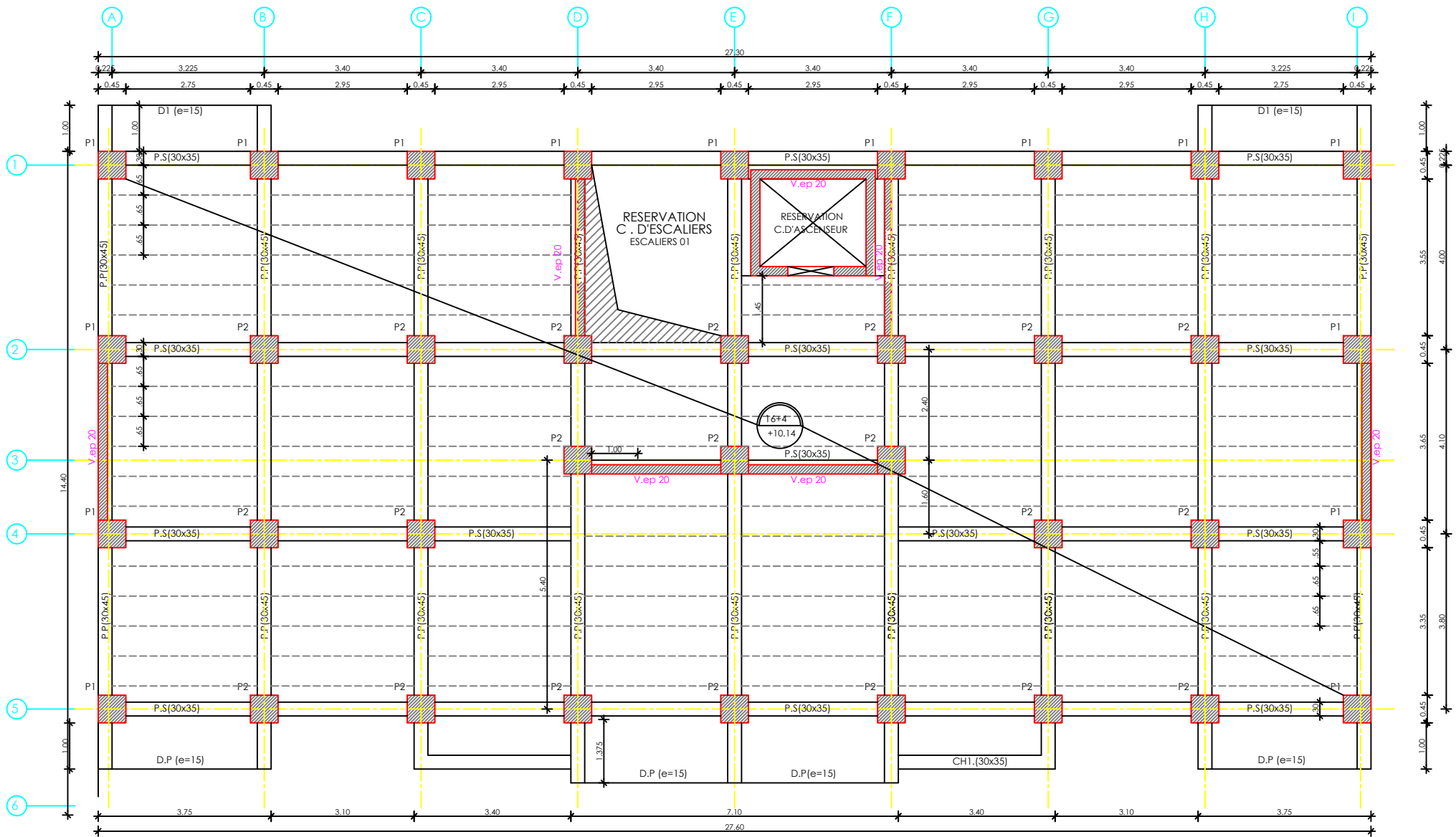
coupe A-A



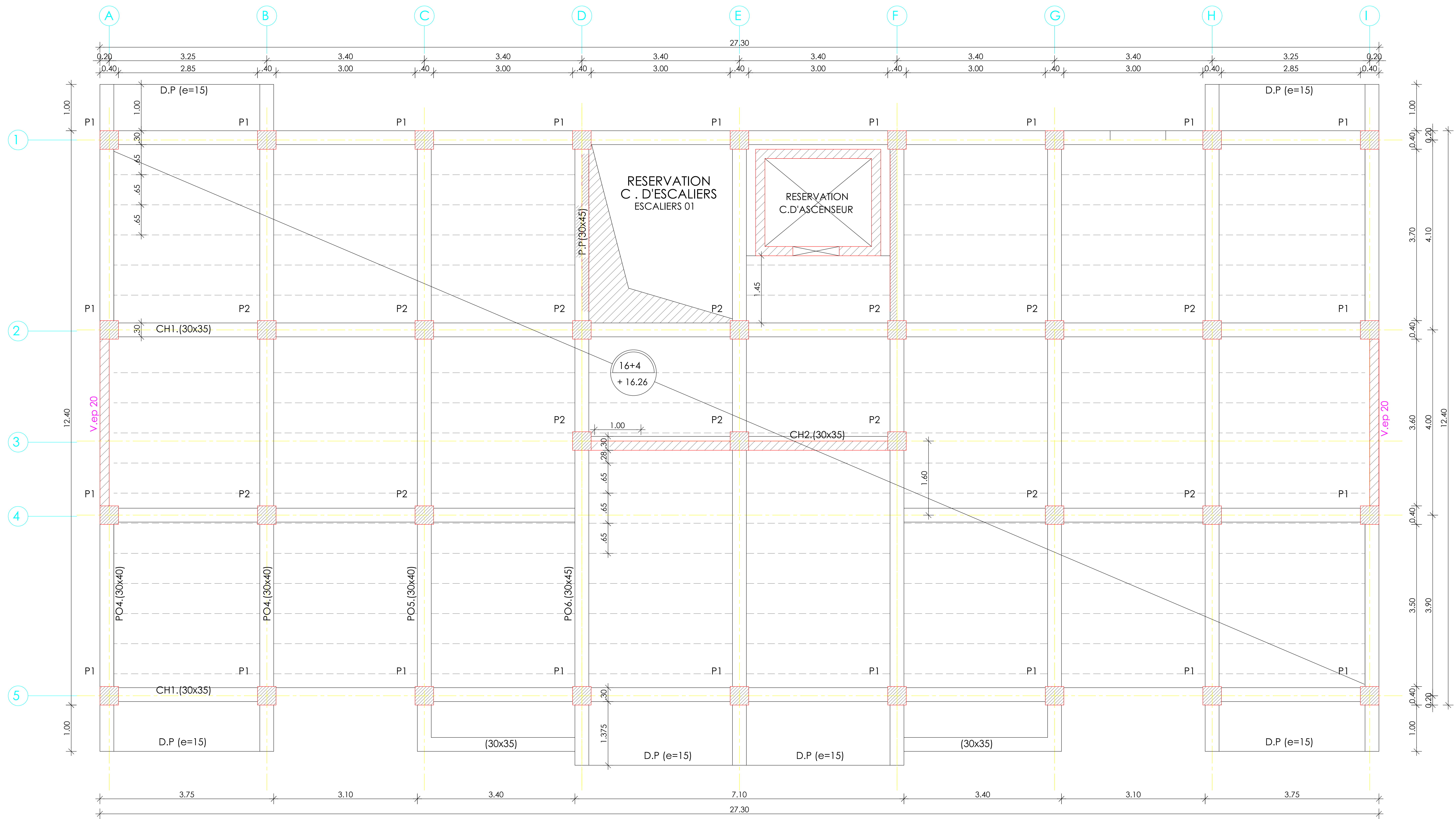




