

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



Mémoire d'obtention du **diplôme** de **master**

En : Génie civil.

Spécialité : Construction mixte.

Thème :

Étude comparative d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation avec deux conceptions différentes : en béton armé et en charpente métallique.

Présenté en juin 2018 par :

NEMRAOUI Amina.

KADDOUR Touria.

Devant le jury composé de :

M^r BEKKOUCHE.A
M^r CHERIF Z.E.A
M^r HASSAINE.A
M^r KAZI TANI.N
M^r MEDJAHED.L

Président.
Encadreur.
Encadreur.
Examinateur.
Examinateur.

Année universitaire : 2017/2018.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement :

Tout d'abord, tous nos louanges à ALLAH, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos chaleureux remerciements pour nos chers encadreurs : Mr : HASSAINE.N Mr : CHERIF.Z.E.A et Mr : BENAMAR.A pour le temps qu'ils nous ont accordé de leur confiance et de leur aide scientifique, ainsi que leurs précieux conseils.

Nous remercions également tous nos enseignants durant tout notre cursus et spécialement Melle : MEDJAHED AMINA pour les efforts qu'elle a fournis pour nous.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner ce travail.

On voudrait aussi remercier nos amis et collègues pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

KADDOUR TOURIA et NEMRAOUI AMINA

Dédicace :

C'est grâce au bon dieu que j'ai pu achever ce modeste travail.

Avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail à :

Mes chers parents pour leur amour, soutiens et sacrifices durant tout le long de mes études et pour leur patience, d'avoir tendu chaleureusement leurs bras et pour avoir évincé mes moments de doute.

Mes chères frères MOHAMMED et BILAL pour la joie qu'ils m'ont offert et aux efforts qu'ils ont fourni pour moi durant cette année.

A ma grande mère, mes tantes et mes oncles ainsi que toute la famille NEMRAOUI et TEMMAR.

A mon binôme qui est avant tout ma meilleure amie KADDOUR TOURIA avec qui j'ai passé une année formidable ou l'on partager des moments de joie et de malheur.

A tous mes camarades et mes amis surtout : NABIL et BILAL qui m'ont beaucoup aidé, sans oublié les gens de la promotion de structures ainsi que la charpente métallique et mixte.

A tous mes professeurs qui m'ont formé et aider avec leur exigence et conseil, car sans eux je ne serais pas arrivée à ce niveau.

NEMRAOUI AMINA

Dédicace :

C'est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail, je le dédie a :

Ma chère mère et mon cher père qui m'ont toujours encouragé et soutenue durant toute ma vie

Mon frère, et mes sœurs, spécialement Faiza et son mari Bouzienne pour leur bonheur, sacrifices, leur précieux soutien qu'ils m'ont accomplie durant les années précédentes.

A Mes neveux : Fayçal, Issam et Zakaria.

A mes tantes, mes ancles et toute la famille KADDOUR et RERBAL.

A ma chère amie et mon meilleur binôme Nemraoui Amina avec qui j'ai partagé les moments de joie et de malheur durant le long du cursus.

A mes amis BILAL et NABIL et mes collègues de la promotion de génie civil 2017-2018 plus particulièrement les promotions de la construction Métallique et structure chaqu'un par son nom.

A tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui je dois un profond respect et ma loyale considération.

KADDOUR TOURIA

Résumé :

Ce projet consiste à faire une étude comparative d'un même bâtiment « R+4 » à usage d'habitation résidentiel en béton armé puis en charpente métallique, situé à Remchi wilaya de Tlemcen .cette région qui est classé en zone sismique I selon le RPA 99 Version 2003.

Afin de pouvoir assurer une structure stable et économique à la fois, une étude approfondie englobant une étude technique qui résume le prédimensionnement et l'évaluation des charges et surcharges a été réaliser en premier lieu. Ensuite une étude dynamique, suivit par une étude et vérification des éléments de la structure ont été élaboré. Aussi l'étude de l'infrastructure a complété cette première partie. Enfin une étude managériale basée sur la planification et l'estimation du cout et de délais a clôturé ce travail .Tous cela nous a conduit à établir une comparaison entre les deux constructions en béton et charpente métallique.

Mots clés : béton armé, charpente métallique, étude managériale, économique, stable

Abstract:

This project consists in making a comparative study of the same 4floors residential building in reinforced concrete then in metal framework, located in Remchi wilaya of Tlemcen. This area is classified as zone I according to the Algerian seismic regulations (RPA 99).

In order to ensure a stable and economical structure in the same time, a deep study has been carried out .This includes essential a technical study which summarizes the predi-mensionning and the evaluation of the loads and over loads in the first place. Then a dynamic study followed by a study and verification of the elements of the structure were conducted. Also, the study of the infrastructure was completed to support the project .Finally a managerial study based on the planning and the estimation of cost and time duration.

All this allowed us to make a comparison between both concrete and metal construction.

Words keys: reinforced concrete, metal structure, managerial study, economic, stable

الملخص:

يتكون هذا المشروع من إجراء دراسة مقارنة لنفس المبنى المكون من طابق سفلي و4 طوابق مجهزة لاستخدام سكني من الخرسانة المسلحة ثم بهيكل معدني بمدينة الرمشي بالتحديد ولاية تلمسان. يقع ضمن المنطقة الزلزالية 1 وفق اللوائح الزلزالية الجزائرية

RPA 99 version 2003

من اجل ضمان هيكل مستقر واقتصادي ثم إجراء دراسة متعمقة تتضمن عدة أجزاء أساسية بدأناها بدراسة تقنية تلخص التقديرات الأولية للأحمال والحمولة الزائدة في المقام الأول ثم انتقلنا إلى دراسة ميكانيكية تليها دراسة وتحقق من عناصر الهيكل وأيضاً البنية التحتية.

أنهينا هذا بدراسة تسييرية للمشروع حيث ركزنا على التخطيط وتقدير الكلفة ووقت الإنجاز.

كل هذا قادنا لأجراء مقارنة بين كل من البنائين الخراساني والمعدني.

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة, هيكل معدني , دراسة تسييرية, اقتصادي, مستقر.

Liste des notations :

Q : Charge d'exploitation.

G : Action permanente.

E : Action accidentelle.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

A_{st} : Section d'armature.

A_r : Armature de répartition.

B : Aire d'une section de béton.

C : Cohésion

E.L.U : Etat limite ultime

E.L.S : Etat limite service.

\emptyset : Diamètre des armatures.

K : Coefficient de raideur de sol

ξ : Déformation relative.

φ : Angle de frottement.

q : Capacité portante admissible.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_{s_}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\sigma_{bc_}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

V_0 : Effort tranchant a la base.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

Br : Section réduit

e : Epaisseur, Indice des vides.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

W : Poids total de la structure.

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

Z : Bras de levier

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inferieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Masse.

M : Moment fléchissant

N : Effort normal

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de D :

Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

V : Force sismique total

W_i : Poids au niveau(i)

C_t : Coefficient de période

E_s : Module d'élasticité de l'acier

v : Surcharge climatique du vent.

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa).

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale ($G=81000$ MPa).

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{pl} : Moment plastique.

$M_{b,rd}$: Moment de la résistance au déversement.

$N_{pl,rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t,sd}$: Effort normale de traction.

$N_{c,sd}$: Effort normal de compression.

$N_{c,rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

V_m : Vitesse moyenne du vent

W_{pl} : Module de résistance plastique.

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

$Z_{éq}$: Hauteur équivalente.

n_{1x} : Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

B_w : Facteur de corrélation.

γ_m : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ϕ : Rotation

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

SOMMAIRE :

PARTIE 1 : GENERALITE.

1. Introduction :	1
2. Presentation du projet :	1
3. Donnees geometriques de la structure :	1
4. Caracteristiques geotechniques du site :	1
5. Reglements techniques et logiciels utilises :	1
6. Les matériaux utilisés :	
6.1 le beton :	2
6.2 Les caracteristiques du beton :	2
6.3 Les aciers de constructions des elements structuraux :	6
6.4 Les assemblages :	7
6.4.1 Le boulonnage :	7
6.4.2 La soudure :	7
7. Conception de l'ouvrage :	7
7.1 Conception architecturale :	7
7.2 Conception structurale :	7
8. Conclusion :	8

Partie 2 : ETUDE TECHNIQUE DU BATIMENT EN BETON ARME.

CHAPITRE 1 : PREDEMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

1.1 introduction :	9
1.2 pré dimensionnement et descentes de charges :	9
1.2.1 prédimensionnement des poteaux :	9
1.2.2 vérification d'après le R.P.A 99 V2003 :	11
1.2.3 critère de stabilité (B.A.E.L 91) :	11
1.3 Prédimensionnement des poutres :	12
1.3.1 Définition :	12
1.3.2 Pré dimensionnement:	12
1.3.3 La vérification des dimensions d'après les conditions de R.P.A 99 v2003:	13
1.4 Prédimensionnement des planchers :	13
1.5 Les poutrelles :	14
1.6 Predimensionnement des murs voiles :	14

1.7	Descente des charges :	15
1.7.1	Plancher terrasse inaccessible (incliné) :	15
1.7.2	Plancher RDC et etage courant :.....	16
1.7.3	Maçonnerie	17
1.8	Remarque:	18
1.9	Conclusion	18

CHAPITRE 2 : ETUDE DYNAMIQUE

2.1	Introduction :	19
2.2	Etude dynamique :	19
2.2.1	Définition :.....	19
2.2.2	L'objectif de l'étude dynamique :	19
2.3	Choix de la methode de calcul :	19
2.4	Modelisation de la structure etudiee :	20
2.4.1	Description du logiciel sap 2000 :	20
2.4.2	Combinaison d'action :.....	21
2.5	La méthode statique équivalente :	21
2.5.1	Définition :.....	21
2.5.2	Estimation de la période fondamentale t :	21
2.5.3	L'effort tranchant à la base :.....	24
2.5.4	Nombre de modes à considérer :	32
2.5.5	Les vérifications et les justifications de la sécurité :	33
2.5.6	Vérification de la stabilité en renversement :	35
2.5.7	Les vérifications vis-à-vis aux déformations :.....	35
2.5.8	Justification vis a vis de l'effet p- Δ :	36
2.6	La méthode modale spectrale :	37
2.6.1	Définition :.....	37
2.6.2	Le spectre de réponse :	38
2.6.3	Résultante des forces sismiques de calcul :	39
2.7	Intéprétations des résultats :	39
2.8	Conclusion :	40

CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

3.1	Etude du plancher	41
------------	--------------------------------	-----------

3.1.1	Introduction :	41
3.1.2	Les méthodes de calcul :	41
3.1.3	Les types de poutrelles :	42
3.1.4	Calcul des poutrelles :	43
3.1.5	Détermination des efforts internes :	43
3.1.6	Ferraillage des poutrelles :	46
3.1.7	Armature transversale :	49
3.1.8	Le ferraillage pour tous les types de poutrelles :	53
3.2	Etude des balcons :	54
3.2.1	Introduction :	54
3.2.2	Evaluations des charges :	54
3.2.3	Combinaison d'actions :	55
3.2.4	Le calcul des moments et efforts tranchants :	55
3.2.5	Calcul du ferraillage :	56
3.2.6	Les vérifications :	57
3.3	L'étude des escaliers.....	60
3.3.1	Introduction :	60
3.3.2	Types d'escaliers :	60
3.3.3	Pre dimensionnement :	61
3.3.4	Descente de charge :	62
3.3.5	Calcul des sollicitations :	63
3.3.6	Les diagrammes des résultats :	66
3.3.7	Détermination du ferraillage :	67
3.3.8	Etude de la poutre palière :	72
3.4	Conclusion :	72

CHAPITRE 4 : ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTES DE LA STRUCTURE.

4.1	Introduction :	78
4.2	Les poteaux :	78
4.2.1	Combinaisons spécifiques de calcul :	78
4.2.2	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	78
4.2.3	Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :	79
4.2.4	Calcul du ferraillage longitudinal :	80

4.2.5	Calcul des armatures transversales :.....	82
4.2.6	Calcul des espacements :	82
4.2.7	Recouvrement :.....	83
4.3	Les poutres :.....	84
4.3.1	Exemple d'étude d'une « poutre principale (30x40) cm ² » :.....	84
4.3.2	Exemple d'étude d'une « poutre secondaire (30x30) cm ² » :.....	89
4.4	Etude des voiles :	94
4.4.1	Introduction :	94
4.4.2	Calcul des voiles :.....	95
4.4.3	Vérification des contraintes tangentielles :.....	95
4.4.4	Les sollicitations des voiles :	96
4.4.5	Calcul des armatures des voiles :.....	97
4.4.6	Espacement exigé par le r.p.a 99 :	97
4.4.7	Calcul des armatures transversales :.....	98
4.5	Conclusion.....	98

CHAPITRE 5 :ETUDE DE L' INFRASTRUCTURE.

5.1	Introduction :.....	99
5.2	Les types des fondations :	99
5.3	Le choix du type de fondation :.....	99
5.4	Faux-puits :	100
5.4.1	Pré-dimensionnement	100
5.4.2	Calcul du ferrailage :	100
5.5	Semelle isolée :	100
5.5.1	Les surfaces nécessaires des semelles :	100
5.5.2	Calcul des semelles isolee :	102
5.6	Calcul des semelles filantes :	107
5.6.1	Pré-dimensionnement:	107
5.6.2	Calcul du ferrailage :	108
5.6.3	Vérification au cisaillement :.....	111
5.6.4	Récapitulatif de différentes semelles filantes :	111
5.7	Etude de la longrine :	113
5.7.1	Introduction :	113

5.7.2	Calcul du ferrailage :	113
5.8	Conclusion :	114

PARTIE 3 : ETUDE TECHNIQUE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE.

CHAPITRE 1 : EVALUATION DES CHARGE ET SURCHARGE ET PREDIMENSIONNEMENT.

1.1	Introduction :	115
1.2	Charges permanentes :	115
1.2.1	Plancher courant :	115
1.2.2	Plancher terrasse "inaccessible" :	115
1.2.3	Escalier :	116
1.2.3.1	Volée :	116
1.2.3.2	Palier :	116
1.2.4	murs extérieurs :	116
1.2.5	Murs intérieurs :	116
1.3	Surcharges d'exploitation :	117
1.4	Charges climatiques :	117
1.4.1	Effet de la neige	117
1.4.1.1	Introduction :	117
1.4.1.2	Calcul des charges de la neige :	117
1.4.2	Effet du vent :	118
1.4.2.1	Introduction :	118
1.4.2.2	Données relatives au site :	118
1.4.2.3	Calcul du vent :	119
1.4.2.4	Pression dynamique de pointe :	119
1.4.2.5	Détermination du coefficient d'exposition $c_e(z_e)$:	119
1.4.2.6	Calcul de la pression due au vent :	120
1.4.2.7	Direction du vent v_1 :	120
1.4.2.8	Direction v_2 du vent :	125
1.4.2.9	Action d'ensemble :	132
1.4.2.10	Calcul de la fréquence propre mode fondamentale dans la direction v_1 :	134
1.4.3	Calcul des forces de frottement :	136

1.5	Etude sur les elements structureux :	136
1.6	Pré dimensionnement :	137
1.6.1	Les solives :	137
1.6.1.1	Solives du plancher terrasse et étage :	137
1.6.2	Les poutres principales :	139
1.6.2.1	Vérification de la condition de flèche (els) :	140
1.6.2.2	Vérification de la flèche (poids propre inclus) :	140
1.6.2.3	Vérification de la condition de résistance (elu) :	140
1.6.2.4	Vérification au moment fléchissant :	140
1.6.2.5	Vérification au cisaillement :	141
1.6.2.6	Vérification de la condition de flèche (els) :	143
1.6.2.7	Vérification a la compression :	144
1.7	Conclusion :	146

CHAPITRE 2 : ETUDE DYNAMIQUE

2.1	Modélisation de la masse :	147
2.2	Determination de la periode propre de la structure :	147
2.3	Effort tranchant a la base :	147
2.4	Vérifications rpa 99v 2003 :	151
2.4.1	Calcul des déplacements :	151
2.4.2	Justification vis-à-vis de l'effet p- δ :	151
2.5	Analyse modale :	152
2.5.1	Principe de la méthode modale spectrale :	153
2.5.2	Etapas de la modélisation de la structure :	153
2.5.3	Spectre de réponse de calcul :	154
2.5.4	Résultante des forces sismiques de calcul :	154
2.6	Conclusion :	155

CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMNETS PRINCIPALES ET SECONDAIRES.

3.1	Introduction :	156
3.2	Dimensionnement des poutres :	156
3.2.1	Poutre principale de rive terrasse :	156
3.2.2	Poutre intermédiaire pour terrasse :	157
3.2.3	Poutre principale de rive d'étage courant:	157

3.2.4	Poutre principale intermédiaire étage courant :	158
3.2.5	Poutre principale en console :	158
3.2.6	Poutres secondaires :	158
3.3	Dimensionnement des poteaux :	159
3.3.1	Vérification de la résistance à la flexion composée :	159
3.4	Dimensionnement des contreventements :	162
3.5	Dimensionnement des escaliers :	163
3.5.1	Le nombre de contre marches :	164
3.5.2	Dimensionnement des éléments porteurs :	164
3.5.3	Pré dimensionnement de la poutre palière :	167
3.6	Conclusion :	169

CHAPITRE 4 : ETUDE DES PLANCHERS MIXTES.

4.1	Introduction :	170
4.2	Caracteristiques geometriques de la tole nervuree :	170
4.3	Calcule du plancher mixte :	171
4.3.1	Phase de construction :	171
4.3.2	Chargement :	171
4.3.3	Vérification à l'état limite ultime :	171
4.3.4	Vérification a l'état limite service :	172
4.3.5	Phase finale :	172
4.4	Plancher terrasse :	172
4.4.1	Vérification de la dalle mixte :	172
4.5	Etude des connecteurs pour plancher etage :	175
4.5.1	Définition :	175
4.5.2	Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivantes :	175
4.5.3	Nombre de connecteurs :	177
4.5.4	Espacement des connecteurs :	177
4.5.5	Calcul du ferrailage :	177
4.6	Plancher étage courant :	177
4.6.1	Vérification de la section mixte :	177
4.6.2	Etude des connecteurs pour plancher terrasse:	180
4.7	Conclusion :	181

CHAPITRE 5 : CALCUL DES ASEMBLAGES.

5.1	Introduction :	182
5.2	Fonctionnement des assemblages :	182
5.3	Calcul des assemblages :	182
5.3.1	Assemblage poteau – poutre (hea 180 – ipe 300).....	182
5.3.2	Assemblage poteau- poteau (hea200-hea180):.....	185
	a-Dimensionnement des couvre -joints de la semelle :	186
	b-Dimensionnement des couvre -joints de l'âme:.....	187
5.3.3	Assemblage poutre -solive :	188
5.3.4	Assemblage des éléments de contreventement :.....	189
5.4	Conclusion :	191

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

6.1	Introduction :	192
6.2	Assemblage pied de poteaux encastres :	192
6.2.1	Dimensionnement de la plaque d'assise :	193
6.2.2	Disposition constructive :.....	194
6.3	Vérification de la soudure :	197
6.4	Calcul des fondations :	197
6.4.1	Pré-dimensionnement des faux-puits:	197
6.4.2	Calcul du ferrailage des faux-puits:.....	198
6.4.3	Calcul des semelles :	198
6.4.4	Vérification de la stabilité :	199
6.4.5	Calcul du ferrailage des semelles :.....	200
6.4.6	Calcul du ferrailage des fûts :	202
6.4.7	Calcul des longrines :	202
6.5	Conclusion :	203

PARTIE 4 : ETUDE MANAGERIALE COMPARATIVE DES DEUX CONCEPTIONS DU BATIMENT.

CHAPITRE 1 : ETUDE MANAGERIALE DU BATIMENT.

1.1	Introduction :	204
1.2	Le projet :	204
1.2.1	Définition :	204

1.2.2	Les facteurs principaux d'un projet :	204
1.2.3	La caractéristique d'un projet :	205
1.2.4	Le cycle de vie d'un projet :	205
1.2.5	Les intervenants dans un projet :	206
1.3	Le management d'un projet :	207
1.3.1	Définition :	207
1.3.2	L'historique de management :	207
1.3.3	Le manager ou le leadership :	208
1.3.4	Les processus de management de projet :	209
1.3.5	Les objectifs :	209
1.4	La planification du projet :	210
1.4.1	Définition :	210
1.4.2	Le découpage de projet :	211
1.4.3	La notion wbs :	211
1.4.4	Définition des ressources :	211
1.4.5	Le devis estimatif et quantitatif :	214
1.4.6	Les techniques de planification :	214
1.4.6.1	Planning à barres : gantt	215
1.4.6.2	Méthode de potentielles étapes et planning des tâches pert :	215
1.4.6.3	Méthode des potentiels des tâches :	216
1.4.7	Résultats obtenus :	216
1.4.8	La courbe en s :	217
1.5	conclusion :	218

Chapitre 2 : comparaison

2.1	Introduction :	220
2.2	La comparaison entre le bâtiment en béton armé et le bâtiment en charpente métallique :	220
2.2.1	Aspects architecturaux :	220
2.2.2	Confort et sécurité sur le chantier :	221
2.2.3	Aspect techniques :	221
2.2.4	Aspect environnementale :	222
2-2-5	Aspect économique :	223
2.3	Conclusion :	224

LISTE DES TABLEAUX :

PARTIE 1 : GENERALITE.

Tableau 1. 1: Géométriques de la structure.....	1
Tableau 1. 2: Règlements techniques utilisés	1
Tableau 1. 3: Exemple d'acier.	5
Tableau 1. 5: Les caractéristiques de différentes nuances d'aciers.....	6

PARTIE 2 : ETUDE TECHNIQUE DU BATIMENT EN BETON ARME.

Chapitre 1 : Pré dimensionnement et descente des charges.

Tableau 1. 1 : Descente des charges plancher terrasse inaccessible.	15
Tableau 1. 2: Descente des charges plancher etage courant :	16
Tableau 1. 3 : Descente des murs extérieurs :	17
Tableau 1. 4: Descente des murs intérieurs :	17

Chapitre 2 : Etude dynamique.

Tableau 2. 1 : la période choisie pour le calcul.....	24
Tableau 2. 2: Pénalité correspondante au critere.....	30
Tableau 2. 3 : Les forces sismiques	32
Tableau 2. 4 : Les modes propres et les frequences.....	32
Tableau 2. 5 : Facteur de participation massique.....	33
Tableau 2. 6: Vérification du coefficient de comportement.....	34
Tableau 2. 7 : Vérification de la stabilité en renversement suivant XX.....	35
Tableau 2. 8: Vérification de la stabilité en renversement suivant YY	35
Tableau 2. 9: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E.....	36
Tableau 2. 10 : Justification vis-a-vis de l'effet P- Δ sens transversal.....	37
Tableau 2. 11: Justification vis-a-vis de l'effet P- Δ sens longitudinal.....	37
Tableau 2. 12 : Résumé des résultats :	38
Tableau 2. 13: Résultante des forces sismiques	39
Tableau 2. 14: Vérification de l'effort tranchant à la base :	39

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires.

Tableau 3. 1: Récapitulatif des combinaisons de charge :	42
Tableau 3. 2: Récapitulatif de M max et T max :	46
Tableau 3. 3: Récapitulatif des résultats de ferrailage	53
Tableau 3. 4: Evaluations des charges	54
Tableau 3. 5: Récapitulatif du ferrailage des dalles pleines.....	59
Tableau 3. 6: Descente de charge de la paillasse	62
Tableau 3. 7: Descente de charge du palier.....	63
Tableau 3. 8: Combinaison d'action.	63

Tableau 3. 9: Recapitulatif de m et t.	66
Tableau 3. 10: Recapitulatif du ferrailage des escaliers.....	71
Tableau 3. 11: Recapitulatif du ferrailage des poutres paliere.....	77

Chapitre 4 : Etude des éléments résistants de la structure.

Tableau 4. 1: Verification specifique sous sollicitations tangentes	79
Tableau 4. 2: Verification specifique sous sollicitations normales.....	79
Tableau 4. 3: Les differents efforts internes.....	80
Tableau 4. 4: Le choix de ferrailage des poteaux	82
Tableau 4. 5: Ferrailage des poteaux.	83
Tableau 4. 6: Sollicitations de la poutre principale.....	85
Tableau 4. 7: Ferrailage total des poutres principales.....	89
Tableau 4. 8: Sollicitations de la poutre secondaire.....	90
Tableau 4. 9: Ferrailage total des poutres secondaires.....	93
Tableau 4. 10: Verification des contraintes.....	95
Tableau 4. 11: Les sollicitations du voile le plus sollicite.	96

Chapitre 5 : Infrastructure

Tableau 5. 1: Les differentes surfaces des semelles isolees sous poteaux	101
Tableau 5. 2: Les surfaces des semelles filantes revenantes a chaque voile.....	101
Tableau 5. 3: Dimensionnement des semelles isolees.	103
Tableau 5. 4 : Calcul des contraintes des semelles isolees.....	105
Tableau 5. 5: Calcul de l'excentricite des semelles	105
Tableau 5. 6 : Les differentes sections et ferrailages des semelles isolees sous poteaux. ..	106
Tableau 5. 7: Les sections des differentes semelles filantes sous voile et poteaux.	111
Tableau 5. 8: Le ferrailage des differentes semelles filantes sous voile et poteaux.....	112

Partie 3 : ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE.

Chapitre 1 : Evaluation des charge et surcharge et predimensionnement.

Tableau 1. 1: Charge permanente de plancher courant	115
Tableau 1. 2: Charge permanente de la terrasse.....	115
Tableau 1. 3: Charge permanente de la volée de l'escalier	116
Tableau 1. 4: Charge permanente de palier de l'escalier	116
Tableau 1. 5: Charge permanente du mur extérieur	116
Tableau 1. 6: Charge permanente du mur interieur.....	116
Tableau 1. 7: Valeurs des préssions dynamiques.....	120
Tableau 1. 8: C_{pe} pour les parois vérticales d'un batiment a base réctangulaire.....	121
Tableau 1. 9: Valeur de c_{pe} pour les toitures a deux versants. (par interpolation lineaire)	122
Tableau 1. 10: Valeurs des pressions w (zj) sur le RDC (V1)	123
Tableau 1. 11: Valeurs des pressions w (zj) sur le 1 ^{er} étage (V1).....	123
Tableau 1. 12: Valeurs des pressions w (zj) sur le 2 ^{ème} étage (V1)	123
Tableau 1. 13: Valeurs des pressions w (zj) sur le 3 ^{ème} étage (V1)	124

Tableau 1. 14: Valeurs des pressions $w(z_j)$ sur le 4 ^{ème} étage	124
Tableau 1. 15: Valeurs des pressions $w(z_j)$ sur la toiture (V1)	124
Tableau 1. 16: <i>Cpe</i> pour les parois verticales des batiments a base rectangulaire	126
Tableau 1. 17: <i>Cpe</i> pour la toiture a un seul versant	127
Tableau 1. 19: <i>Cpe</i> pour les toitures a deux versants.	128
Tableau 1. 20: Valeurs des pressions $w(z_j)$ sur le RDC (V2)	129
Tableau 1. 21: Valeurs des pressions $w(z_j)$ sur le 1 ^{er} étage (V2)	129
Tableau 1. 22: Valeurs des pressions $w(z_j)$ sur le 2 ^{ème} étage (V2)	129
Tableau 1. 23 : Valeurs des pressions $w(z_j)$ sur le 3 ^{ème} étage (V2)	130
Tableau 1. 24: Valeurs des pressions $w(z_j)$ sur le 4 ^{ème} étage (V2)	130
Tableau 1. 25: Valeurs des pressions $w(z_j)$ sur toiture'1'(V2)	130
Tableau 1. 26: Valeurs des pressions $w(z_j)$ sur toiture'2' (V2)	131
Tableau 1. 27: Valeurs des pressions $w(z_j)$ sur toiture '3'(V2)	131
Tableau 1. 28: Vérification de la flèche des solives	139
Tableau 1. 29: Vérification des sollicitations sur les solives.	139
Tableau 1. 30: Vérification des flèches sur les poutres	141
Tableau 1. 31: Caractéristiques du profile ipe 270	141
Tableau 1. 32: Caractéristiques du profile ipe 240	141
Tableau 1. 33: Caractéristiques du profile ipe 300	142
Tableau 1. 34: Caractéristiques du profile ipe 160	142
Tableau 1. 35: Vérification des sollicitations sur les poutres.	142
Tableau 1. 36: Les charges globales reprisent par les poteaux	143
Tableau 1. 37: Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilite	145
Tableau 1. 38: Caractéristique du profile HEA 140	145
Tableau 1. 39: Caractéristique du profile HEA 160	145
Tableau 1. 40: Caractéristique du profile HEA 180	145
Tableau 1. 41: Caractéristique du profile HEA 200	146

Chapitre 2 : Etude dynamique

Tableau 2. 1: Facteur de qualite suivant les deux sens	148
Tableau 2. 2: Valeurs des forces et des masses suivant (x)	150
Tableau 2. 3: Valeurs des forces et des masses suivant (y)	150
Tableau 2. 4: Les déplacements entre les etages.....	151
Tableau 2. 5 : Justification vis-a-vis de l'effet $p-\Delta$ sens transversal.....	152
Tableau 2. 6 : Justification vis-a-vis de l'effet $p-\Delta$ sens longitudinal.....	152
Tableau 2. 7 : Définition des elements metalliques constituant la structure.....	153
Tableau 2. 8: Vérification de l'effort tranchant à la base	155

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires et principaux de la structure.

Tableau 3. 1: Dimensionnement poutre intermediaire de terrasse.....	157
Tableau 3. 2: Dimensionnement poutre principale de rive d'etage courant.	157
Tableau 3. 3: Dimensionnement poutre principale intermediaire d'etage courant.	158
Tableau 3. 4: Dimensionnement de la poutre principale en console.	158
Tableau 3. 5: Dimensionnement des poutres secondaires.	158

Tableau 3. 6: Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.	161
Tableau 3. 7: Résistance des poteaux.....	162
Tableau 3. 8: Caracteristiques de la corniere L 40 × 40 × 4.	165
Tableau 3. 9: Caracteristiques du profile ipe 160	168

Chapitre 4 : Etude des planchers mixtes.

Tableau 4. 1: Caractéristiques du bac d’acier hi-bond 55.....	170
--	-----

PARTIE 4 : ETUDE MANAGERIALE COMPRATIVE DU BATIMENT.

Chapitre 1 : Etude managériale du bâtiment.

Tableau 1. 1: Les ressources materielles (béton arme).	212
Tableau 1. 2: Les ressources materielles (charpente métallique).....	213
Tableau 1. 3: Résultats obtenues.....	215

LISTE DES FIGURES :

PARTIE 1 : GENERALITE.

Figure 1. 1: Evolution de la resistance du beton a la traction f_{tj} en fonction de celle a la compression f_{cj}	3
Figure 1. 2: Diagramme parabole /rectangle des contraintes/ deformations du beton. (B.A.E.L91modifie99.p80)	3
Figure 1. 3: Diagramme contrainte deformation du beton de calcul a l'els.	4
Figure 1. 4: Diagramme contrainte-deformation d'acier(b.a.e.191modifie99.p78).	5

PARTIE 2 : ETUDE TECHNIQUE DU BATIMENT EN BETON ARME.

Chapitre 1 : Pré dimensionnement et descente des charges.

Figure 1. 1: Séction de poteau le plus sollicite.	9
Figure 1. 2 : La coupe de la poutrelle.	14
Figure 1. 3: Coupe de voile en elevation	14
Figure 1. 4: Plancher type terrasse.	15
Figure 1. 5: Plancher etage courant	16
Figure 1. 6: Murs extérieurs (double parois)	17

Chapitre 2 : Etude dynamique

Figure 2. 1: Modélisation 3D de la structure avec voiles sur le << sap 2000 >>.	20
Figure 2. 2: Variante n°1	22
Figure 2. 3: Variante n°2	23
Figure 2. 4: Variante n°3	23
Figure 2. 5: Variante n°4 :	23
Figure 2. 6: La répartition des masses dans chaque niveau.	26
Figure 2. 7: La forme du batiment.	28
Figure 2. 8: L'interaction voile – portique.	34
Figure 2. 9 : Spectre de reponse.	38

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

Figure 3. 1: Coupe transversale du plancher.	41
Figure 3. 2: Schémas statiques des différents types des poutrelles.	43
Figure 3. 3: Type 1 (étage)	43
Figure 3. 4: Schéma statique de la poutrelle type 1 a l'ELU.	43
Figure 3. 5 : Diagramme du moment et effort tranchant (ELU).	45
Figure 3. 6: Schéma statique de la poutrelle type 1 a l'ELS	45
Figure 3. 7: Diagramme du moment et effort tranchant (ELS).	46
Figure 3. 8: Dimension de la poutrelle	47
Figure 3. 9: Ancrage des armatures	52
Figure 3. 10 : Ferrailage de la poutrelle type 1(etage).	53
Figure 3. 11 : Schema statique du balcon.	54
Figure 3. 12: Séction transversal du balcon	55

Figure 3. 13 :Ferrailage du balcon	59
Figure 3. 14 : Schéma d'un escalier	60
Figure 3. 15 : Types d'escaliers.....	60
Figure 3. 16 : Schéma statique des escaliers à l'E.L.U	63
Figure 3. 17 : Séction 1-1 a l'ELU	64
Figure 3. 18 : Séction 1-1 a l'ELS.....	64
Figure 3. 19 : Schéma statique des escaliers a l'E.L.S	65
Figure 3. 20 : Séction 1-1 a l'ELS	65
Figure 3. 21 : Séction 2-2 a l'ELS	66
Figure 3. 22 : Diagramme de M et T du l'ELU.....	67
Figure 3. 23 : Diagramme de M et T du l'ELS	67
Figure 3. 24 : Schema de ferrailage d'escalier	72
Figure 3. 25 : Coupe transversal de la poutre palière	72
Figure 3. 26 : Schéma de la poutre paliere	73
Figure 3. 27 : Ferrailage de la poutre palière.	77

Chapitre 4 : Etude des éléments résistants de la structure.

Figure 4. 1 : Séction d'un poteau de RDC	81
Figure 4. 2 : Ferrailage de poteau de RDC.....	84
Figure 4. 3 : Ferrailage d'une poutre principale.....	89
Figure 4. 4 : Sollicitations exercées sur le voile.....	96

Chapitre 5 : Infrastructure

Figure 5. 1 : Semelle isolée	103
Figure 5. 2 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.....	104
Figure 5. 3 : Chargement de la semelle filante a l'ELS	107
Figure 5. 4 : Dimension de semelle.....	108
Figure 5. 5 : La disposition des semelles filante	112
Figure 5. 6 : Ferrailage de la longrine	114

Partie 3 : ETUDE DU BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE.

Chapitre 1 : Evaluation des charge et surcharge et pré dimensionnement.

Figure 1. 1 : Action due à la neige.	118
Figure 1. 2 : Action du vent suivant la direction v1 et v2	119
Figure 1. 3 : Legende pour les parois verticales.....	121
Figure 1. 4 : Valeurs de cpe pour les parois verticales.....	121
Figure 1. 5 : Légende pour les toitures a deux versants.	122
Figure 1. 6 : Valeur de cpe. 10 pour la toiture.....	122
Figure 1. 7 : Valeurs des pressions w (zj) sur la construction en direction v1	125
Figure 1. 8 : Légende pour les parois verticales	125
Figure 1. 9 : Valeurs de cpe pour les parois verticales.....	126
Figure 1. 10 :Légende pour les toitures a un seul versant	126

Figure 1. 11: Valeurs de cpe pour toiture a un seul versant ($\alpha = 12,65^\circ$)	127
Figure 1. 12: Valeurs de cpe pour toiture a un seul versant ($\alpha = 8,86^\circ$)	127
Figure 1. 13: Legende pour les toitures a deux versants	128
Figure 1. 14: Valeurs de cpe pour la toiture a deux versants	128
Figure 1. 15: Valeurs de préssions $w(z_j)$ sur la construction en direction v_2 (pour toiture 1)	131
Figure 1. 16: Valeurs de préssions $w(z_j)$ sur la construction en direction v_2 (pour toiture 2)	132
Figure 1. 17: Valeurs de préssions $w(z_j)$ sur la construction en direction v_2 (pour toiture 3)	132
Figure 1. 18: Espacement et longueur des solives	137
Figure 1. 19: Solive uniformement chargée sur plusieurs appuis	137
Figure 1. 20: Schema representant le poteau le plus sollicité	142

Chapitre 2 : Etude dynamique

Figure 2. 1 : Les masses suivant le sens x	150
Figure 2. 2: Les masses suivant le sens y	151
Figure 2. 3: Spéctre de reponse suivant x	154
Figure 2. 4: Spéctre de reponse suivant y	154
Figure 2. 5: Les forces sismiques suivant les deux sens.	155

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires et principaux de la structure.

Figure 3. 1: Contreventement en x.	162
Figure 3. 2: Constituants d'un escalier	163
Figure 3. 3: La descente des charges sur l'escalier	165

Chapitre 4 : Etude des planchers mixtes.

Figure 4. 1: Plancher mixte acier-beton	170
Figure 4. 2: Caractéristiques de la tole nervurée	170
Figure 4. 3: Largeur efficace de la dalle	172
Figure 4. 4: Shema indique la disposition et les dimensions des connecteurs	175
Figure 4. 5: Dimension de la tole profilée et connecteur	176
Figure 4. 6: L' espacement entre les connecteurs	177

Chapitre 5 : Calcul des assemblages.

Figure 5. 1: Assemblage poteau- poutre (encastrement)	182
Figure 5. 2: Les dispositions constructives pour la platine	184
Figure 5. 3: Assemblage poteau-poteau a section égale et section différente	185
Figure 5. 4: Distance entre axe des boulons	186
Figure 5. 5: Assemblage poutre-solive	188
Figure 5. 6: Assemblage contreventement x	190

Chapitre 6 :L'infrastructure

Figure 6. 1: Assemblage du pied de poteau	192
Figure 6. 2: Plaque d'assise a projection courte.....	193
Figure 6. 3: La disposition des armatures des faux puits	198
Figure 6. 4: Vue en elevation du ferrailage.....	201
Figure 6. 5: Vue en plan des armatures principales.	201
Figure 6. 6: Vue en plan des armatures de peau	201
Figure 6. 7: Disposition des cadres	202
Figure 6. 8: Disposition des cadres	203

PARTIE 4 : ETUDE MANAGERIALE COMPRATIVE DU BATIMENT.

Chapitre 1 : Etude managériale du bâtiment.

figure 1. 1: Les facteurs principaux d'un projet.....	205
figure 1. 2: Le cycle de vie d'un projet.....	206
figure 1. 3: Les processus de management de projet cites par le pmbok, 4 ^{eme} edition.....	209
Figure 1. 4: La courbe en s de variante n°1.....	217
Figure 1. 5 : La courbe en s de variante n°2.....	217

Introduction générale :

On sait tous que le monde actuel connaît un développement industriel et une croissance démographique importante suite à ses informations, le domaine de la construction a connu une révolutionna travers les secteurs suivants (batiment, travaux public et ouvrages d'art...).

Dans un projet de bâtiment, la construction est le fait d'assembler Différents éléments d'un édifice en utilisant des matériaux et des techniques appropriées.

Certain trouvent que le béton armé c'est pour la vie grâce a sa grande résistance et sécurité, d'autres cherchent à apporter de nouvelles techniques appropriés à des matériaux innovants tel que l'acier car il offre une ductilité qui présente une performance face aux efforts sismiques Contrairement au béton et aussi du fait qu'il est recyclable et inaltérable dans le temps.

Pour tous les cas en général quels que soignent les types des bâtiments(charpente métallique ou béton armé) elles doivent satisfaire aux exigences structurales et managériales en vue d'avoir une structure de bonne qualité avec un comportement durable, tout en respectant le délais et le cout estimé,En passant impérativement par les normes et les réglementations de conception et de dimensionnement des éléments constructifs sans oublié le rôle de contrôle et suivi adapté au projet considéré.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédés au calcul d'un bâtiment à étage avec deux conceptions déférentes une en béton armé et l'autre en charpente métallique, dans lequel on a effectué une comparaison suivant l'aspect technique et managériale dont l'objectif principale est avant tout d'assurer la sécurité des usagers de cette structure.

Cette dernière doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle à été prévue, en tenant compte de sa durée de vie envisagée et de son cout bien sûr.

Mais la question qu'on se pose toujours : est-ce-qu' il est bénéfique de construire en béton armé ou en charpente métallique ??

PARTIE 1 : Généralité

1. Introduction :

Notre projet fin d'étude consiste en l'étude et comparaison d'un bâtiment en béton armé et en charpente métallique, l'objectif principal sera d'appliquer toutes nos connaissances et aussi de compléter les informations déjà acquises pendant notre cursus sur ce projet.

2. Présentation du projet :

Notre projet il s'agit d'un bâtiment a quatre étage (R+4) à usage d'habitation implanté à Remchi la wilaya Tlemcen qui est classé selon le RPA99 version.2003 comme une zone de faible sismicité Z1 et selon le RNV99 zone du vent Z0, zone du neige ZA et zone de sable Z0.

3. Données géométriques de la structure :

Notre bâtiment aux dimensions suivantes :

Tableau 1. 1: géométriques de la structure

La longueur totale	28.12 m
La largeur totale	18.19 m
La hauteur totale	16.89 m
La hauteur d'étage	3.06 m
La surface totale	292.56 m ²

4. Caractéristiques géotechniques du site :

Le bâtiment est implanté dans le coté sud ouest dans la ville de Remchi la willaya de Tlemcen dont :

La contrainte admissible du sol est de 1.8 bars (rapport géotechnique du sol de laboratoire LTPO).

Le site est considéré comme meuble (S3).

Altitude maximale est de : 215 m.

5. Règlements techniques et logiciels utilisés :

Tableau 1. 2: Règlements techniques utilisés

Le règlement	La définition
RNV99	Règlements définissant les effets neige et vent
RPA99 V.2003	Règles parasismiques algériennes
DTR BC 2.2	Charges et surcharges

BAEL91	Béton limites aux états limites.
CCM97	Conception et calcul des structures en acier.
EUROCODE 4	Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.

- Les logiciels utilisés sont :

AUTODESK Auto CAD 2013.

SAP 2000.

Microsoft Project 2010.

6. Les matériaux utilisés :

6.1 Le béton :

Le béton c'est un mélange du ciment, granulats et d'eau de gâchage, on obtient le béton armé en introduisant des armatures en acier afin d'équilibrer les efforts de traction.

6.2 Les caractéristiques du béton :

Les caractéristiques du béton sont cités dans le BAEL 91 modifiée 99 :

❖ Résistance à la compression :

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

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

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

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

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

❖ Résistance à la traction :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{array} \right.$$

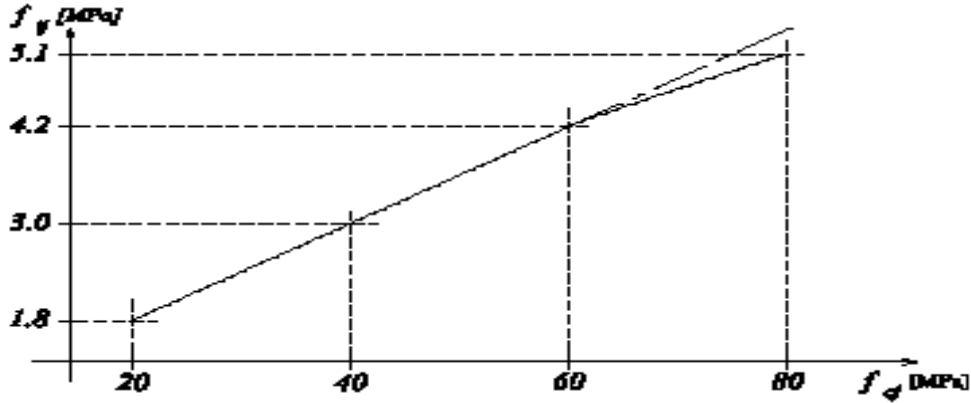


Figure 1. 1: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{ij} en fonction de celle à la compression f_{cj} . (B.A.E.L91modifié99.)

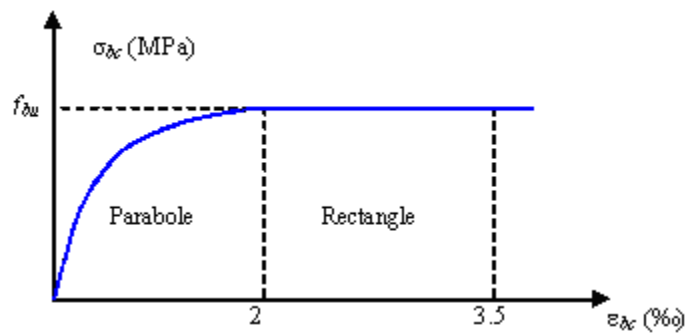


Figure 1. 2: Diagramme parabole /rectangle des Contraintes/ Déformations du béton. (B.A.E.L91modifié99.p80)

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton égale :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ pour les combinaisons normales.} \\ 1.15 \text{ pour les combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

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

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions} \\ & \text{considérée est supérieure à 24 h.} \\ 0.9 & \text{: lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.} \\ 0.85 & \text{: lorsqu'elle est inférieure à 1 h.} \end{cases}$$

❖ Contrainte ultime de cisaillement :

-La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$.