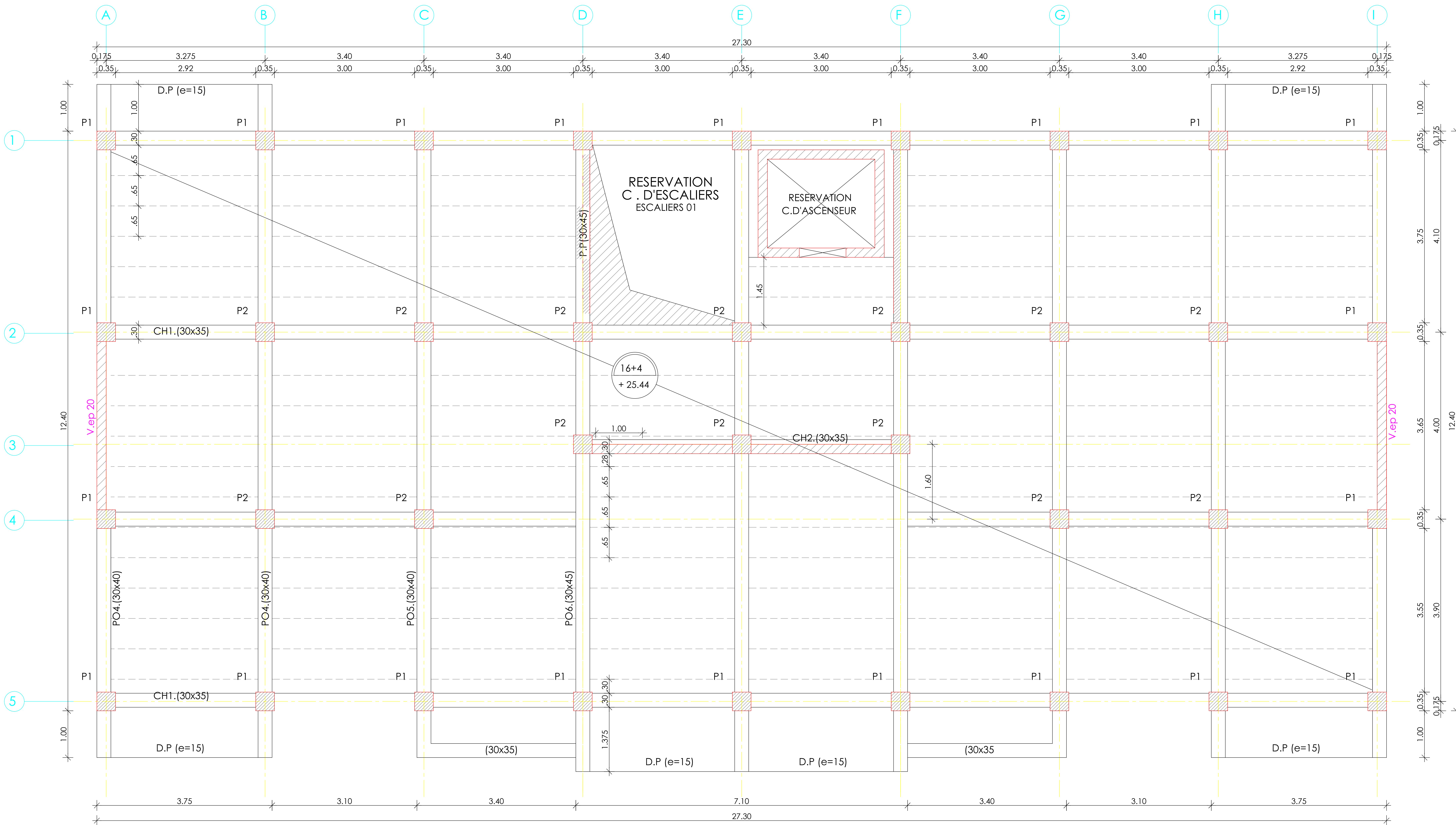
— COFFRAGE PLANCHER NIV: +7.08 —