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

❖ **Etat limite de service (ELS): (B.A.E.L91modifié99)**

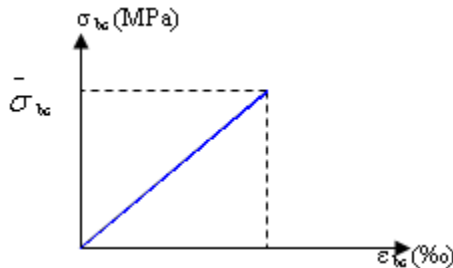


Figure 1. 3: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

-Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$

❖ Coefficient de poisson ν :

-On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

- $\nu = 0.20$ dans le cas des états limites de services.
- $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes.

6-2 Les aciers de ferrailage :

- Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Tableau 1. 3: Exemple d'acier.

Type d'acier	Nuances	$F_e(\text{MPa})$	Utilisation
H.A	FeE400	400	Cadre, étriers épingles poteau poutre.
R.L	FeE235	235	Tous travaux en béton armé.
T.S	FeE500	500	Plancher.

❖ Contrainte limite :

État limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation :

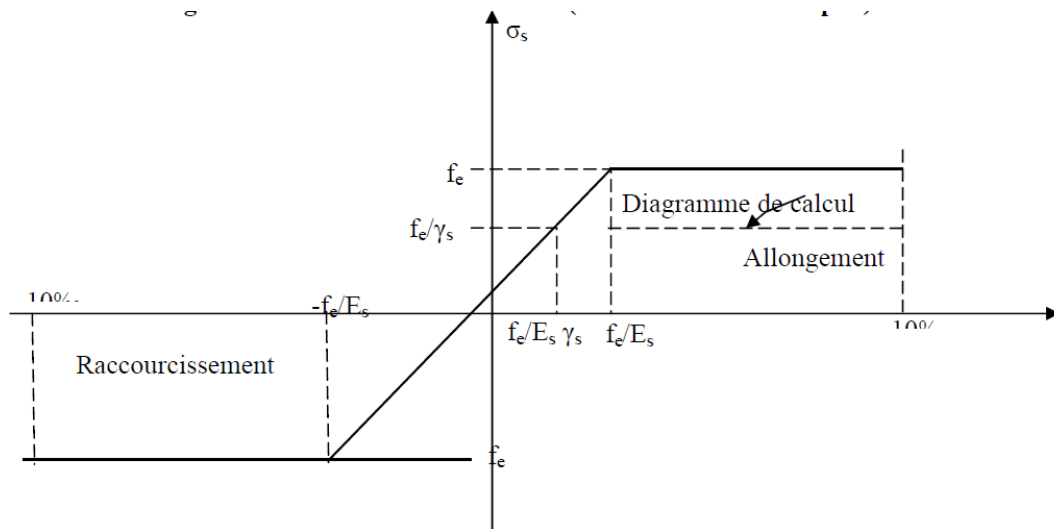


Figure 1. 4: Diagramme contrainte-déformation d'acier(B.A.E.L91modifié99,p78).

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

Etat limite de service

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

❖ **Les hypothèses de calcul:**

-Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595$ MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
 - Longitudinales : on a choisi le FeE 400 H.A
 - Transversale on a choisi le FeE 235 R.L.
 - Treillis soudés pour la dalle de compression FeE 500 H.A.

6.3 Les aciers de constructions des éléments structuraux :

Tableau 1. 4: Les caractéristiques de différentes nuances d'aciers

Nuance d'acier.	t 40 mm		40mm t 100mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

- ❖ Module de Young : $E=210000$ MPa.
- ❖ Le coefficient de poisson : $\nu=0.18$.
- ❖ Module de cisaillement : $G=\frac{E}{2(1+\nu)}$.
- ❖ Poids volumique : $\gamma=7850$ dan/m³
- ❖ Résistance limites d'élasticité : $\sigma_e=24$ dan/mm²

6.4 Les assemblages :

Les assemblages sont les moyens utilisés pour assurer la stabilité, les principaux modes sont :

6.4.1 Le boulonnage :

Le boulonnage C'est le moyen le plus utilisé a cause de sa facilité de serrage et de mise en œuvre sur site. Dans notre cas les boulons utilisés à haute résistance HR classe 10.9 pour les portiques et les boulons ordinaires de classe HR 8.8 pour les éléments secondaires.

6.4.2 La soudure :

Les assemblages soudés sont les plus rigides mais elles nécessitent des bons matériels et aussi des mains d'œuvre qualifiées.

7. Conception de l'ouvrage :

La conception et la modélisation de la structure c'est l'une des phases déterminantes dans un projet de construction.

7.1 Conception architecturale :

Notre structure est de forme rectangulaire consiste d'un RDC et 4 étages de même hauteur.

7.2 Conception structurale :

Le bâtiment en charpente métallique :

- Planchers courants : sont mixtes à dalles collaborant.
- Planchers terrasse : sont mixtes à dalle collaborant avec des couches supplémentaires d'étanchéités, isolants et gravillons.
- Le système de stabilité est une ossature poteaux-poutres en charpente métallique avec contreventement.
- Escalier : se sont les éléments d'accès d'un niveau à un autre et sont constitués d'un palier en acier.

Le bâtiment en béton armé :

- Ossature : le bâtiment réalisé en béton armé contreventé en type voiles-portique.
- Plancher : sont destinés pour séparer entre les niveaux on distingue deux types :
 - Plancher en corps creux.
 - Plancher en dalle pleine (balcon).
- Escalier : se sont des éléments secondaires qui permettent le passage d'un niveau a un autre de type droit.

8. Conclusion :

L'objectif de notre mémoire est de présenter les connaissances acquises l'ors de notre formation de master, d'une façon à concevoir une structure qui sera appelée à résister aux différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique, quelque soit la nature du bâtiment.

PARTIE 2 :

**Etude technique du
bâtiment en béton armé.**



CHAPITRE 1

DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1.1 Introduction :

Toutes les structure sont sollicitées à différents types de charges permanentes, d'exploitations y compris les charges climatiques, donc il faut définir ces charges et aussi redimensionner tous les éléments structuraux afin d'assurer la bonne tenue de l'ouvrage sous différentes sollicitations (verticales et horizontales).

1.2 Pré dimensionnement et descentes de Charges :

Le pré dimensionnement des différentes éléments de la structures, suivants les règlements exigés tel que : DTRB.2.2, BAEL91, RPA99V.2003, et donner leur différentes charges.

Les charges réglementaires sont en général trois types :

- ❖ Charges permanentes : sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments de l'ouvrage, déduit des plans et du poids volumique des matériaux constituants.
- ❖ Charges d'exploitation : sont généralement définies dans les pièces du marché en fonction de l'utilisation future des locaux.
- ❖ Charges dynamiques : les efforts entraînés par un séisme sont de nature dynamique et sollicitent les ouvrages de manière très particulière.

1.2.1 Pré dimensionnement des poteaux :

D'après le **R.P.A 99 V2003** Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivant :

- ✓ $\min(a, b) \geq 25$ cm
- ✓ $\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $1/4 < a/b < 4$ h_e : la hauteur d'étage.

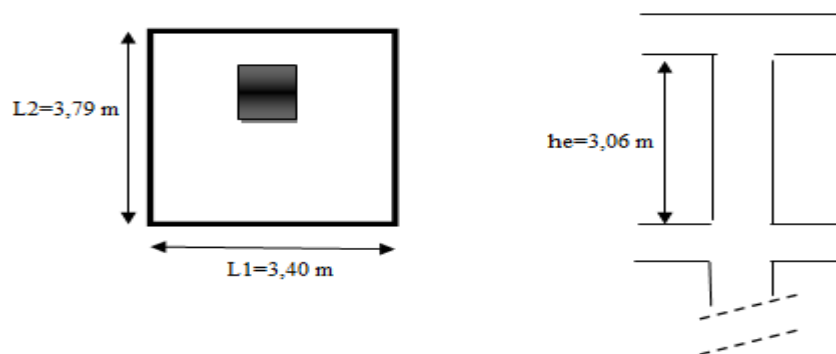


Figure 1. 1: Section de poteau le plus sollicité.

$N_u = P_u \times S \times n$ Avec :

N_u : la charge verticale a l'ELU.

n : nombre des planchers. $\Rightarrow n=5$

S : la surface supporté par le poteau le plus sollicité.

$$\Rightarrow S = L_{x1} \times 3,40 \Rightarrow S = 12,90 \text{ m}^2$$

P_u : charge du plancher. Avec : $P_u = 1 \text{ t/m}^2$

$$\Rightarrow N_u = 1 \times 12,90 \times 5 = 65.50 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow N_u = 0.645 \text{ MN/ m}^2$$

➤ **Section réduite du béton (B_r):**

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (Cas générale).}$$

D'après le **B.A.E.L 91** on fixe la valeur de $\lambda = 35$.

Avec :

$$\beta = 1 + 0.2 \times (\lambda/35)^2 \Rightarrow \beta = 1,2$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (Cas générale) ; } \theta = 1 \text{ (la charge est } > 24\text{h).}$$

$$\Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq \frac{0,645 \times 1,2}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{1,15 \times 100}}$$

$$B_r \geq 0.0414 \text{ m}^2 \Leftrightarrow B_r \geq (a - 0.02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02 \Leftrightarrow a \geq \sqrt{0.0414} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq 0.22 \text{ m.}$$

On prend : $a=b=30 \text{ cm}$;

Donc : $B = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Le calcul de la section d'après R.P.A 99 :

$$\frac{N_u}{B \cdot f_{c28}}$$

1.2.2 Vérification d'après le R.P.A 99 V2003 :

- $\min(a, b) \geq 25 \Rightarrow a = 30 > 25$ C.V
- $\min(a, b) \geq h_e/20 \Rightarrow a = 30 > (306/20 = 15.30)$ C.V
- $1/4 \leq a/b \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 30/30 = 1 \leq 4$ C.V

1.2.3 Critère de stabilité (B.A.E.L 91) :

- **Vérification du poteau au flambement :**

a. Le moment d'inertie (I) :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4.$$

b. Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x/B} = \sqrt{67500/900}$$

$$\text{Avec : } B = 900 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = \mathbf{8.66 \text{ cm}}$$

c. Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y$$

$$\lambda_x = l_f/i_x$$

$$\lambda_y = l_f/i_y$$

Avec : $l_f = 0,7 \times l_0$ (pour les bâtiments à plusieurs étages)

$$\Rightarrow l_0 = h_e = 3,06 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,143 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = l_f/i_x = 214,3/8,66$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 24,74$$

On a:

$\lambda_x = \lambda_y = 24,74 < 50$ donc **le flambement est vérifié.**

Tableau 1. 1: récapitulatif de pré dimensionnement des poteaux.

Niveaux	N	he(m)	B(m ²)	a (cm)	N _u (MN)	λ _x , λ _y (cm)
RDC	5	3.06	0.087	30	0.645	24.74
1 ^{ère}	4	3.06	0.069	30	0.523	24.74
2 ^{ème}	3	3.06	0.052	30	0.392	24.74
3 ^{ème}	2	3.06	0.034	30	0.261	24.74
4 ^{ème}	1	3.01	0.017	30	0.130	24.74
4 ^{ème}	1	3.79	0.017	30	0.130	24.74
4 ^{ème}	1	4.12	0.017	30	0.130	24.74

1.3 Pré dimensionnement des poutres :

1.3.1 Définition :

Les poutres sont des éléments horizontaux leur rôle principal c'est de relier entre les planchers et les poteaux et de supporter les charges qui viennent du plancher il ya deux types de poutres :

✓ Les poutres principales:

Ce sont des éléments porteurs, portent les poutres secondaires et le plancher.

✓ Les poutres secondaires (ou bien chaînages):

Ce sont des éléments qui supportent une partie du plancher.

1.3.2 Pré dimensionnement:

a) Critère de rigidité:

D'après les règles de B.A.E.L 91 :

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

Avec:

L : la distance entre axe des poteaux (on choisie la plus grande portée).

h : la hauteur de la poutre.

b) Les conditions du (R.P.A 99 V2003):

Les dimensions des poutres doit satisfirent aux les conditions du R.P.A 99 V2003:

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 20 \text{ cm}$$

$$h/b < 4$$

1.3.2.1 Les poutres principales :

On a :

$$L=456 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{456}{15} \leq h \leq \frac{456}{10}$$

$$\Rightarrow 30 \leq h \leq 45.6 \text{ cm}$$

On prend: (**$h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$**)

La vérification des dimensions d'après les conditions de **R.P.A 99 V2003:**

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ C.V
- $h = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ C.V
- $h/b = 40/30 = 1,33 < 4$ C.V

1.3.2.2 Poutre secondaire:

On a:

$$L=370 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

$$24 \leq h \leq 37$$

On prend:

$$(h = 30 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}).$$

1.3.3 La vérification des dimensions d'après les conditions de R.P.A 99 V2003:

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ C.V
- $h = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ C.V
- $h/b = 30/30 = 1 < 4$ C.V

Tableau 1. 2: récapitulatif pré dimensionnement des poutres.

	<i>Poutre principale</i> (cm^2)	<i>Poutre secondaire</i> (cm^2)
<i>RDC</i>	40 x 30	30 x 30
<i>Etages (1, 2, 3, 4)</i>	40 x 30	30 x 30

1.4 Pré dimensionnement des planchers :

D'après B.A.E.L 91 : $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$

Avec :

L: la plus grande portée entre nue des chaînages. (L= 340 cm).

h_t : L'épaisseur du plancher.

$$h_t \geq \frac{1}{22.5} = 340/22.5$$

$$\Rightarrow h_t \geq 15.11 \text{ cm}$$

Donc on prend : $h_t = 21 \text{ cm}$

16 cm : corps creux.

5 cm : la dalle de compression

1.5 Les poutrelles :

La hauteur de poutrelle c' est la même hauteur que celle du plancher.

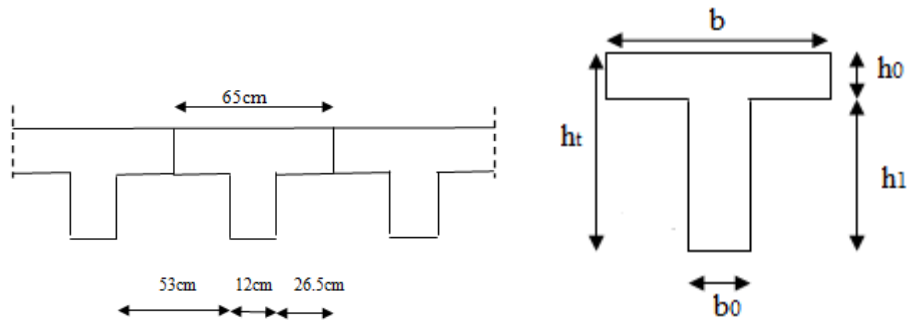


Figure 1. 2 : La coupe de la poutrelle.

- $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $h_0 = 5 \text{ cm}$
- $h_1 = 16 \text{ cm}$
- $b_1 = 26.5 \text{ cm}$
- $h_t = 21 \text{ cm}$
- $b = 65 \text{ cm}$

La min de b_1 doit satisfaire aux conditions de **R.P.A 99 V2003** :

- $b_1 \leq b - b_0/2 \Rightarrow b_1 = 26.5 \leq 59 \text{ cm}$ C.V
- $b_1 \leq l/10 \Rightarrow b_1 \leq 50 \text{ cm}$ C.V
- $b_1 \leq (6h_0, 8h_0) \Rightarrow b_1 \leq (30, 40)$ C.V

1.6 Pré dimensionnement des murs voiles :

D'après le règlement du R.P.A 99 V2003, les voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

✚ $L \geq 4a$ Avec :

L : la longueur de voile. a : l'épaisseur de mur voile.

✚ l'épaisseur doit être en fonction de la hauteur libre de l'étage h_e .

- $a \geq \min(a = 15 \text{ cm})$
- $a \geq h_e/20$

On a:

$$h_e = 3.06 \text{ m} \Rightarrow a \geq 306/20 = 0.15 \text{ cm}$$

Donc:

$$a = 0.15 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

→ On adopte des voiles de **15 cm**.

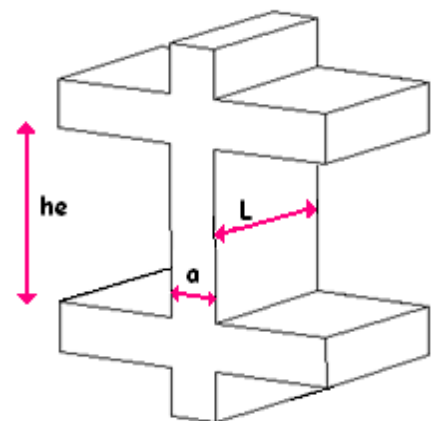


Figure 1. 3: Coupe de voile en élévation

1.7 Descente des charges :

1.7.1 Plancher terrasse inaccessible (inclinée) :

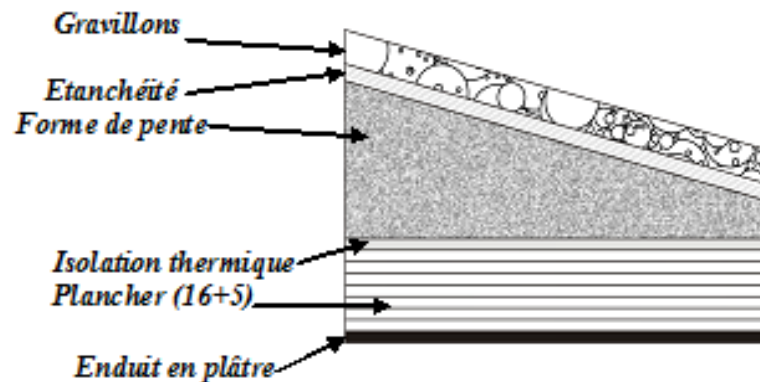


Figure 1. 4: plancher type terrasse.

- Charge permanente (G) :

Tableau 1. 1 : descente des charges plancher terrasse inaccessible.

Désignation	épaisseur (m)	Poids Volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Tuile	/	/	0.60
mortier de pose	0.02	20	0.40
Plancher corps creux	0.21	/	3.20
enduit en plâtre	0.02	10	0.20
			G=4.4 KN/m²

- Surcharge d'exploitation (Q) :

Terrasse inaccessible : $\Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

La terrasse dans notre bâtiment est inclinée d'un angle égal à $12,65^\circ$ donc :

$Tg \varphi = 0.1954 \longrightarrow \varphi = 12,65^\circ$ (angle d'inclinaison du plancher) $\text{Cos } \varphi = 0.97$

$G/\text{cos}\varphi = 4.48 \text{ KN/m}^2$

$Q/\text{cos}\varphi = 1.02 \text{ KN/m}^2$

1.7.2 Plancher RDC et étage courant :

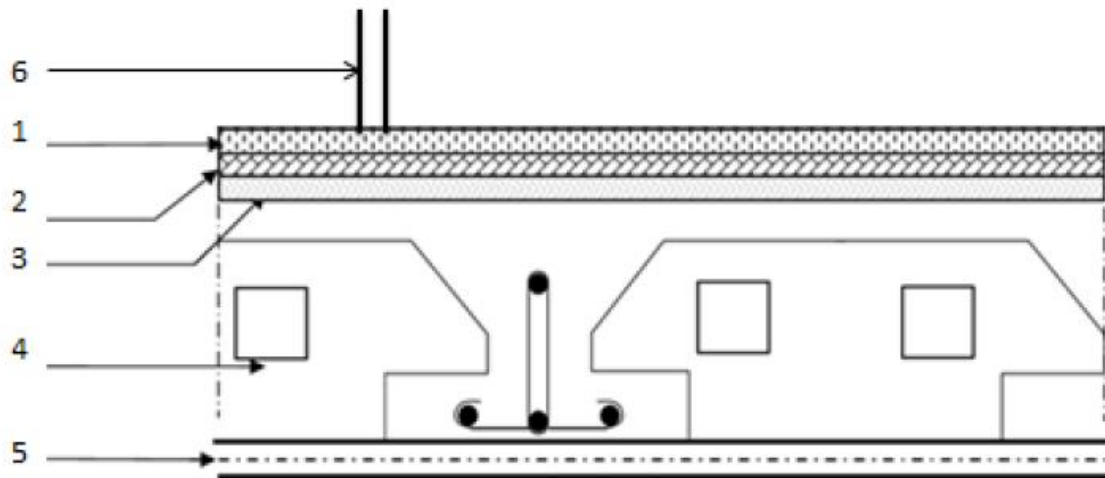


Figure 1. 5: Plancher étage courant

- Charge permanentes (G) :

Tableau 1. 2: descente des charges plancher étage courant :

N°	Désignation	épaisseur (m)	Poids Volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	mortier de ciment	0.02	20	0.4
3	lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0.21	/	3.20
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons	0.10	9	0.9
				G=5.46 KN/m²

- Surcharge d'exploitation (Q) :

Terrasse étage courant ⇒ **Q = 1.5 KN/m²**

1.7.3 Maçonnerie

➤ Murs extérieurs (double parois) :

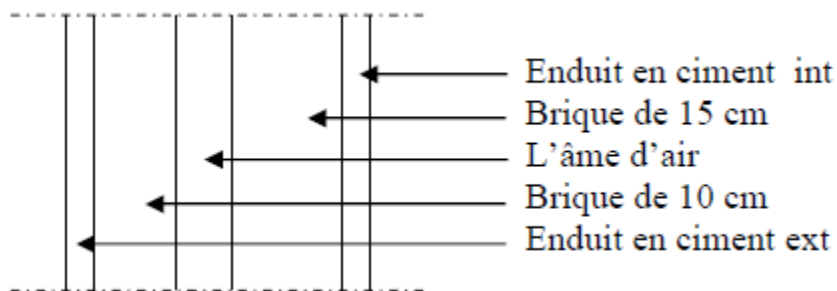


Figure 1. 6: Murs extérieurs (double parois)

- Charge permanentes (G) :

Tableau 1. 3 : descente des murs extérieurs :

Désignation	épaisseur (m)	Poids Volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.40
Brique creuse 10 cm	0.10	90	0.90
Brique creuse 15 cm	0.15	90	1.35
Enduit intérieur en plâtre	0.02	12	0.24
			G=2.89KN/m²

➤ Murs intérieurs (simple parois) :

- Charge permanentes (G) :

Tableau 1. 4: descente des murs intérieurs :

Désignation	épaisseur (m)	Poids Volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.40
Brique creuse 10 cm	0.10	90	0.90
Enduit intérieur en plâtre	0.02	12	0.24
			G=1.54 KN/m²

1.8 Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- ❖ Murs avec portes et fenêtres (70% G).
- ❖ Murs avec portes (90% G).
- ❖ Murs avec fenêtres (80% G).

1.9 Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé tous les charges et les actions agissant sur notre structure, tous les résultats obtenus vont être utilisés pour faire l'étude et le calcul du ferrailage des éléments de la structure



CHAPITRE 2

ETUDE DYNAMIQUE

2.1 Introduction :

Des actions dynamiques complexes sur un bâtiment, et sur toute construction bâtie, Sont générées par des actions et autres phénomènes sismiques. Toute étude de projet d'un bâtiment à pour but d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage, afin d'assurer la sécurité optimal des usagers donc l'étude dynamique est une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil.

2.2 Etude dynamique :

2.2.1 Définition :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

2.2.2 L'objectif de l'étude dynamique :

L'objectif principal de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ces caractéristiques dynamiques propres lors de ces vibrations et aussi de savoir son comportement ; tout ça nous à permis de faire des bonnes conceptions et de construire des structures parasismiques.

2.3 Choix de la méthode de calcul :

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue:

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée dans la zone Sismique 01 groupe d'usage 02.

Notre structure répond aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente.

Dans notre étude on va utiliser les deux premières méthodes ;
Mais la 3^{ème} méthode n'est pas très couramment utilisée car elle nécessite des gens qualifiés, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Cette méthode à le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse, on utilise des accélérogrammes réels.

2.4 Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis SAP 2000 est utilisé.

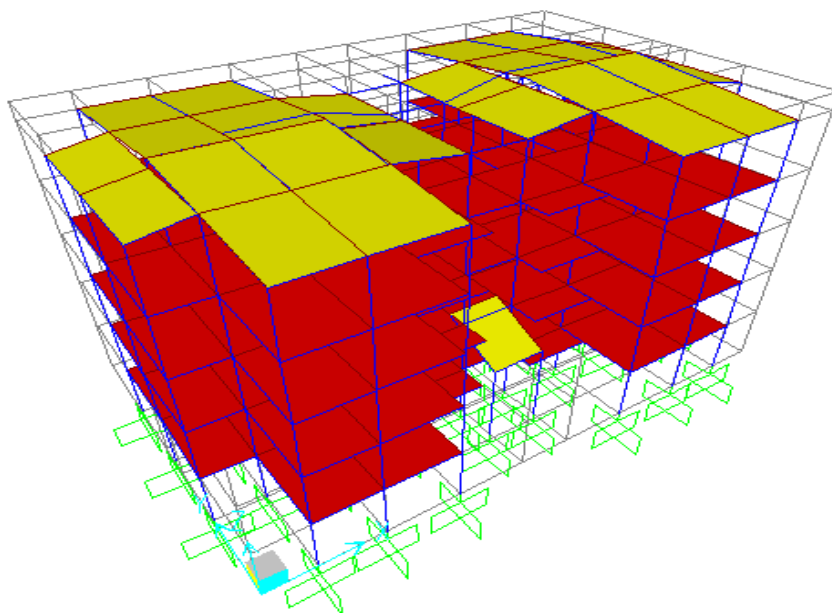


Figure 2. 1: Modélisation 3D de la structure sur le << SAP 2000 >>.

2.4.1 Description du logiciel SAP 2000 :

SAP 2000 est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des structures. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations.

2.4.2 Combinaison D'action :

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

$$ELU = 1.35G+1.5Q$$

$$ELS = G+Q$$

$$ELA = G+Q\pm 1.2E$$

$$ELA = G+Q\pm E$$

$$ELA = 0.8G\pm E$$

2.5 La méthode statique équivalente :

2.5.1 Définition :

Cette méthode est une des méthodes proposée par le RPA99 v.2003, et à pour but d'évaluer les forces horizontales engendrés par un séisme pour chaque niveau du bâtiment.

Le principe de cette méthode est de remplacer la force sismique à chaque niveau par une force horizontale statique fictive.

Les Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, les conditions de hauteur les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

2.5.2 Estimation de la période fondamentale T :

a) la période empirique :

La 1^{ère} formule : $T = C_T (h_N)^{3/4}$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_N = 16,87 \text{ m}$.

C_T : coefficient fonction du système de contrant, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99v 2003.

« Portique auto stable en B.A avec remplissage en maçonnerie » $\rightarrow C_T = 0,05$

$$T = 0,05 \times 16,89^{3/4} = 0,416 \text{ s}.$$

La 2^{ème} formule : (tableau 4-7)

$$T_2 = \frac{0,09h^N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 16,89}{\sqrt{28,12}} = 0,286 \text{ s} .$$

$$T_3 = \frac{0,09h^N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 16,89}{\sqrt{18,19}} = 0,356 \text{ s} .$$

Avec :

D_x : la dimension du bâtiment en plan suivant x.

D_y : la dimension du bâtiment en plan suivant y.

$$T = \min \left[\frac{0,09h^N}{\sqrt{D}} ; C_T (h_N)^{3/4} \right]$$

On prend la valeur minimum de ces 3 valeurs :

$$T = T_2 = 0,286 \text{ s}$$

$$T \text{ majorée} : 1,3 \times 0,286 = 0,3718 \text{ s}$$

b) Etude des variantes :

Pour choisir la bonne disposition des voiles, on à fait une étude approfondie de plusieurs variantes. On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

Variante n°1 :

$$T = 0,86 \text{ s}$$

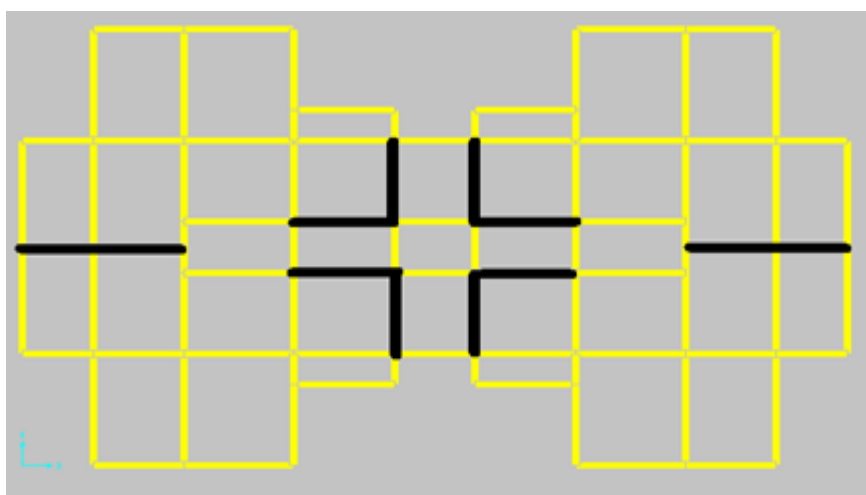


Figure 2. 2: Variante n°1.

Variante n°2 :

T=0.39 s

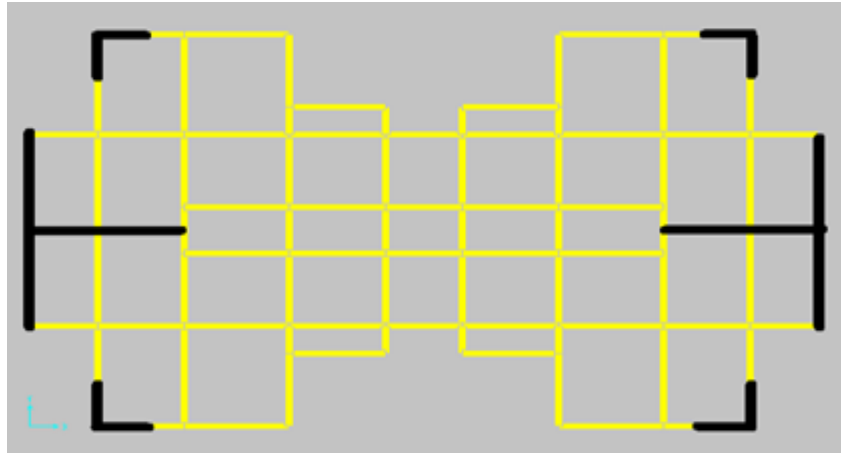


Figure 2. 3: Variante n°2.

Variante n°3 :

T=0.75 s

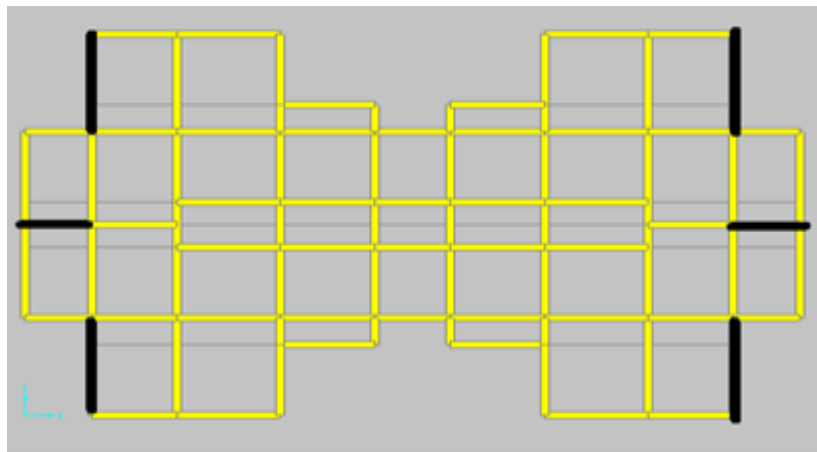


Figure 2. 4: Variante n°3.

Variante n°4 :

T=0.37s

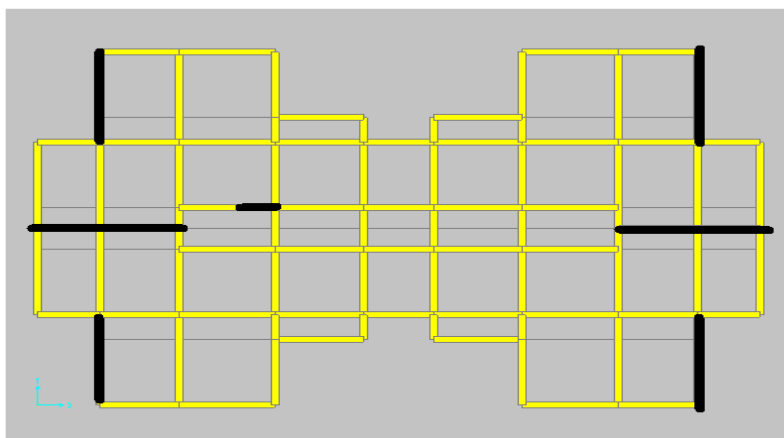


Figure 2. 5: Variante n°4 .

La disposition des voiles doit satisfaire à plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

- ✓ La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure.
 - ✓ IL faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.
 - ✓ Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et a la fois rester dans un domaine économique.
 - ✓ La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99 version2003.
- Après une quarantaine essais on à choisi la 4^{ème} disposition, car elle satisfait à toutes les conditions précédentes.

c) La période numérique :

Selon le RPA99version2003, [Art4.2.4] :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%.

$$T_{\text{analytique}} = 0,378 \text{ s} \implies 1,3T_{\text{empérique}} < T_{\text{analytique}}$$

$$T_{\text{empérique}} + 30\% T_{\text{empérique}} = 0,371 \implies T_{\text{empérique}} + 30\% T_{\text{empérique}} \sim T_{\text{analytique}}$$

0,2860 + 30% 0,2860 = 0,371 scondition est vérifiée.

Tableau 2.1 : La période choisie pour le calcul de v (TALEB.R,2008).

Si :	La période choisie pour le calcul est :
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empérique}}$	$T = T_{\text{empérique}}$
$1.3 T_{\text{empérique}} < T_{\text{analytique}} < T_{\text{empérique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1.3 T_{\text{empérique}}$	$T = 1.3 T_{\text{empérique}}$

On prend : $T = 1,3 T_{\text{empérique}} \implies T = 0,37 \text{ s}$

2.5.3 L'effort tranchant à la base :

La force sismique totale, V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W$$

- Coefficient d'accélération [A] :

Tlemcen est classé comme une zone de faible sismicité Zone I

Ouvrage courant ou d'importance moyenne : Usage d'habitation Groupe 2

Alors, on obtient :

A=0,1 (Tableau 4.1 : RPA 99 version2003)

- Coefficient de comportement de la structure [R]:

Notre structure est un bâtiment contreventé par des voiles « portique contreventé par des voiles », la hauteur maximale égale à 16,89 m

Alors le coefficient de comportement de la structure égal à :

R =4 (Tableau 4.3 : RPA 99 version2003) ; « système 4b ».

Le site est de type S₃ (meuble) : (tableau 3.2 RPA99/version2003).

La période caractéristique associée à la catégorie de site compris entre [T₁-T₂] est de la valeur suivante :

[0.15, 0.5]. (Tableau 4.7 RPA99/version 2003).

- Facteur de correction d'amortissement [η] :

D'après la Formule 4.3 du RPA 99

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$$

où ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

(ξ Donnée par le tableau 4.2 du RPA99)

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$$

$$\eta = 0,7637$$

- Calcul de coefficient d'amplification [D] :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases}$$

$$\begin{cases} t_2 = 0,50s \\ t_1 = 0,15s \end{cases}$$

$0 < T < T_2$ donc :

$$D = 2,5\eta = 2,5 \times 0,76 = 1,90$$

$$\begin{cases} D_x = 1,90 \\ D_y = 1,90 \end{cases}$$

- Calcul de W (poids total de la structure) [W] :

D'après le RPA.99 version 2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et un coefficient β des charges d'exploitation. W Poids total de la structure = $\sum W_i$.

Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : masse due aux charges permanentes.

W_{Qi} : masse due aux charges d'exploitations.

Avec : $\beta = 0,2$ cas d'un bâtiment à usage d'habitation.

Pour calculer la masse de chaque plancher il faut définir le poids de chaque élément :

Poids du plancher, poutres principales, poutres secondaires, maçonnerie, poteaux, voiles, balcons, escaliers

(Tableau 4.5 RPA 99 v.2003)

$$W = \sum_1^5 W_i \quad ; \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W_T = 20877,90 \text{ KN.}$$

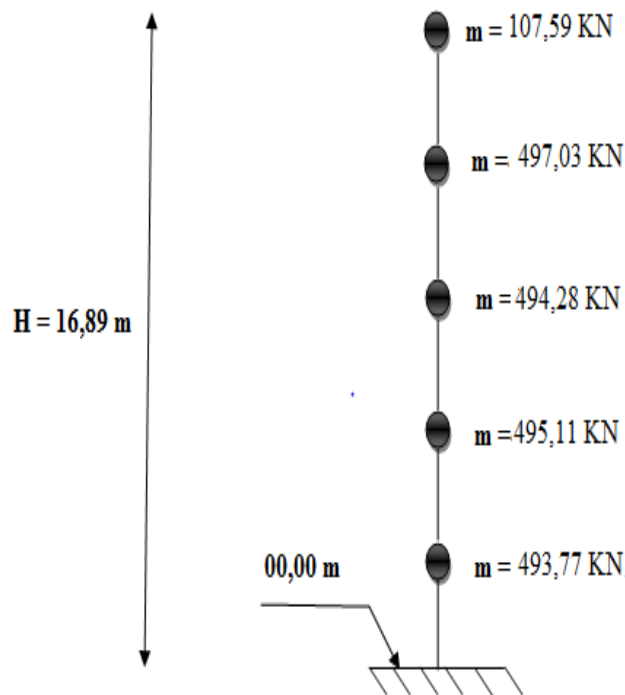


Figure 2. 6: la répartition des masses dans chaque niveau.

Le calcul de facteur de qualité [Q] :

$$Q=1+\sum_1^6 p_q$$

Avec : P_q la pénalité à retenir selon le tableau (Tableau 4.4 : RPA 99 version 2003)

✚ Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

- Sens longitudinal : (9 travée) :

$$3,4/2,7=1,25 < 1,5$$

$$3,1/2,36=1,31 < 1,5$$

$$3,7/3,1=1,19 < 1,5$$

Puisque on a au moins 3 travées qui vérifient donc Critère observé $p_q = 0$

- Sens transversal : (4 travée) :

$$4,38/4,56=0,9 < 1,5$$

Critère observé $p_q = 0$

✚ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de Contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- Sens longitudinal : (10 files) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 3,7 / 2,36 = 1,56 > 1,5 \text{ critère non observé } p_q = 0,05$$

- Sens transversal (5 files) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 4,56 / 4,38 = 1,1 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

✚ Régularité en plan :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (c1 à c4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait (RPA 99 version 2003).

C1 : Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Pour notre cas la symétrie est assurée donc la première Condition est vérifiée.

C2 : pour chaque niveau et chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du

bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La Condition C2 est vérifiée.

C3 : La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. Partie saillante :

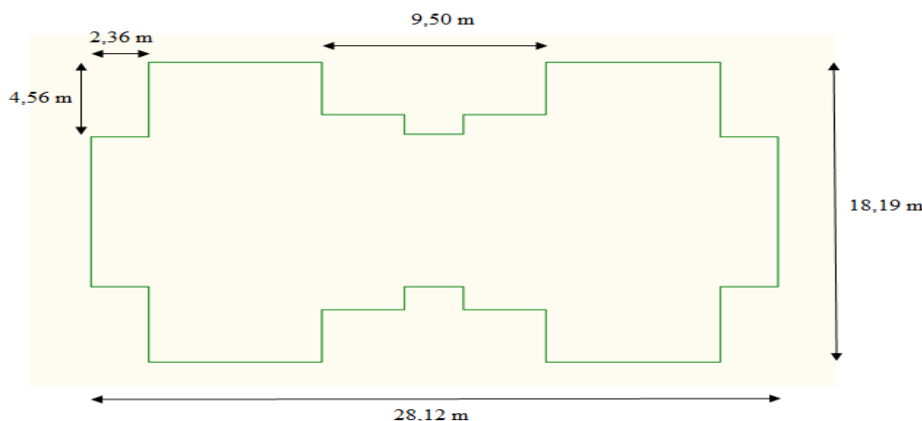


Figure 2. 7: La forme du bâtiment

$$\left\{ \begin{array}{l} LX=28,12m \\ LY=18,19m \\ Lx=9,5m \\ Ly=4,56m \\ Lx=2,36m \\ Ly=4,56m \end{array} \right.$$

$$Lx/LX = \frac{9,5+2,36}{28,12} = 0,43 > 0,25 \longrightarrow \text{CNV}$$

$$Ly/LY = \frac{9,12}{18,19} = 0,50 > 0,25 \longrightarrow \text{CNV}$$

$$LX/LY = \frac{28,12}{18,19} = 1,54 < 4 \longrightarrow \text{CV}$$

Donc condition non vérifiée.

C4 : Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des Contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$\frac{\text{Souverture}}{\text{Plancher}} = \frac{129,68}{511,50} = 0,25 > 0,15 \longrightarrow \text{la dernière condition n'est pas vérifiée}$$

Puisque les 4 conditions ne sont pas vérifiées donc critère non observé $P_q=0.05$

Régularité en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (d1 à d3) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait. (RPA 99 version 2003)

d1 : Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Critère observé.

d2 : Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$$m_5 = 105,700 \text{ t}$$

$$m_4 = 497,626 \text{ t}$$

$$\frac{m_5}{m_4} = 0,21 > 0,15 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Il ya un changement brusque de la masse critère non observé.

d3 : Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles d3 et d4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

Puisque les 3 critères ne sont pas toute vérifier donc c'est un critère non observé.

$$P_q = 0.05.$$

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation. (RPA 99 version 2003).

Donc notre bâtiment est classé comme une structure irrégulière.

✚ Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise. On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0,05$$

✚ Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi ou bien de contrôle des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$ car il est très difficile de contrôler tous les opérations dans un chantier et pendant toute la durée du projet sur tous les journées hivernal.

Tableau 2. 2: Pénalité correspondante au critère.

Critère [Q]	Pq	
	Sens longitudinal	Sens transversal
conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
redondance en plan.	0,05	0
régularité en plan.	0,05	0,05
régularité en élévation.	0,05	0,05
contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution.	0,10	0,10
	Qx=1,30	Qy=1,25

$$V_X = \frac{0.10 \times 1.9 \times 1.30 \times 20877,9}{5} = 1289,21 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{0.10 \times 1.9 \times 1.25 \times 20877,9}{5} = 1239,625 \text{ KN}$$

La répartition des efforts élastiques en chaque étage :(Tableau 4-11)

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum_i^n f_i.$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} F_t = 0,07T V & \text{si } T \geq 0,7s. \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s. \end{cases}$$

$$F_i = \frac{(V_{\text{base}} - F_t) W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

$$F_t = 0 \quad (T < 0,7 \text{ sec})$$

$$\sum_{j=1}^n W_j h_j = (4937,7 \times 3,06 + 4951,14 \times 6,12 + 4942,85 \times 9,18 + 4970,32 \times 12,24 + 1057,90 \times 16,87) = 169772,85 \text{ KNm.}$$

Suivant XX :

$$\left(\begin{array}{l} -F_{1x} = \frac{4937,7 \times 1289,21 \times 3,06}{169772,85} = 114,73 \text{ KN.} \\ -F_{2x} = \frac{4937,7 \times 1289,21 \times 6,12}{169772,85} = 229,47 \text{ KN.} \\ -F_{3x} = \frac{4942,85 \times 1289,21 \times 9,19}{169772,85} = 344,94 \text{ KN.} \\ -F_{4x} = \frac{4970,32 \times 1289,21 \times 12,24}{169772,85} = 416,97 \text{ KN.} \\ -F_{5x} = \frac{1057,90 \times 1289,21 \times 16,87}{169772,85} = 137,82 \text{ K N.} \end{array} \right.$$

Suivant YY :

$$\left(\begin{array}{l} -F_{1y} = \frac{4937,7 \times 1239,625 \times 3,06}{169772,85} = 110,32 \text{ KN.} \\ -F_{2y} = \frac{4937,7 \times 1239,625 \times 6,12}{169772,85} = 220,64 \text{ KN.} \\ -F_{3y} = \frac{4942,85 \times 1239,625 \times 9,19}{169772,85} = 331,67 \text{ KN.} \\ -F_{4y} = \frac{4970,32 \times 1239,625 \times 12,24}{169772,85} = 277,49 \text{ KN.} \\ -F_{5y} = \frac{1057,90 \times 1239,625 \times 16,87}{169772,85} = 132,52 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Tableau 2. 3 : les forces sismiques

Le niveau	Fx(KN)	Fy(KN)
RDC	114,73	110,32
1	229,47	220,64
2	344,94	331,67
3	416,97	277,49
4	137,82	132,52

Vérification:

$$\sum_{1}^{5} F_i = V$$

F1+F2+F3+F4+F5= 991,31 KN \longrightarrow condition vérifié

2.5.4 Nombre de modes à considérer :

Tableau 2. 4 : Les modes propres et les fréquences.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1	0,378464	2,6423
MODAL	Mode	2	0,360875	2,771
MODAL	Mode	3	0,325091	3,0761
MODAL	Mode	4	0,139154	7,1863
MODAL	Mode	5	0,098152	10,188
MODAL	Mode	6	0,089555	11,166
MODAL	Mode	7	0,087585	11,418
MODAL	Mode	8	0,085501	11,696
MODAL	Mode	9	0,084748	11,8
MODAL	Mode	10	0,084079	11,894
MODAL	Mode	11	0,08272	12,089
MODAL	Mode	12	0,081069	12,335

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

Tableau 2. 5 : facteur de participation massique.