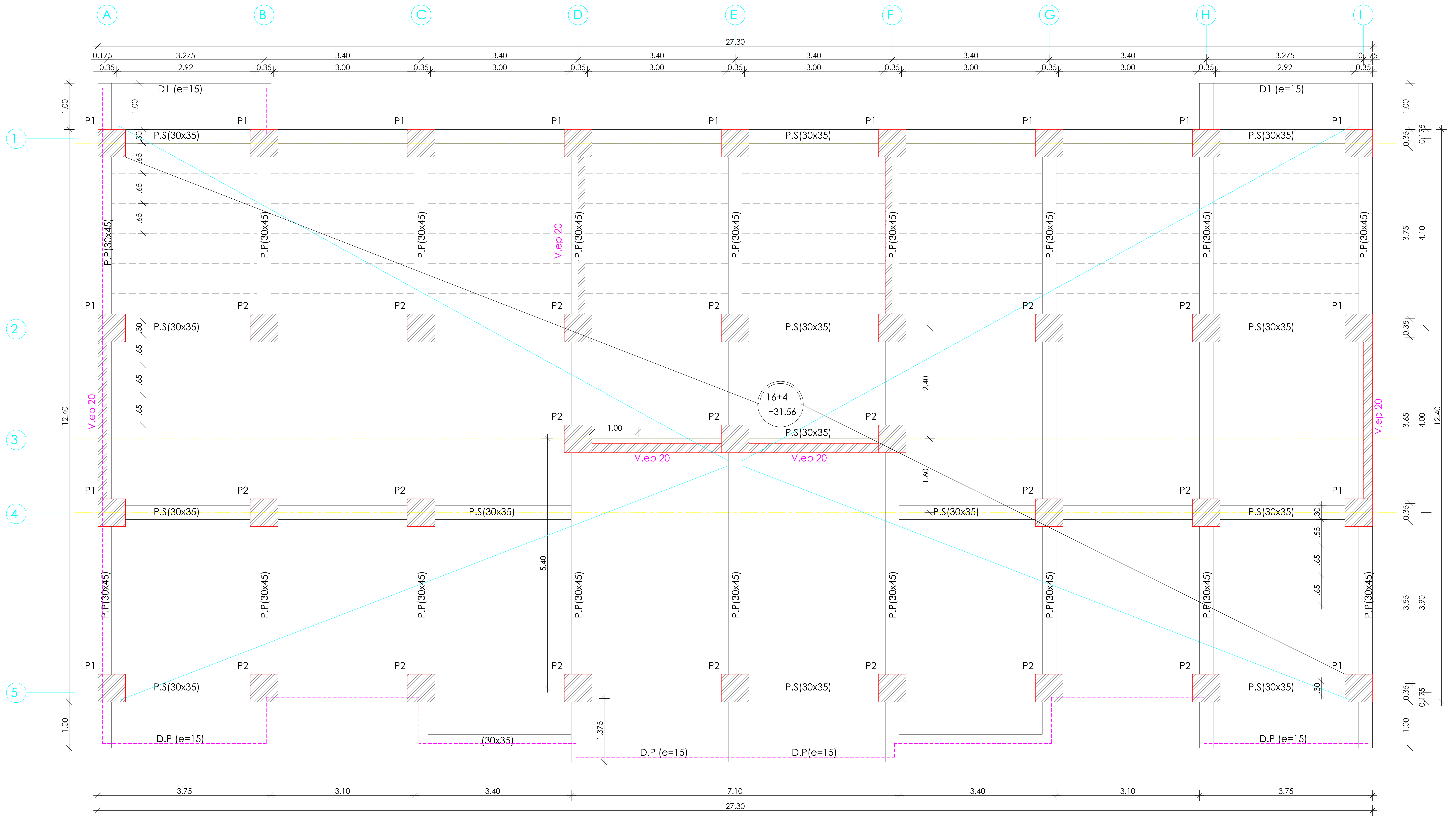
COFFRAGE PLANCHER NIV:+10.14,+13.20



— COFFRAGE PLANCHER NIV: +16.26, +19.32, + 22.38 —



— COFFRAGE PLANCHER NIV:+25.44,+28.5



COFFRAGE PLANCHER NIV:+31.56