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,379514	0,00002949	0,70158	1,376E-09	0,00002949	0,70158	1,376E-09
Mode	2	0,36145	0,70782	0,00002959	9,742E-08	0,70785	0,70161	9,88E-08
Mode	3	0,344734	0,00034	4,076E-11	1,224E-07	0,70819	0,70161	2,212E-07
Mode	4	0,087931	0,00015	0,04839	0,05084	0,70834	0,75	0,05084
Mode	5	0,08687	0,00021	0,04723	0,17504	0,70855	0,79723	0,22588
Mode	6	0,086383	0,00944	0,000001755	0,00591	0,71799	0,79724	0,23179
Mode	7	0,085954	0,17305	0,01659	0,00268	0,89104	0,81382	0,23447
Mode	8	0,085855	0,01596	0,0751	0,00731	0,907	0,88892	0,24177
Mode	9	0,085638	0,00829	0,02242	0,00549	0,91529	0,91134	0,24727
Mode	10	0,079749	0,00017	0,00054	0,00363	0,91546	0,91187	0,2509
Mode	11	0,078833	0,00011	0,00033	0,00443	0,91558	0,9122	0,25533
Mode	12	0,077784	0,00001097	3,048E-09	2,812E-07	0,91559	0,9122	0,25533

Remarque :

Ce modèle présente une période fondamentale T=0,37s.

Le 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.

Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

Les 8 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90%.

2.5.5 Les vérifications et les justifications de la sécurité :

❖ vérifications du coffrage :

P(n) max=674,75 KN

$$u = \frac{0.67475}{(0.3 \times 0.3) \times 25} = 0,29 < 0.3 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifié}$$

❖ Justification de l'interaction voile-portique :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Pour R=5 : Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage ($V_G / V_V \leq 75\%$).

Avec :

V_G : l'effort tranchant global.

V_V : l'effort tranchant des voiles.

Vérification du coefficient du comportement R :

Charges horizontales (Effort tranchant) :

Pour $R=4$: Les voiles de contreventement doivent reprendre la totalité des charges horizontales.

➤ Participation des voiles :

Tableau 2. 6: vérification du coefficient de comportement

	V _{voiles} (KN)	V _{globale} (KN)	V _{voiles} / V _{globale}	condition
Suivant X	1100,95	1237,93	89%	✓
Suivant Y	1019,33	1072,64	95%	✓

☐☐ → Condition vérifié.

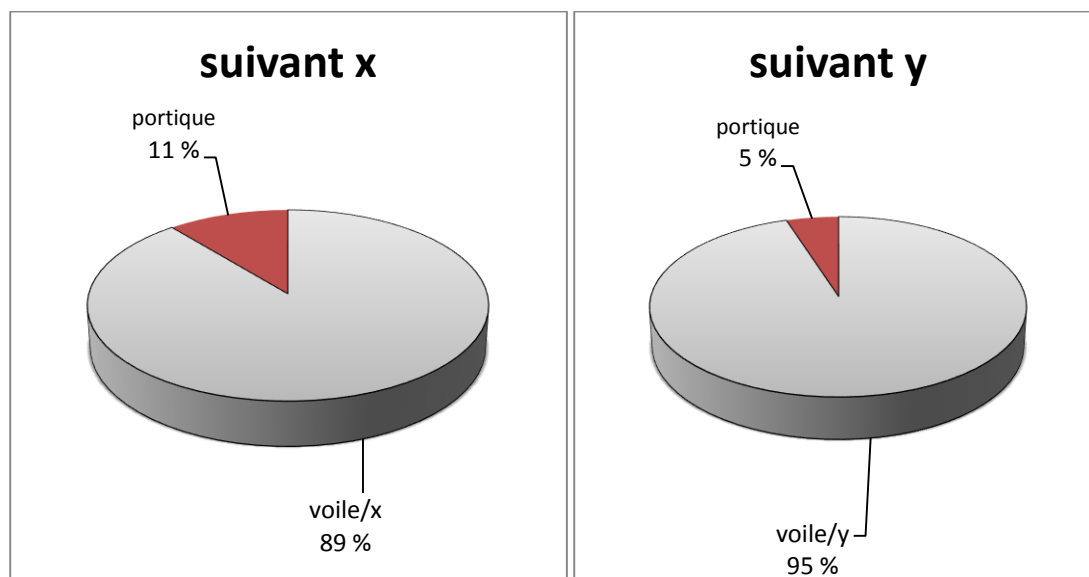


Figure 2. 8: L'interaction voile – portique.

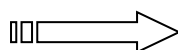
Charges verticales (L'effort normal):

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{xv}=2727,615 \text{ KN} \\ P_{yv}=1576,992 \text{ KN} \\ P_{globale}=25307,908 \text{ KN} \\ P_{vx}/p=10,77 \% < 20\% \end{array} \right.$$

$100\% - 10,77\% = 89,23 \% > 80\%$

$P_{vy}/P=6,23 \% < 20\%$

$100\% - 6,23 \% = 93,77 \% > 80\%$



Condition vérifié

2.5.6 Vérification de la stabilité en renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur du aux charges verticales, $M_s=W.L/2$

M_r : Moment de renversement du aux charge horizontales, $M_r = \Sigma F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique de niveau

$$M_{rx} = (114,73 \times 3,06) + (229,47 \times 6,12) + (344,94 \times 9,19) + (416,97 \times 12,24) \\ + (137,82 \times 16,89) = 12356,92 \text{ KNm}$$

$$M_{ry} = (110,32 \times 3,06) + (220,64 \times 6,12) + (331,67 \times 9,19) + (277,49 \times 12,24) \\ + (132,52 \times 16,89) = 10370,68 \text{ KNm}$$

Tableau 2. 7 : Vérification de la stabilité en renversement suivant XX

W (t)	Lx	L x / 2	Mr (KNm)	Ms (KNm)	Ms / Mr	vérification
2087,79	28,12	14,06	12356,92	29354,32	2,37	ok

Tableau 2. 8 : Vérification de la stabilité en renversement suivant YY

W (t)	Ly	L y / 2	Mr (KNm)	Ms (KNm)	Ms / Mr	vérification
2087,79	18,19	9,09	10370,67	18978,01	1,82	ok

2.5.7 Les vérifications vis-à-vis aux déformations :

Les déplacements latéraux inter- étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e = 0,01 \times 3,06 = 0,03\text{m}$$

h_e : Hauteur de l'étage.

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x.

Avec :

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x.

Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E :

On a : $R = 4$

Les principaux résultats sont donnés dans le tableau suivant :
tableau : Les déplacements latéraux inter- étages.

Tableau 2. 9: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E

H(m)	δ_{ex} (cm)	δ_{ey} (cm)	Δ_{ex} (cm)	Δ_{ey} (cm)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	Δ (m)	observation
16,87	0,334	0,013	0,076	0,004	0,304	0,016	0,03	c.vérifiée
12,24	0,258	0,017	0,077	0,006	0,308	0,024	0,03	c.vérifiée
9,18	0,181	0,011	0,078	0,005	0,312	0,020	0,03	c.vérifiée
6,12	0,103	0,006	0,067	0,0038	0,268	0,015	0,03	c.vérifiée
3,06	0,036	0,0022	0,036	0,0022	0,144	0,0008	0,03	c.vérifiée

2.5.8 Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k, \Delta_k / V_k, h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99/Version 2003 (art 5,9)}$$

Avec : P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E) ; h_k : Hauteur de l'étage « k ».

$$\beta = 0.2$$

- **Sens transversal :**

Tableau 2. 10 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens transversal.

niveau	Wi(KNm)	Pk	$\Delta_{kx}(m)$	V _k (KN)	Hi(m)	Θ
5	1075,9	1075,9	0,00076	137,82	4,5	0,0013
4	4970,32	6045,32	0,00077	416,97	3,06	0,0036
3	4972,85	11018,17	0,00078	344,94	3,06	0,0081
2	4951,14	15969,31	0,00067	229,47	3,06	0,0015
1	4937,7	20907,01	0,00036	114,73	3,06	0,021

- **Sens longitudinal :**

Tableau 2. 11: Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens longitudinal

niveau	Wi(KN)m)	Pk(KN)m)	$\Delta_{ky}(m)$	V _k (KN)	Hi(m)	Θ
5	1075,9	1075,9	0,00004	132,52	4,5	0,00007
4	4970,32	6045,32	0,00006	277,49	3,06	0,00042
3	4972,85	11018,17	0,00005	331,67	3,06	0,00054
2	4951,14	15969,31	0,000038	220,64	3,06	0,00089
1	4937,7	20907,01	0,000022	110,32	3,06	0,00136

Conclusion :

On a $\theta_k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

2.6 La méthode modale spectrale :

2.6.1 Définition :

Le principe de cette méthode, c'est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

2.6.2 Le spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :(tableau 4-13)

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1+ (T/T_1) (2,5\eta (Q/R)-1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Tableau 2. 12 : Résumé des résultats :

A	0,10
D	1,90
Q_x	1,30
Q_y	1,25
R	4
W (KN)	20877,90
T	0,37
η	0,76

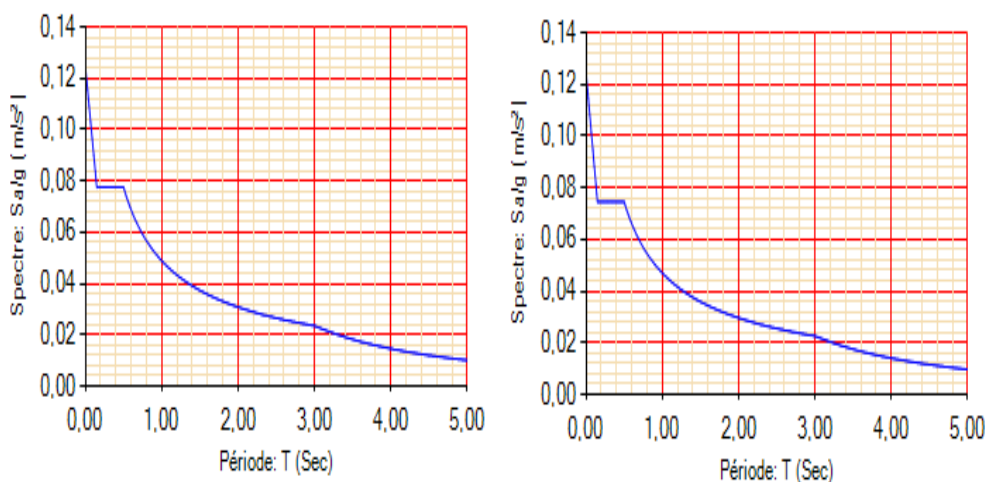


Figure 2. 9 : spectre de réponse.

2.6.3 Résultante des forces sismiques de calcul :

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 déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Avec :

V_t : La résultante des forces sismiques à la base.

V : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Tableau 2. 13: Résultante des forces sismiques

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
e1x	LinRespSpec	Max	1249,213	49,057	5,611
e2y	LinRespSpec	Max	49,057	1213,921	3,803

$$V_{xdynamique} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 1250,17 \text{ KN}$$

$$V_{ydynamique} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 1214,91 \text{ KN}$$

Tableau 2. 14: vérification de l'effort tranchant à la base :

Spectre	F_x (KN)	F_y (KN)	V (KN)	80% V	0.8V < F
E_x	1249,213	49,057	1289,210	1031,36	vérifié
E_y	49,057	1213,921	1239,625	991,70	vérifié

2.7 Interprétations des résultats :

La méthode statique équivalente donne un effort tranchant à la base plus important que celui de la méthode modale car elle utilise le mode fondamentale comme un mode qui fait participer toute la masse.

La méthode statique équivalente donne un model plus souple les déplacements est plus important car la méthode spectrale suppose des modes supérieurs qui sont plus rigides que le mode fondamentale.

La répartition exacte des forces verticales est donnée par la méthode spectrale.

Et en fin notre bâtiment vérifié les conditions du RPA.

2.8 Conclusion :

Dans L'étude dynamique de notre structure Plusieurs dispositions des voiles ont été essayées, afin de trouver la variante qui donne des résultats acceptables (périodes, efforts et déplacements) conformes aux recommandations du RPA99 V.2003.

Maintenant tous les informations donnés par le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), va utilisées pour la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de Calcul.



CHAPITRE 3

CALCUL DES ELEMENTS

SECONDAIRES

3.1 ETUDE DU PLANCHER

3.1.1 Introduction :

Le rôle principal des planchers c'est d'assurer :

- L'isolation thermique et acoustique.
- Supporter leur poids propres et les surcharges des étages.

Les planchers dans notre bâtiment sont à corps creux (16+5) composés des poutrelles et des dalles de compression ; les poutrelles seront continues et disposées afin de réduire la flèche.

✎ Hauteur du plancher : $ht= 21\text{cm}$.

✎ Epaisseur de la dalle de compression : $ho=5\text{cm}$.

✎ Largeur de la nervure : $bo=12\text{ cm}$.

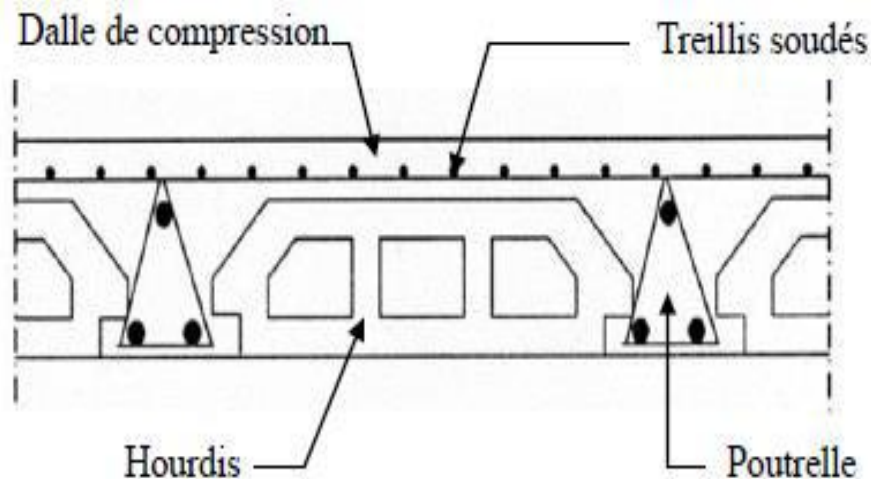


Figure 3. 1: coupe transversale du plancher.

3.1.2 Les méthodes de calcul :

D'après le B.A.E.L91 dans le cas des poutrelles ; on utilise l'une des trois méthodes suivantes pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- a- Méthode forfaitaire.
- b- Méthode des trois moments.
- c- Méthode de Caquot.

On a choisie la méthode des trois moments pour le calcul d'un type de poutrelle et le reste est calculé avec le logiciel SAP2000.

❖ **Tableau des combinaisons d'action :**

Tableau 3. 1: Récapitulatif des combinaisons de charge :

Niveau	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU $Q_u = b (1.35G + 1.5Q)$	ELS $Q_s = b (G + Q)$
Etages	5,46	1,5	0,65	6,25	4,52
Terrasse inaccessible	4,48	1,02	0,65	4,83	3,51

3.1.3 Les types de poutrelles :

➤ **Etage :**

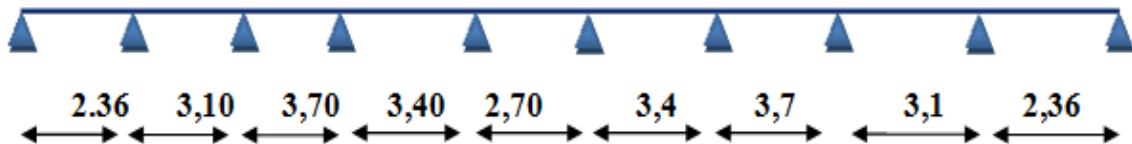
Type 1 :



Type 2 :

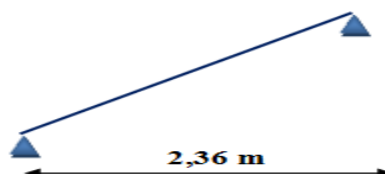


Type 3 :



➤ **Terrasse :**

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

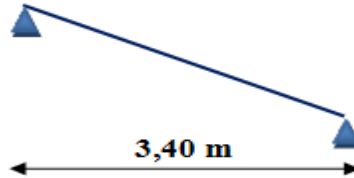


Figure 3. 2: Schémas statiques des différents types des poutrelles.

3.1.4 Calcul des poutrelles :



Figure 3. 3: Type 1 (étage)

3.1.5 Détermination des efforts internes :

3.1.5.1 ELU :

-Calcul du moment en appui :

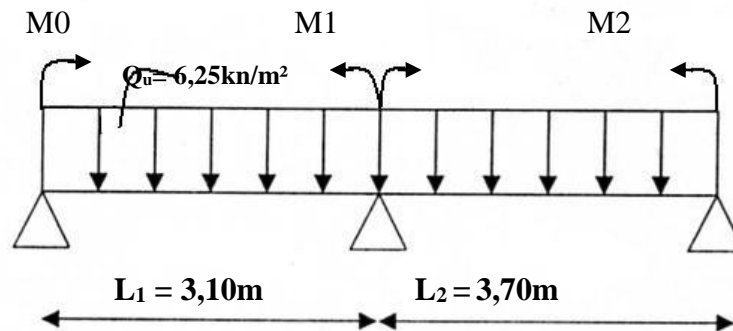


Figure 3. 4: schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELU

L'équation des 3 moments s'écrit:

$$M_0.L_1 + 2.M_1 (L_1 + L_2) + M_2.L_2 = -6.EI. (\omega_{g1} + \omega_{d1}) = -6A1$$

Avec: $\omega_{g1} = - P_w L_{1w}^3 / 24EI$

$$\omega_{d1} = P_e L_{1e}^3 / 24EI$$

et: $M_0 = M_2 = 0 \text{ KNm}$

$$2M_1 (L_1 + L_2) = -6A1$$

$$2 M_1 (3,1 + 3,7) = -6 A1$$

$$A1 = A + A'$$

$$\Rightarrow A1 = -(q_w L_1^3 + q_e L_2^3) / 24$$

$$A1 = (6,25 \times 3,13 + 6,25 \times 3,7^3) / 24 = 20,94 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow M_1 = -9,23 \text{ KNm}$$

✎ Travée (0-1) :

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_0 \cdot L - q_u \cdot L^2 / 2 - M_1 = 0 \Rightarrow 3,1 R_0 - 6,25(3,1^2 / 2) - M_1 = 0$$

$$R_0 = q_u \cdot L / 2 + M_1 / L$$

$$R_0 = 6,71 \text{ KN}$$

➤ **Section 1-1 : $0 \leq x \leq 3,1 \text{ m}$**

$$M(x) = R_0 x - q_u \cdot (x^2 / 2)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3,1) = -9,23 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 6,71 \text{ KN} \\ T(3,1) = -12,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_0 - q_u x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,07 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,07) = 3,60 \text{ KNm}$$

✎ Travée (1-2) :

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_1 L - q_u L^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_1 \cdot 3,7 - 6,25(3,7^2 / 2) - M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = q_u L / 2 + M_1 / L$$

$$R_1 = 14,05 \text{ KN}$$

➤ **Section 2-2 : $0 \leq x \leq 3,7 \text{ m}$:**

$$M(x) = R_1 x - q_u x^2 / 2 + M_1$$

$$\begin{cases} M(0) = -9,23 \text{ KNm} \\ M(3,7) = 0 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x$$

$$\begin{cases} T(0) = 14,05 \text{ KN} \\ T(3,7) = -9,075 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour que $M(x)$ soit M_{\max} : $M'(x) = 0$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_1 - q_u x = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,25 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2,25) = 6,56 \text{ KNm}$$

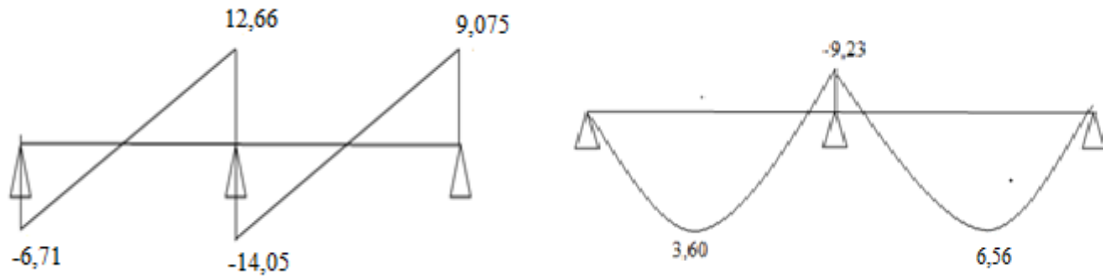


Figure 3. 5 : diagramme du moment et effort tranchant (ELU).

3.1.5.2 ELS :

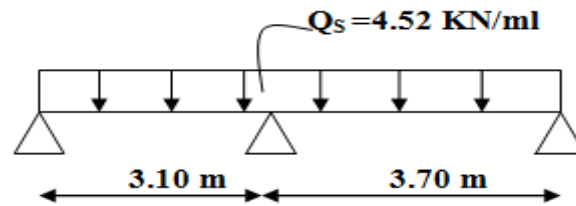


Figure 3. 6: schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELS

On a: $M_0=M_2=0$ KNm

$$2M_1 (L_1+L_2) = -6A_1$$

$$2 M_1 (3.1+3.7) = -6 A_1$$

$$A_1=A+A'$$

$$\Rightarrow A_1= -(q_w L_1^3 + q_e L_2^3)/ 24= 15, 14$$

$$\Rightarrow M_1 = -6, 96 \text{ kNm}$$

☞ Travée (0-1) :

$$R_0 = 4.76 \text{ KN.}$$

➤ **Section 1-1: $0 \leq x \leq 3.10$ m**

$$M(x)= R_0 x - q_s x^2/2$$

$$\begin{cases} M(0)=0 \\ M(3.1) = -6,96 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$T(x)= R_0 - q_u x$$

$$\begin{cases} T(0) = 4.76 \text{ KN} \\ T(3,1) = -9,25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_0 - q_s x = 0$$

$$\Rightarrow x=1,05 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,05) = 2,50 \text{ KNm.}$$

☞ Travée (1-2) :

$$R_1 = 6,48 \text{ KN}$$

➤ Section 2-2: $0 \leq x \leq 3,70 \text{ m}$

$$M(x) = R_1 x - q_s x^2/2 + M_1$$

$$\begin{cases} M(0) = -6,96 \text{ kNm} \\ M(3,7) = 0 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x$$

$$\begin{cases} T(0) = 6,48 \text{ KN} \\ T(3,7) = -10,24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_1 - q_s x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,43 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,43) = -2,31 \text{ KNm}$$

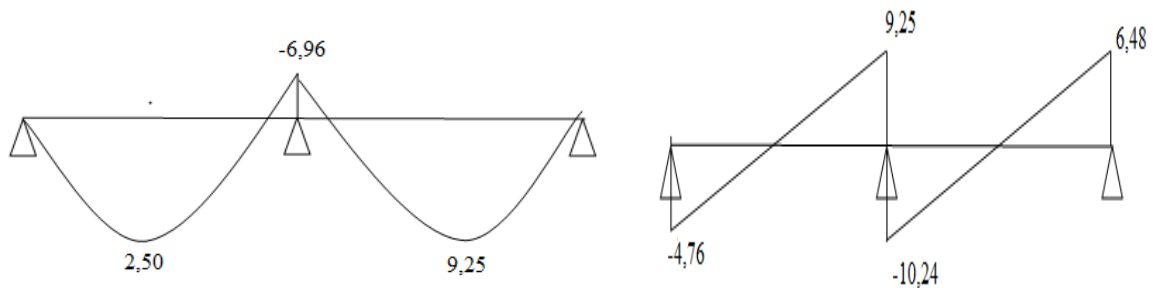


Figure 3. 7: Diagramme du moment et effort tranchant (ELS).

« Les diagrammes des moments et des efforts tranchants des autres types des poutrelles sont indiqués en annexe A »

3.1.6 Ferrailage des poutrelles :

Tableau 3. 2: Récapitulatif de M_{\max} et T_{\max} :

NIVEAUX DES PLANCHERS	TYPE DES POUTRELLES	ELU			ELS		
		M_{\max} (KNm)		T_{\max} (KN)	M_{\max} (KNm)		T_{\max} (kN)
		TRAVÉE	APPUI		TRAVÉE	APPUI	
RDC 1 ; 2 ; 3 ; 4 Etage	TYPE 1	6.99	9.51	14.79	5.15	7.01	10.86
	TYPE 2	5.60	8.66	13.73	4.13	6.38	10.12
	TYPE 3	4.18	7.53	12.38	8.11	5.57	9.18
Terrasse	TYPE 1	3.68	0	6.09	2.74	0	4.53
	TYPE 2	7.49	7.498	11.50	4.08	5.55	8.60
	TYPE 3	7.54	0	8.77	5.61	0	6.53

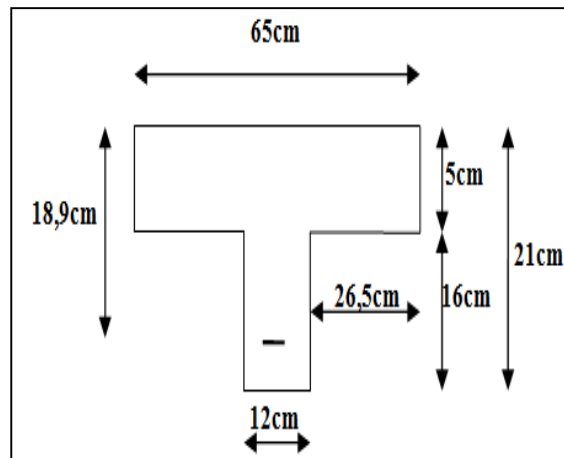


Figure 3. 8: dimension de la poutrelle

3.1.6.1 ELU :

$$d = 0,9 \times h_t$$

$$d = 0,9 \times 21$$

$$d = 18,9 \text{ cm}$$

☞ En travée :

$$M_{ut \max} = 6,99 \text{ kNm} = 0,00699 \text{ MNm}$$

Moment qui équilibre la table : $M_t = b \times h_0 \times f_{bc} (d - h_0/2)$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 (0,189 - 0,05/2) \Rightarrow M_t = 0,0754 \text{ MNm}$$

On a:

$$M_t > M_{U \max}$$

Donc:

La table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

La section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,99 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,189)^2 \times 14,17}$$

$\Rightarrow \mu_u = 0,0212 < 0,186$: Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\Rightarrow \mu_u = 0,0212 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section a simple armature.

✓ Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0212)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0263$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,189 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,037)$$

$$\Rightarrow Z = 0,1869 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{6,99 \times 10^{-3}}{0,186 \times 347,82}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 1,07 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on adopte : } A_{st} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

◆ Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1 / 400$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,48 \text{ cm}^2.$$

(Condition vérifier $A_{st \text{ travée}} = 2,26 \geq 1,48 \text{ cm}^2$).

✗ En appuis :

$$M_{ua \text{ max}} = 9,51 \text{ KNm} = 0,00951 \text{ MNm}$$

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,00951}{0,12 \times (0,189)^2 \times 14,17}$$

$\Rightarrow \mu_u = 0,1566 < 0,188$: Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\Rightarrow \mu_u = 0,1566 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section a simple armature.

✓ Section d'armature :

$$-\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,1566)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,214$$

$$-Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,189 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,214)$$

$$\Rightarrow Z = 0,172 \text{ m}$$

$$-A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{9.51 \times 10^{-3}}{0,172 \times 347.82}$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ appuis}} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st \text{ appuis}} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

♦ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times 2,1 / 400$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,273 \text{ cm}^2. \quad (\text{Condition vérifier } A_{st \text{ appuis}} \geq 1,58 \text{ cm}^2)$$

3.1.6.2 ELS :

Les aciers sont de type FeE400, et la fissuration est peu nuisible ; donc la vérification des contraintes se simplifie comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

♦ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6,99}{5,15} = 1,35 \quad \text{avec : } \alpha = 0,0263$$

$$\alpha_{\text{Travée}} = 0,026 \leq 0,425 \quad \text{C.V}$$

♦ **En appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,51}{7,01} = 1,35 \quad \text{avec : } \alpha = 0,214$$

$$\alpha_{\text{Appuis}} = 0,214 \leq 0,425 \quad \text{C.V}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$.

3.1.6.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \times d} = \frac{0.01479}{0.12 \times 0.189}$$

$$\tau_u = 0.6521 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 0.65 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

3.1.7 Armature transversale :

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

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{21}{35} ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min (0,60 ; 1,2 ; 1,2) \quad \Rightarrow \phi_t = \Phi 6 \text{ mm}$$

3.1.7.1 Calcul de l'espacement:

D'après le **R.P.A99 V.2003** :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 30\text{cm}, 12\phi_l \text{ min} \right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{21}{4}, 30 \text{ cm}, 12 \times 1,2 \right)$$

$$\Rightarrow S_t = 5\text{cm.}$$

• Zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow S' \leq \frac{21}{2} \quad \Rightarrow S' = 10\text{cm}$$

3.1.7.2 Vérification au glissement :

➤ **En appui :**

$$T_{u \max} - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0 \quad \Rightarrow -41,11 < 0 \quad \text{C.V}$$

$$\text{Avec : } \left\{ M_u = 9,51 \text{ KNm} ; T_{u \max} = 14,79 \text{ kNm} \right\}$$

3.1.7.3 Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{\text{admissible}} \quad \text{Avec : } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{500}$$

$$L = 3,70\text{m} \Rightarrow f_{\text{admissible}} = 0,74 \text{ m}$$

➤ Calcul de f :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2$$

$$I_0 = 5,24 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \times \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\text{Avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} \Rightarrow \varphi = 0,0099$$

Donc : $\lambda_i = 4,20$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \phi \times \sigma_{St}) + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.231$
- $I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad I_{fi} = 2,92 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$
- $\frac{1}{\gamma} = \frac{M_s}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{6,99 \cdot 10^{-3}}{32164,2 \times 2,92 \cdot 10^{-4}} = 7,44 \cdot 10^{-3}.$

Avec :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Donc :

$$f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} = \frac{3.70^2}{10} \times 7,44 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow f = 0,0010 \text{ m} < f_{\text{admissible}} = 0,0074 \text{ m}$$

Donc la flèche est vérifiée.

3.1.7.4 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression à une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre ϕ 5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$\begin{cases} F_c = 500 \text{ Mpa} \\ A_1 \geq \frac{4 \cdot L}{f_e} \text{ Avec } L = 65 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$A_1 \geq \frac{4 \times 65}{500}$$

$$A_1 \geq 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0,52}{2} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte un treillis soude de ϕ 5 et un espacement $(20 \times 20) \text{ cm}^2$.

3.1.7.5 Arrêt des armatures principales :

D'après le **BAEL 91**, les chapeaux sur appuis doivent déborder du nœud de l'appui d'au moins :

$\frac{L}{5}$ De la longueur de la plus grande travée voisine pour les appuis n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{L}{4}$ De la longueur de la plus grande travée voisine, si l'appui appartient à une travée de rive.

3.1.7.6 L'ancrage des armatures :

- Contrainte limite d'adhérence (τ_{su}):

La longueur d'ancrage c est la longueur nécessaire pour équilibrer la force axiale exercé sur la barre sur cette longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence égale à :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

Avec :

ψ_s Coefficient d'ancrage

($\psi = 1,5$: pour les armatures à haute adhérence).

$$\Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times (2,1) \Rightarrow \tau_{su} = 2,835 \text{ MPa.}$$

- Longueur de scellement droit (l_s):

$$L_s = \frac{\sigma \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\Rightarrow l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835}$$

$$\Rightarrow l_s = 42,32 \text{ cm}$$

- Ancrage par courbure des barres tendues :

Rayon de courbure :

- ✓ On adopte un crochet à 90° : $\alpha = 1,87$; $\beta = 2,19$

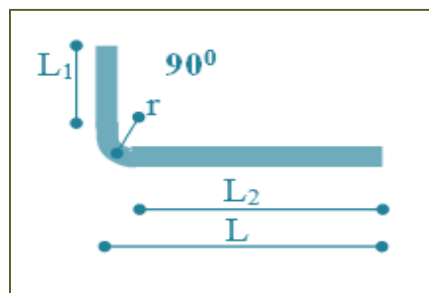


Figure 3. 9: Ancrage des armatures

$$r \geq 5,5 \cdot \phi \Rightarrow r \geq 5,5 \times 1,2 \Rightarrow r \geq 6,6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow r = \mathbf{6,6 \text{ cm}}$$
 (rayon de courbure).

$$L_1 = 10 \times \phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_1 = \mathbf{12 \text{ cm.}}$$

$$L_2 = l_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r \Rightarrow L_2 = 42 - 1,87 \times 12 - 2,19 \times 6,6$$

$$\Rightarrow L_2 = \mathbf{6 \text{ cm.}}$$

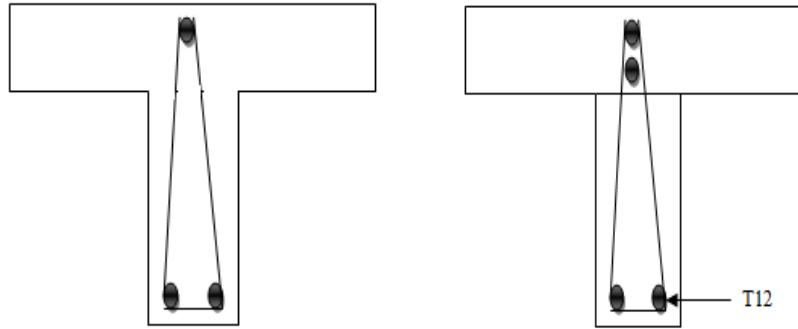
$$L = L_2 + r + \phi/2 = 6 + 6,6 + 1,2/2 = 13,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L = \mathbf{13,2 \text{ cm.}}$$

3.1.8 Le ferrailage pour tous les types de poutrelles :

Tableau 3. 3: Récapitulatif des résultats de ferrailage

Poutrelle	type	Ferrailage calculé (cm ²)		Ferrailage choisi (cm ²)		Cadre (mm)	Espacement (cm)
		Travée	appuis	Travée	appuis		
RDC 1 ; 2 ; 3 ; 4 Etage	Type1	1.07	1.58	2T12 = 2.26	2T12 = 2.26	$\Phi 6$	Zone nodale = 5
	Type2	0.861	1.43	2T12 = 2.26	2T12 = 2.26		
	Type3	0,64	1.23	2T12 = 2.26	2T12 = 2.26		
Terrasse	Type1	0,56	0	2T12 = 2.26	1T12 = 1,13		Zone courante = 10
	Type2	1.15	1,22	2T12 = 2.26	2T12 = 2.26		
	Type3	1.16	0	2T12 = 2.26	1T12 = 1,13		



En travée

En appuis

Figure 3. 10 : ferrailage de la poutrelle type 1(étage).

3.2 Étude des Balcons :

3.2.1 Introduction :

Les balcons dans notre structure sont des dalles pleines en béton armé.

L'étude est assimilée à une console sollicitée par différentes charges d'exploitations, permanentes et la charge des murs.

On adopte une épaisseur $h = 15 \text{ cm}$

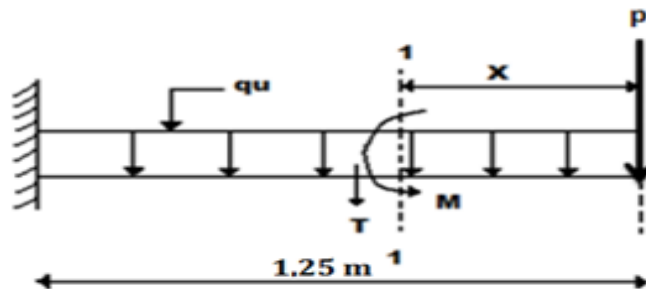


Figure 3. 11 : Schéma statique du balcon

3.2.2 Evaluations des charges :

Tableau 3. 4: Evaluations des charges

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,44
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	20	0,40

Poids propre $G = 5,39 \times 1 \text{ m} = 5,39 \text{ KN/ml}$

Surcharge $Q = 3,5 \times 1 \text{ m} = 3,5 \text{ KN/ml}$

La charge des murs (force concentrée) $P = 1,54 \times 1,25 \times 1 \text{ m} = 1,925 \text{ KN}$

3.2.3 Combinaison d'actions :

3.2.3.1 E.L.U :

$Q_u = 1,35 G + 1,5Q = 12,52 \text{ KN/ml}$

❖ E.L.S :

$Q_s = G + Q = 8,89 \text{ KN/ml}$

$P_u = 1,35 P = 2,59 \text{ KN}$.

3.2.4 Le calcul des moments et efforts tranchants :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

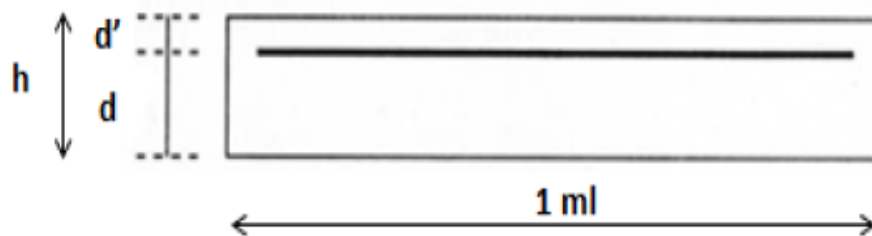


Figure 3. 12: Section transversal du balcon

3.2.4.1 E.L.U :

🗑 Section1-1 : $0 \leq x \leq 1.25 \text{ m}$

$$T(x) = -p_u - q_u x = -2,59 - 12,52x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -2,59 \text{ KN} \\ T(2,4) = -18,24 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = -p_u x - q_u x(x^2/2)$$

$$M(x) = -2,59 x - 12,52 x(x^2/2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(2,4) = -13,01 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

3.2.4.2 ELS :

$$T(x) = -p_s - q_s x = -1,925 - 8,89x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -1,925 \text{ KN} \\ T(2,4) = -13,03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = -p_s x - q_s x(x^2/2)$$

$$M(x) = -1,925 x - 8,89 x(x^2/2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(2,4) = -9,35 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

3.2.5 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple.

3.2.5.1 ELU :

Moment réduit μu :

$$\mu u = \frac{M_{ut}}{d^2 \times b \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu u = \frac{13,01 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu u = 0,0503$$

$$\mu u = 0,066 < \mu_r = 0,392 \quad \Rightarrow \text{section a simple armature (SSA).}$$

Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times Z}$$

Position relative de fibre neutre α :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0503)}) = 0,0646$$

Bras de levier Z :

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135(1 - 0,4 \times (0,0646)) = 0,131 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{13,01 \times 10^{-3}}{347,83 \times 0,130} \quad \Rightarrow A_{st} = 3,30 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad \Rightarrow A_{\text{adopté/ml}} = 4\text{T12} (4,52 \text{ cm}^2).$$

D'après le RPA 99.v2003 :

$$A_{\min} = 0,5\% \text{ b h (dans toute la section)}$$

$$A_{\text{adopté/ml}} = 4,52 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 7,5 \text{ cm}^2 \text{ Condition non vérifié}$$

Donc le ferrailage choisi est : $A_{st} \text{ travée} = 7\text{T12/ml} = 7,92 \text{ cm}^2$

◆ Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times (0,135) \times (1) \times (2,1/400)$$

$$A_{st \min} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{st \min} \quad \text{Condition Vérifié.}$$

3.2.5.2 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc on prend :} \quad A_r = 4\text{T10 /ml} = 3,14 \text{ cm}^2$$

3.2.5.3 Calcul l'espacement :

$$S_t = \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 12.15 \text{ cm}$$

On prend un espacement : **$S_t=15 \text{ cm}$** .

3.2.5.4 ELS :

Position de l'axe neutre :

$$N=15$$

$$A_{st}=7,92 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} x^2 + 15 A_{sc} (x - d) - 15 A_{st} (d - x) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A_{sc} = 0$$

Donc:

$$bx^2/2 - n \cdot A_{st} (d - x) = 0$$

$$50x^2 + 118,8 x - 1603,8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = 118,8^2 - 4 \cdot 50 \cdot (-1603,8)$$

$$\sqrt{\Delta} = 578,68$$

$$x = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -6,97$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 4,59$$

Donc : **$x=4,59 \text{ cm}$**

Moment d'inertie :

$$I = bx^3/2 + n \cdot A_{st} (d - x)^2 = 0$$

$$I = 100 \times 4,59^3 / 2 + 157,92 \times (13,5 - 4,59)^2$$

$$I = 1,265 \text{ m}^4$$

3.2.6 Les vérifications :

3.2.6.1 Vérification des contraintes :

❖ Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,35 \cdot 10^{-3} \times 4,59 \cdot 10^{-6}}{0,0001265} = 3,39 \text{ MPa}$$

Acier:

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{9,35 \cdot 10^{-3} \times (0,135 - 0,046)}{0,0001265} = \mathbf{98,67 \text{ MPa}}$$

❖ Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \quad \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

Acier:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201,63 \text{ Mpa.}}$$

❖ Vérification :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & \text{C.V} \\ \sigma_{st} = 98,67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} & \text{C.V} \end{cases}$$

3.2.6.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T \max}{b \times d} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{18,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \mathbf{0,135 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

Fissuration préjudiciable ($\gamma_b = 1,5$: cas générale)

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,135 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

3.2.6.3 Vérification de la flèche :

$$\begin{aligned} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} & \Rightarrow \frac{0,15}{1,25} > \frac{1}{16} \\ & \Rightarrow 0,12 > 0,0625 & \text{C.V} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} & \Rightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{400} \\ & \Rightarrow 0,0058 \leq 0,011 & \text{C.V} \end{aligned}$$

Donc la flèche est vérifiée.

Tableau 3. 5: Récapitulatif du ferrailage des dalles pleines

Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)	Armature de répartition calculée (cm ²)	Armature de répartition choisie (cm ²)
3,30	7T12 = 7,92	1,98	4T10/ml = 3,14

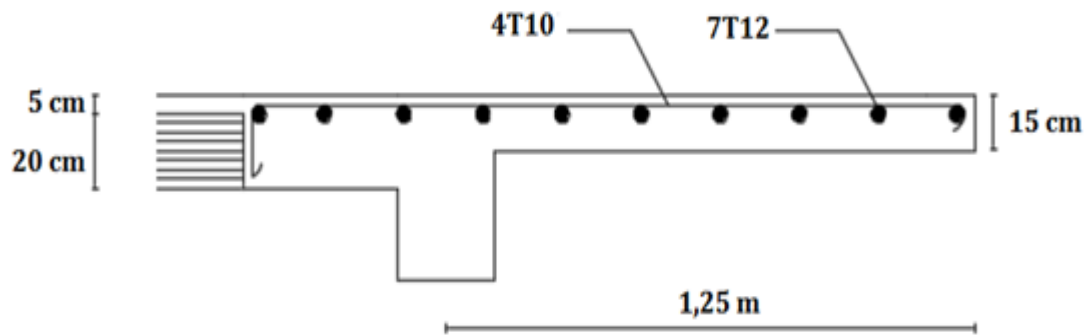


Figure 3. 13 : Ferrailage du balcon

3.3 L'ETUDE DES ESCALIERS

3.3.1 Introduction :

L'escalier est un élément architectural constitué d'une suite régulière de marches ; permettant d'accéder d'un niveau à un autre en montant et descendant.

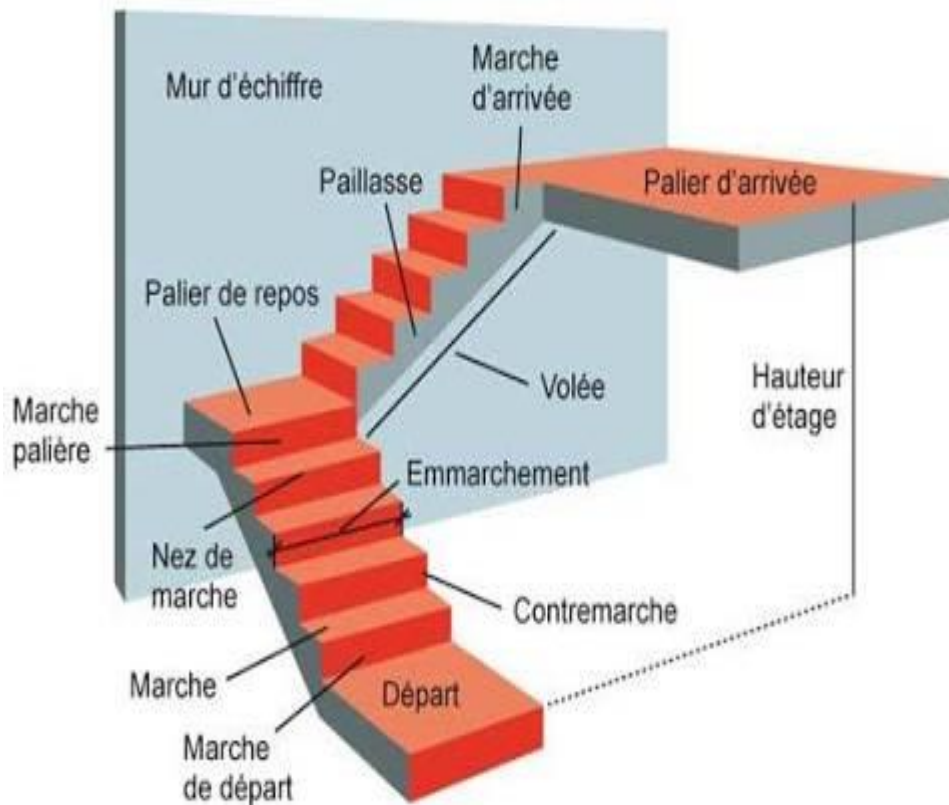


Figure 3. 14: schéma d'un escalier

3.3.2 Types d'escaliers :

On a un seul type d'escalier : « escalier droit »

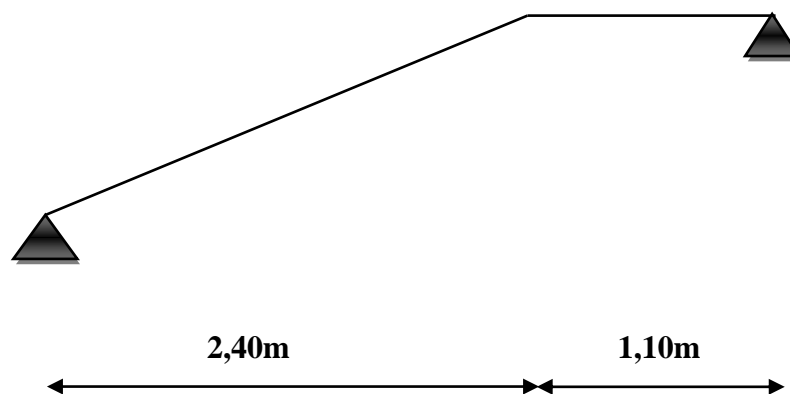


Figure 3. 15: Type d'escalier.

3.3.3 Pré dimensionnement :

3.3.3.1 Calcul de la hauteur de contre marche :

Le calcul de la marche et la contre marche se fait par la relation linéaire suivante :

D'après la formule de « **BLONDEL** » :

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

Avec :

h: Hauteur de la contremarche.

g : Giron ou la longueur de la marche.

On pose **g=30cm**

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

$$\Rightarrow 59 \leq 2h + 30 \leq 66$$

$$\Rightarrow 14,50 \leq h \leq 18$$

Donc, on prend **h=17cm**

3.3.3.2 Calcul du nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h}$$

avec :

n : nombre de contre marche

H: Hauteur d'étage H = 3.06m

h : Hauteur de contremarche h = 17cm

$$n = 3,06/0,17 = \mathbf{18 \text{ contre marches}}$$
 (pour les deux volées)

C'est-à-dire qu'on a **9 contres marches**.

3.3.3.3 La longueur de la ligne de foulée :

La ligne de foulée c'est le parcours d'une personne qui descend en se tenant à la rampe du côté du jour (l'espace entre deux volées).

$$L = g (n/2 - 1)$$

L : Longueur de la ligne de foulée

g : La largeur de la marche.

$$L = 0,30 (18/2 - 1) = 2,40 \rightarrow \mathbf{L = 240cm}$$

3.3.3.4 Epaisseur du palier :

$$L/20 \leq e \leq L/15 \Rightarrow 240/20 \leq e \leq 240/15$$

$$\Rightarrow 12 \leq e \leq 16$$

$$\Rightarrow \mathbf{e = 15cm}$$

3.3.3.5 Epaisseur de la paillasse :

$$e = \max (L/20 ; L/30)$$

$$\Rightarrow e = \max (2,40/20 ; 2,40/30)$$

$$\Rightarrow e = \max (0,12 ; 0,08) \text{ m}$$

On prend : e=15cm.

⇒ On a la même épaisseur de la paillasse et du palier égale à 15cm.

3.3.3.6 Calcul de l'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = h/l$$

$$\Rightarrow 1,53/ 2,40 = 0,63$$

$$\Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

3.3.4 Descente de charge :

3.3.4.1 La paillasse :

❖ Charge permanente (G) :

Tableau 3. 6: Descente de charge de la paillasse

N=0	Désignation	e (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier horizontale en ciment	0,02	20	0,40
3	Carrelage contre marche	0,02	20 x 0,17/0.3	0,22
4	Mortier vertical	0,02	20 x 0,17/0.3	0,22
5	Pallasse en béton armé	0,15	25	3,75
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
7	Contre marche	/	25 x 0,17/2	2,11
8	Garde- corps	/	/	0,10
			G = 7.45 KN /m²	

❖ Charge d'exploitation (Q) :

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

3.3.4.2 Palier de repos :

Tableau 3. 7: Descente de charge du palier.

N ⁰	Désignation	Eps (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfaccique KN/m ²
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
				G = 5,15 KN/m²

❖ Charge d'exploitation (Q) :

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

3.3.4.3 Combinaison d'action :

Tableau 3. 8: Combinaison d'action.

	Combinaison d'action	Paillasse (KN/m)	Palier (KN/m)
E.L.U	1.35G + 1.5Q	13.80	10.70
E.L.S	G + Q	9.95	7.65

3.3.5 Calcul des sollicitations :

3.3.5.1 à l'E.L.U :

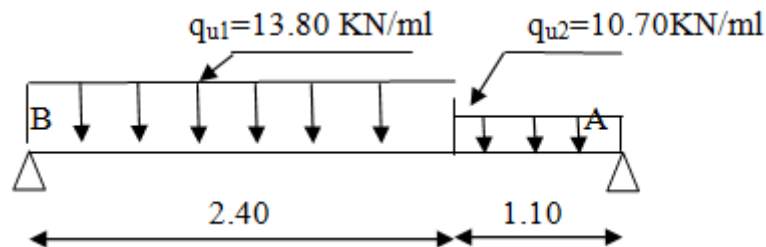


Figure 3. 16: schéma statique des escaliers à l'E.L.U

❖ Les réactions d'appuis

$$\Sigma M/a = 0 \Rightarrow R_b (3,50) - 10,70 (1,10) (1,10/2) - 13,80 (2,4) (2,3) = 0$$

$$\Rightarrow R_b = 23,61 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow R_a (3,50) - 10,70 (1,10) (2,95) - 13,80 (2,4) (1,2) = 0$$

$$\Rightarrow R_a = 21,27 \text{ KN}$$

❖ Vérification :

$$\Sigma FV = R_a + R_b - (q_{u1} \times 2,4 + q_{u2} \times 1,10) = 0$$

$$R_a + R_b = 44,89 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

❖ Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

✂ Section1-1 : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T(x) = R_b - q_1 x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 23.61 \text{ KN} \\ T(2.4) = -9.51 \text{ KN} \end{array} \right.$$

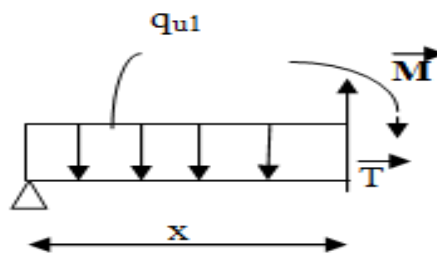


Figure 3. 17: section 1-1 a l'ELU

$$M(x) = R_b x - q_1 x(x^2/2)$$

$$M(x) = 23,61 x - 13,80 x (x^2/2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(2,4) = 16.92 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$T(x) = M'(x) = 0 \Rightarrow 23,61 - 13,80 x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,70 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,70) \Rightarrow M_{\max} = 20,20 \text{ KNm}$$

✂ Section2-2 : $0 \leq x \leq 1.10 \text{ m}$

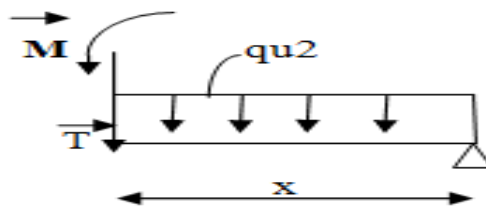


Figure 3. 18: section 1-1 à l'ELS

$$T(x) = -R_a + q_{u2} x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -21,27 \text{ KN} \\ T(1.10) = -9,51 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_a x - q_{u2} x (x^2/2)$$

$$M(x) = 21,27 x - 10,7 x (x^2/2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \end{array} \right.$$

$$M(1,10) = 16,92 \text{ KNm}$$

3.3.5.2 à l'ELS :

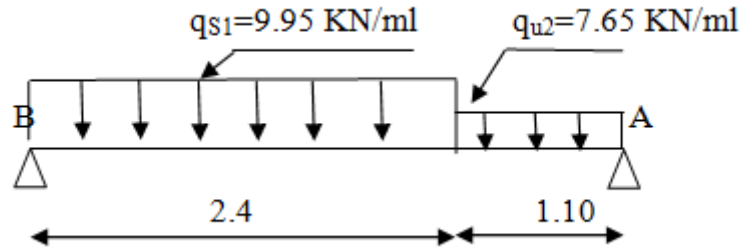


Figure 3. 19: Schéma statique des escaliers à l'E.L.S

❖ Les réactions d'appuis :

$$\Sigma M/a = 0 \Rightarrow R_b (3,50) - 7,65 (1,10) (1,10/2) - 9,95 (2,4) (2,3) = 0$$

$$\Rightarrow R_b = 17,01 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow R_a (3,50) - 7,65 (2,95) (1,10) - 9,95 (2,4) (1,2) = 0$$

$$\Rightarrow R_a = 15,28 \text{ KN}$$

❖ La Vérification :

$$\Sigma FV = R_a + R_b - (q_{u1} \times 2,4 + q_{u2} \times 1,55) = 0$$

$$R_a + R_b = 32,29 \text{ KN}$$

C.V

✂ Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

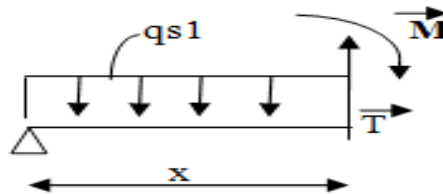


Figure 3. 20: section 1-1 à l'ELS

$$T(x) = R_b - q_s1x$$

$$\begin{cases} T(0) = 17,01 \text{ KN} \\ T(2,4) = -6,87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_b x - q_s1(x^2/2)$$

$$M(x) = 17,01 x - 9,95x (x^2/2)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,4) = 12,16 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$T(x) = M'(x) = 0 \quad \Rightarrow 17,01 - 9,95 x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,70 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,70) \quad \Rightarrow M_{\max} = 14,53 \text{ KNm}$$

❏ Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,10 \text{ m}$

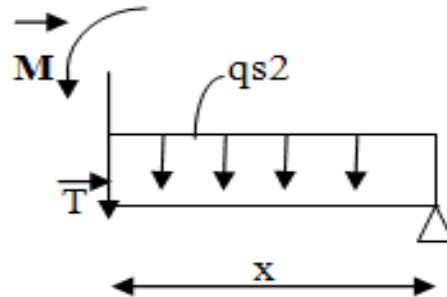


Figure 3. 21: section 2-2 à l'ELS

$$T(x) = Ra - qs_2 x$$

$$\begin{cases} T(0) = -15,28 \text{ KN} \\ T(1,10) = -6,87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = Ra x - qs_2 x (x^2/2)$$

$$M(x) = 15,25 x - 7,65 x (x^2/2)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,55) = 12,17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :

Tableau 3. 9: récapitulatif de M et T.

	ELU	ELS
M max (KNm)	20,20	14,53
T max (KN)	23,61	17,01

3.3.6 Les diagrammes des résultats :

3.3.6.1 ELU :

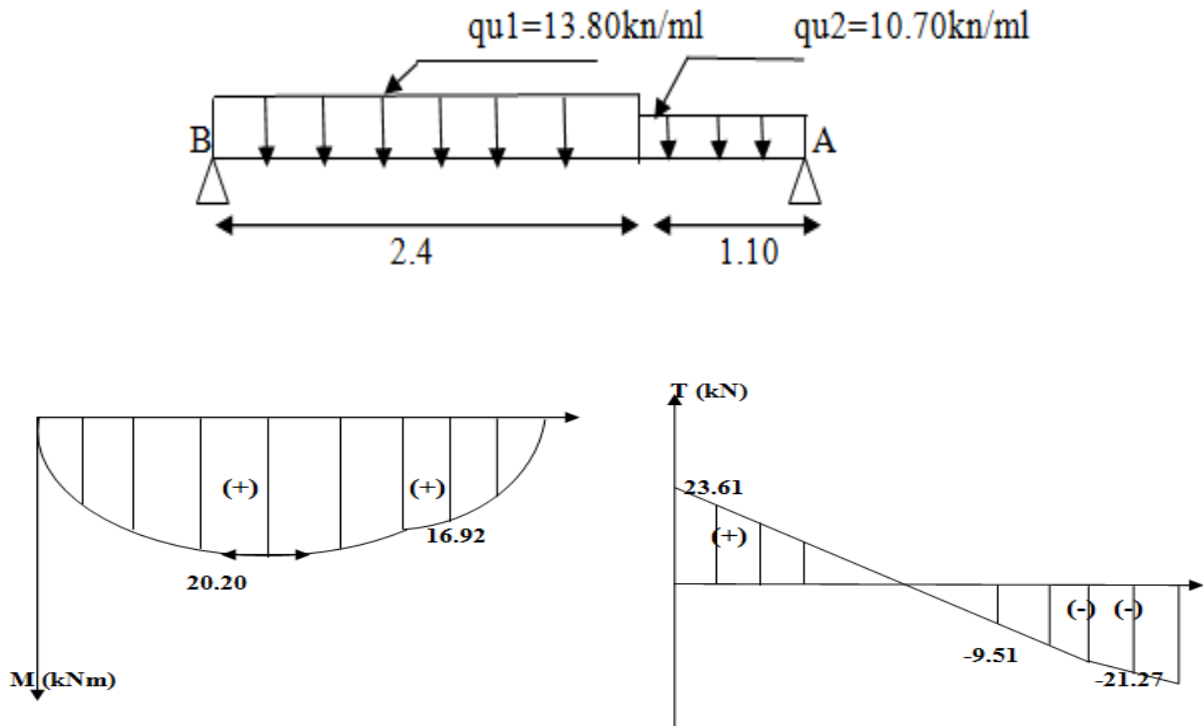


Figure 3. 22: diagramme de M et T du l'ELU.

3.3.6.2 ELS :

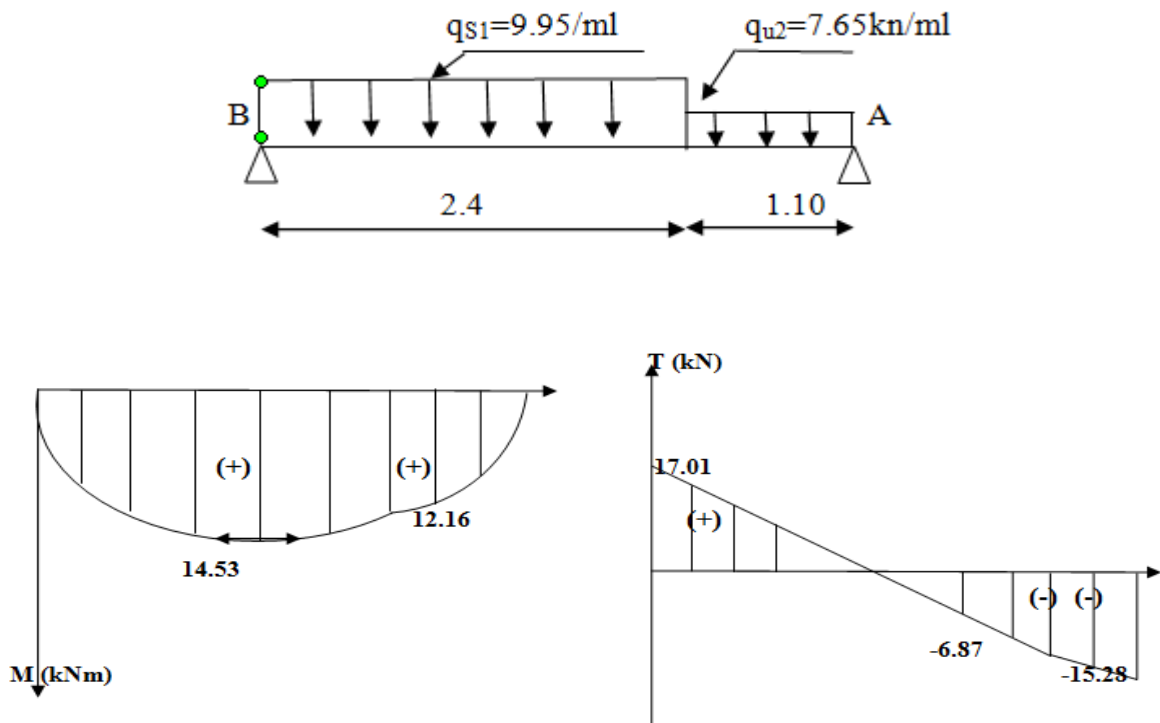


Figure 3. 23: diagramme de M et T du l'ELS

3.3.7 Détermination du ferrailage :

3.3.7.1 À l'ELU :

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 \Rightarrow d = 13,5 \text{ cm}$$

Les contraintes : $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$

❖ en travée :

$$M_{ut} = 0,85 \times M_{\text{max}} \Rightarrow M_{ut} = 0,85 \times 20,20$$

$$\Rightarrow M_{ut} = 17,17 \text{ KNm}$$

Moment réduit μu :

$$\mu u = \frac{M_{ut}}{d^2 \times b \times f_{bc}} \Rightarrow \mu u = \frac{17,17 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu u = 0,066$$

$\mu u = 0,066 < 0,186 \Rightarrow$ Pivot A les armatures de compression ne sont pas Nécessaires.

$\mu u = 0,066 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ section a simple armature (SSA).

Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times Z}$$

Position relative de fibre neutre α :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,066)}) = 0,085$$

Bras de levier Z :

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135(1 - 0,4(0,085)) = 0,130 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{17,17 \times 10^{-3}}{347,83 \times 0,130} \Rightarrow A_{st} = 3,79 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi est : $A_{st} \text{ travée} = 4\text{T}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$

L'espacement = 15 cm

♦ Condition de non fragilité :

$$A_{st\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0,23 \times (0,135) \times (1) \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{donc} \quad \text{CV}$$

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_r = 3T8/ml = 1.51 \text{ cm}^2$

❖ En Appuis.

$$M_{ua} = 0.5 \times M_{\text{max}} \Rightarrow M_{ua} = 0.5 \times 20.20$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 10.10 \text{ KNm}$$

Moment réduit μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{d^2 \times b \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{10.10 \times 10^{-3}}{(0.135)^2 \times (1) \times 14.17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.039$$

$$\mu_u = 0.039 < 0.186$$

⇒ Pivot A les armatures de compression ne sont pas Nécessaire.

$$\mu_u = 0.039 < \mu_r = 0.392$$

⇒ section a simple armature (SSA).

Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times z}$$

Position relative de fibre neutre α :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.039)}) = 0.049$$

Bras de levier Z :

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.132 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{10.10 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.132} = 2.19 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ appuis}} = 3T12/ml = 3.39 \text{ cm}^2$$

L'espacement = 15 cm.

◆ **Condition de non fragilité :**

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0,23 \times (0,135) \times (1) \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 3,39 \text{cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 1,63 \text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84 \text{cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_r = 3T8/ml = 1,51 \text{cm}^2$$

$$3,39 + 4,52 = 7,91 > \text{Min RPA}$$

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \text{ b h} = 7,5 \text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

3.3.7.2 à l'ELS :

Ce type d'escaliers est soumis à des fissurations peu préjudiciables donc on va vérifier que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions la vérification des contraintes s'écrit comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} \quad \Rightarrow \gamma = \frac{20,20}{14,53}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,39$$

$$\alpha = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad \Rightarrow \alpha_t = 0,085 \leq 0,445 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton en travée.

❖ **En appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \Rightarrow \gamma = \frac{20,20}{14,53}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,39$$

$$\alpha = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad \Rightarrow \alpha_a = 0,049 \leq 0,445 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton en appuis.

3.3.7.3 Vérification du cisaillement :

T max = 23.61 kN

$$\tau_u = \frac{T \max}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{23.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.174 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{20 \times f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{Mpa} \right)$$

Fissuration peu nuisible ($\gamma b = 1,5$: cas générale)

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc on a:

$$\tau_u = 0.174 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33, \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

3.3.7.4 Vérification de la flèche :

h : Hauteur de la cage d'escalier = 3,06m

L : Distance entre appuis = 3,50m

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{3,06}{3,50} > \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow 0,874 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \Rightarrow \frac{3,06}{3,50} > \frac{1}{18} \times \frac{14.53}{20.20}$$

$$\Rightarrow 0,874 > 0,0399 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st \text{ appuis}}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,0058 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

Tableau 3. 10: récapitulatif du ferrailage des escaliers.

	Ferraillage calculé (cm ²)	Ferraillage choisi (cm ²)	Armature de répartition calculée (cm ²)	Armature de répartition choisie (cm ²)
En travée	3,79	4T12/ml = 4,52	1,13	3T8/ml = 1,51
En appuis	2,19	3T12/ml = 3,39	0,84	3T8/ml = 1,51

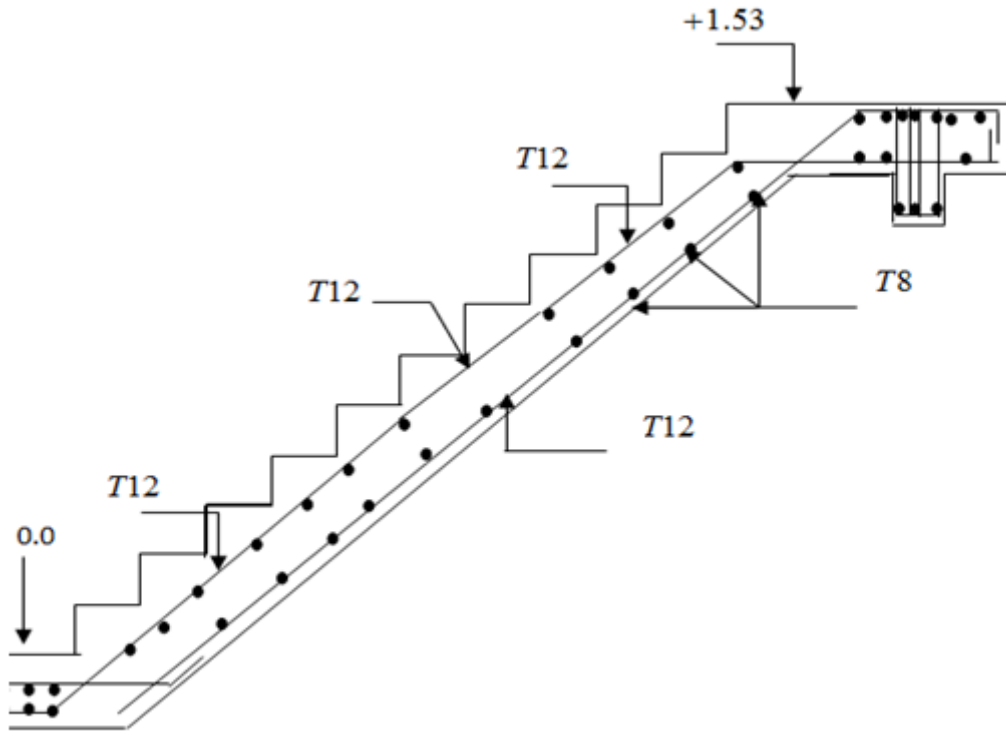


Figure 3. 24: Schéma de ferrailage d'escalier

3.3.8 ÉTUDE DE LA POUTRE PALIERE :

3.3.8.1 Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec :

L : distance entre axe des poteaux (L=2,70m).

h : hauteur de la poutre.

$$\Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10}$$

$$\Rightarrow 18 \leq h \leq 27$$

Pour une meilleure sécurité on prend :

$$h = 25 \text{ cm}$$

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

$$d = 0,9 \times h = 22.5 \text{ cm}$$

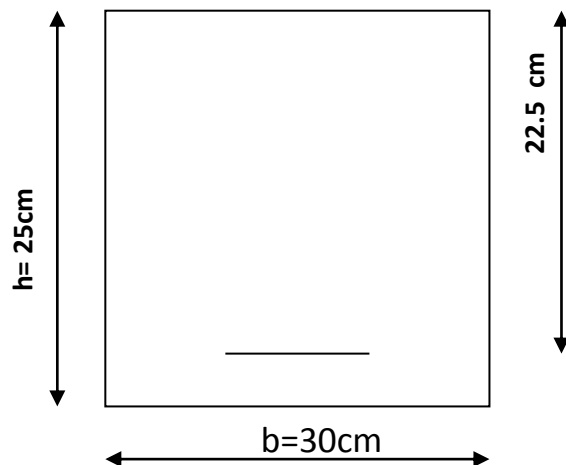


Figure3. 25: coupe transversal de la poutre palière.

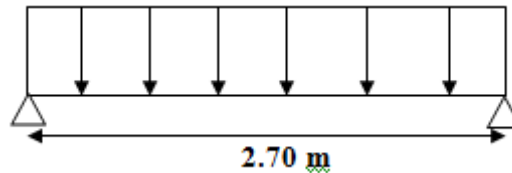


Figure 3. 26: schéma de la poutre palière

3.3.8.2 Descente de charge :

❖ Charge permanente (G) :

Poids propre de la poutre	$\Rightarrow 0.3 \times 0.25 \times 2500 = 187.50 \text{ kg/m}$
Mur double parois (e=30cm)	$\Rightarrow (3.06/2 - 0.225) \times 271 = 353.65 \text{ kg/m}$
	<u>G = 541.15 kg/m = 5.41 KN/m</u>

❖ Charge d'exploitation (Q) :

$$Q = 0 \text{ KN/ml}$$

❖ Réaction d'escalier :

On a : $T \text{ max} = \frac{R_b}{L/2}$

3.3.8.3 Combinaison d'action :

✓ ELU :

$$Q_u = 1.35G + T \text{ max} \quad \text{avec : } T \text{ max} = \frac{23.61}{2,70/2} = 17,48 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1,35 \times 5,41 + 17,48 \quad \Rightarrow \quad Q_u = 24,78 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS :

$$Q_s = G + T \text{ max}$$

$$Q_u = 5,41 + 17,48 \quad \Rightarrow \quad Q_s = 22,89 \text{ KN/ml}$$

3.3.8.4 Détermination du ferrailage :

✓ Calcul a l'ELU :

Les contraintes : $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$ et $\sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$

• En travée

$$M_u \text{ max} = Q_u \times \frac{l^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_u \text{ max} = 24,78 \times \frac{(2,70)^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_u \text{ max} = 22.58 \text{ KNm}$$

$$M_{ut} = 0,85 \times M_u \text{ max} \quad \Rightarrow \quad M_{ut} = 0,85 \times (22,58)$$

$$\Rightarrow M_{ut} = 19,19 \text{ KNm}$$

✎ Moment réduit μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{d^2 \times b \times \sigma_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{19,19 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,225)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,089$$

$\mu_u = 0,089 < 0,186$ \Rightarrow Pivot A les armatures de compression ne sont pas Nécessaires.

$\mu_u = 0,089 < \mu_r = 0,392$ \Rightarrow section a simple armature.

✎ Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times Z}$$

Avec : $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,116$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,214m$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{19,19 \times 10^{-3}}{347,84 \times 0,214} = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ travée}} = 3,39 \text{ cm}^2 \text{ (3T12)}$$

♦ Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times (0,225) \times (0,3) \times (2,1/400) = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} \quad \text{C.V}$$

• En appuis

$$M_u \text{ max} = q_u \times \frac{l^2}{8} \quad \Rightarrow M_u \text{ max} = 24,78 \times \frac{(2,70)^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_u \text{ max} = 22,58 \text{ KNm}$$

$$M_{ua} = 0,50 \times M_u \text{ max} \quad \Rightarrow M_{ua} = 0,50 \times (22,58)$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 11,29 \text{ KNm}$$

✎ Moment réduit μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{d^2 \times b \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{11,29 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,225)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,052$$

$\mu_u = 0,052 < 0,186$ \Rightarrow Pivot A les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,052 < \mu_r = 0,392$ \Rightarrow section a simple armature.

✂ Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\sigma_{st} \times Z}$$

Avec : $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,067$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,218m$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{11,29 \times 10^{-3}}{347,84 \times 0,218} = 1,48cm^2$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ appuis}} = 3,39 \text{ m}^2 \text{ (3T12)}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0,23 \times (0,225) \times (0,3) \times (2,1/400) = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ appuis}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}}$$

C.V

✓ **Calcul à l'ELS :**(vérification)

• En travée

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{22,58}{19,19} = 1,17$$

$$\alpha = 0,058$$

$$\frac{\gamma t - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335$$

Donc : $0,119 < 0,335$ **C.V**

il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

D'après le R.P.A99 V2003:

$A_{st \text{ min}} = 0,5\%(b \times h)$ dans toute la section.

$$A_{st \text{ min}} = 0,5 \frac{0,3 \times 0,25}{100} = 3,75 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appuis}} = 3,39 + 3,39$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appuis}} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 3,75 \text{ cm}^2$$

C.V

3.3.8.5 Calcul des armature transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35}, \frac{30}{10}, 1,2 \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min (0,71 ; 3 ; 1,2)$$

$$\Rightarrow \phi_t = \Phi 6 \text{ mm}$$

3.3.8.6 Calcul d'espacement des cadres :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 30\text{cm}, 12\phi_1 \text{ min} \right) \quad \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{25}{4}, 30\text{cm}, 12 \times 1.2 \right)$$

$$\Rightarrow S_t = 6,25 \text{ cm} \quad (\text{st}=7 \text{ cm})$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h$

- Zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow S' \leq \frac{25}{2}$$

$$\Rightarrow S' = 12,5\text{cm} \quad (\text{st}=15 \text{ cm})$$

La distance de la première cadre et de **7cm**.

3.3.8.7 Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = \frac{Q_u \times l}{2} \quad \Rightarrow T_{\max} = \frac{24,78 \times 2,70}{2}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 33,45 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{33,45 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,225}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,495 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,495 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

3.3.8.8 Vérification de la flèche :

h : Hauteur de la poutre palière = **0,25 m**

L : la longueur de la poutre palière = **2,70 m**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{0,25}{2,70} > \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow 0,092 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad \Rightarrow \frac{0,25}{2,70} > \frac{1}{18} \times \frac{22,58}{19,19}$$

$$\Rightarrow 0,0823 > 0,0653 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st \text{ appuis}}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,225} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,00349 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

3.3.8.9 Récapitulatif du ferrailage de la poutre palière :

Tableau 3. 11: récapitulatif du ferrailage des poutres palière.

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
En travée	2.57	3T12= 3.39
En appuis	1.48	3T12 = 3.39

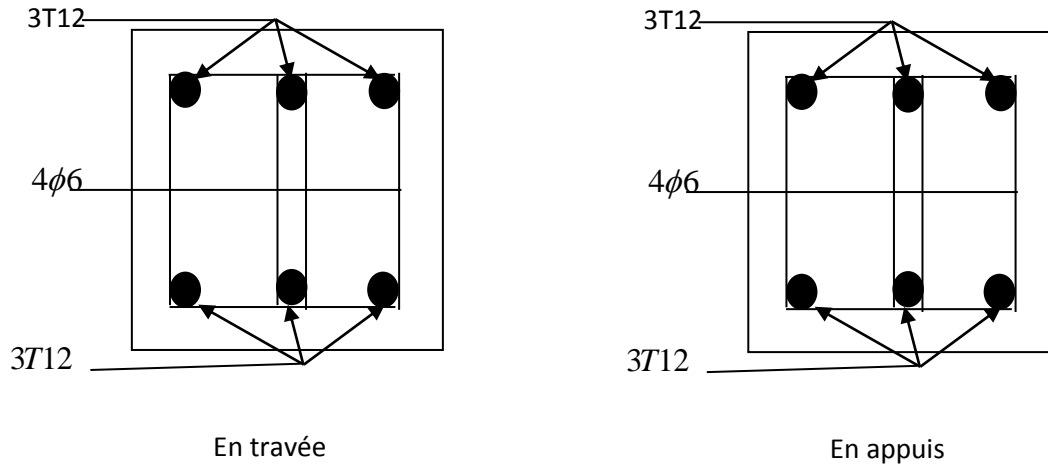


Figure 3. 27 : Ferrailage de la poutre palière.

3.4 Conclusion :

D'après les calculs précédents, toutes les valeurs trouvées sont satisfaisantes aux conditions du R.P.A 99 V2003 donc on peut dire que les planchers de notre structure restent stable et résistent bien contre les efforts appliqués.



CHAPITRE 4

ETUDE DES ELEMENTS

STRUCTURAUX

4.1 Introduction :

Un bâtiment est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Dans ce chapitre on va déterminer les sections nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre structure.

Le ferrailage se fait à l'aide du logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui nous a permis de déterminer les différents efforts internes des éléments structuraux.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- Les voiles seront calculées en flexion composée.

4.2 Les poteaux :

Dans notre cas il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive.

Le poteau soumis à l'effort normal maximum l'effort tranchant et le moment qui lui correspond.

4.2.1 Combinaisons spécifiques de calcul :

♦ Combinaisons fondamentales : **BAEL 91**

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)
- $G + Q$ (ELS)

♦ Combinaisons accidentelles : **RPA 99**

- $G + Q \pm 1,2 E$
- $0,8 \times G \pm E$

4.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\tau_{bu} \geq \tau_u$

Avec : $\tau_u = T / bd$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \bullet \rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b) \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003, P63}$

- **a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
- **L_f** : longueur de flambement du poteau.

$L_f = 0.7 \times l_0$

$L_0 = 3.06 \text{ m}$

$L_f = 2.142 \text{ m}$

$\lambda_g = l_f/a = 7,14$

Tableau 4. 1: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	T (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
R.D.C (30 x 30) cm ²	36,155	0,446	7,14	0.075	1,875	C.V
1^{er} étage (30 x 30) cm ²	32,26	0,398	7,14	0.075	1,875	C.V
2^{ème} étage (30 x 30) cm ²	28,33	0,388	7,14	0.075	1,875	C.V
3^{ème} étage (30 x 30) cm ²	31,15	0,384	7,14	0.075	1,875	C.V
4^{ème} étage (30 x 30) cm ²	27,79	0,343	7,14	0.075	1,875	C.V

4.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferrailage il faut d’abord faire la vérification de coffrage prescrite par le **RPA 99**, dans le but de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{RPA 99V2003, P71.})$$

Avec :

N_d : L’effort normal de calcul s’exerce sur une section du béton.

B_c : L’air (**section brute**) de cette dernière.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à **28** jours.

Tableau 4. 2: Vérification spécifique sous sollicitations normales.

Poteaux	N _d (KN)	B _c (cm ²)	V=N _d /B _c × f _{c28}	Observation (V < 0,3)
R.D.C	674.753	(30x 30)	0,29	C.V
1^{er} étage	526,529	(30 x 30)	0,23	C.V
2^{ème} étage	505,643	(30 x 30)	0,22	C.V
3^{ème} étage	300,856	(30 x 30)	0,13	C.V
4^{ème} étage	146,084	(30 x 30)	0,06	C.V

4.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :

Tableau 4. 3: Les différents efforts internes.

	M [KNm]	N [KN]	T [KN]
ELU	17,55	674,75	36,15
ELS	12,95	542,13	26,73
G+Q+1,2 EX	16,83	345	28,75
0,8G+EX	13,26	144,56	22,70

On va prendre un seul type de poteau et on le calcul en flexion composée et les autres sont calculés avec **SAP2000**.

- ♦ Soit le poteau de RDC n°115 c'est le plus sollicité :

2-4-1 Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion composée :

$$\begin{cases} N_u=674,753 \text{ KN} \\ M_u=17,55 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b=0,30\text{m} \Rightarrow d=0,9.h=0,27 \text{ m} \\ h=0,30\text{m} \Rightarrow d'=0,1.h=0,030 \text{ m} \end{cases}$$

✚ **l'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{17,55}{674,753} = 2,60 \text{ cm}$$

$$ea = e + h/2 - d' = 2,6 + 15 - 3,33 = 14,27 \text{ cm}$$

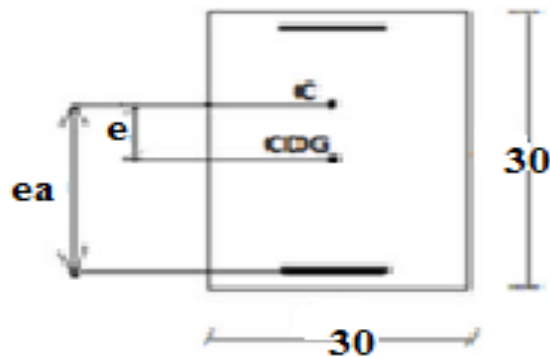


Figure 4. 1: Section d'un poteau de RDC

✚ le moment fictif MA:

$$MA = NU \cdot ea = 0,0962 \text{ MNm}$$

$$Nu (d-d') - M_{ua} = 0,065$$

$$(0,337 - 0,81 d'/d) b d^2 f_{bc} = 0,0765$$

$$Nu (d-d') - M_{ua} < (0,337 - 0,81 d'/d) b d^2 f_{bc} \longrightarrow \text{Section partiellement comprimé.}$$

✚ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{0,0962}{14,17 \times 0,3 \times (0,27)^2} = 0,310 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{La section est a simple armature}$$

$$\alpha = 0,479 \rightarrow z = 0,218$$

$$A = 1/\sigma_{st} [(M_{ua}/Z) - Nu] = -5,81 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poteaux est négatif,

⇒ Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

⇒ Donc : on va ferrailer avec A_{min} .

D'après le RPA99 version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute

Adhérence droites. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

✚ **Armatures minimales:** D'après le RPA99 version 2003 :

$$A_{min} = 0,7\% b \cdot h = 6,3 \text{ cm}^2$$

✚ **Armature maximales :**

- Zone courante :

$$A_{max} = 4\% (b \cdot h)$$

$$A_{\max}=0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

- Zone de recouvrement:

$$A_{\max}=6\% (b.h)= 54 \text{ cm}^2$$

Donc, on adopte le ferrailage suivant :

Tableau 4. 4: Le choix de Ferrailage des poteaux

Section	Amin (cm ²)	Amax (Zone courante)	Amax (zone de recouvrement) (cm ²)	A calculé (cm ²)	Le choix
30 × 30	6,30	36	54	-5,80	6T12

4.2.5 Calcul des armatures transversales :

D'après le **BAEL 91** modifié **99** :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_l \right)$$

Avec Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\Phi_t \leq \min (0,85 ; 3 ; 1.2) \Rightarrow \Phi_t = 0,85 \text{ cm.}$$

On adopte : « $\Phi_t = 8$ »

D'après le RPA99 version 2003 : $A = \frac{\rho_a \times t \times T_{\max}}{h \times f_e}$

Avec : $\rho_a = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

T max : L'effort tranchant de calcul.

h : la hauteur totale de la section brute.

f_e : La contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ; $f_e = 235 \text{ MPa}$.

ρ : Coefficient connecteur.

$$\lambda_g = 5,4 \geq 5 \longrightarrow \rho = 2,5 \longrightarrow A_t = 0.97 \text{ cm}^2 \text{ (4}\Phi\mathbf{8}\text{)}$$

4.2.6 Calcul des espacements :

$$\begin{cases} t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ t' \leq 15\phi_L \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

Avec :

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend :

$$\begin{cases} t \leq \min (12 ; 15\text{cm}) & \mathbf{t=10\text{cm}} \\ t' \leq 18 \text{ cm} & \mathbf{t'=15\text{cm}} \end{cases}$$

4.2.7 Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

40Φ en Zone I (RPA99 V2003; page 61)

• $\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$

✚ **la longueur de la zone nodale :**

$h = \text{MAX}(h_e/6, b_1, h_1, 60) \text{ cm}$, Donc $h = 60 \text{ cm}$ pour tous les étages.

⇒ Le ferrailage sera calculé à l'aide du logiciel « **SAP2000** » et on compare avec le minimum du **RPA** (Amin).

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40 Φ en zone I.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales (zones critiques).

Nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau du RDC de $[30 \times 30] \text{ cm}^2$. Le reste des calculs de ferrailage est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 4. 5: ferrailage des poteaux.

Niveau	A _{min} (cm ²)	Section de SAP (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal(RPA)		
			Section (cm ²)	choix	t (cm)	t' (cm)	At.
RDC	6,30	6,21	6,79	6T12	10	15	Φ8
1	6,30	5,49	6,79	6T12	10	15	Φ8
2	6,30	5,77	6,79	6T12	10	15	Φ8
3	6,30	6,11	6,79	6T12	10	15	Φ8
4	6,30	5,03	6,79	6T12	10	15	Φ8

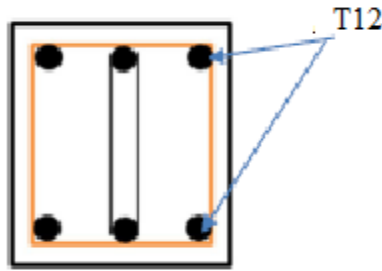


Figure 4. 2 : Ferrailage de poteau de RDC

4.3 Les poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Le calcul se fait en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

Les combinaisons d'action utilisées sont les suivantes :

- **La combinaison fondamentale BAEL 91 :**

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

- **Combinaisons accidentelles RPA 99V2003 :**

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0,8 + G \mp E \end{cases}$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

Les types de poutres à étudier :

- Poutres principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

4.3.1 Exemple d'étude d'une « Poutre principale (30x40) cm² » :

On va prendre comme un exemple de calcul : « Poutre principale intermédiaire située au plancher du RDC (la poutre la plus sollicitée) ».

4.3.1.1 Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 :

Tableau 4. 6: Sollicitations de la poutre principale

	Mt [KNm]	Ma[KN]	T [KN]
ELU	52,80	62,38	77,49
ELS	38,38	45,08	56,32
G+Q+EX	38,89	45,01	56,7
0,8G+EX	28,93	34,65	42,6

+ Ferrailage en travée :

➤ **ELU : (1,35G+1,5Q)**

$$M_t = 52,80 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{52,80 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,3 \times (0,36)^2} = 0,095 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,095)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,125$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,125)$$

$$\Rightarrow Z = 0,342 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{52,80 \times 10^{-3}}{0,342 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 4,43 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de :

$$A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

+ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \leq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} \leq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \leq 5,65 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

Ferrailage en travée :

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{62,38 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 14,17}$$

$\Rightarrow \mu_u = 0,113 < 0,188$: Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\Rightarrow \mu_u = 0,113 < \mu_r = 0,392 \quad \Rightarrow$ Section a simple armature.

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,113)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,150$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,150)$$

$$\Rightarrow Z = 0,338 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{62,38 \times 10^{-3}}{0,338 \times 347,82}$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ appuis}} = 5,30 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st \text{ appuis}} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Donc condition vérifiée.

Condition du RPA99 version 2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$5T12 + 3T12 = 9,04 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} \quad [\text{C.V}]$$

➤ ELS: (G+Q)

Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la

Vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

◆ **En travée :**

$$M_{st}=38,38 \text{ KNm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{52,80}{38,38} = 1,37 \quad \text{avec : } \alpha = 0,435$$

$$\alpha_{Travée} = 0,125 \leq 0,435 \quad [\text{C.V}]$$

◆ **En appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{62,38}{45,08} = 1,38 \quad \text{avec : } \alpha = 0,441$$

$$\alpha_{Appuis} = 0,150 \leq 0,441 \quad [\text{C.V}]$$

4.3.1.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{0,0774}{0,30 \times 0,36}$$

$$\tau_u = \mathbf{0,716 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma b}; 5\text{Mpa} \right) = 3,33\text{Mpa} \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \mathbf{0,71 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3,33\text{Mpa}} \quad [\text{C.V}]$$

4.3.1.3 Les Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min (1,14 ; 3 ; 1,2)$$

$$\Rightarrow \phi_t = \Phi 8 \text{ mm .}$$

4.3.1.4 Calcul de l'espacement:

D'après le **R.P.A99 V.2003** :

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 30\text{cm}, 12\phi_l \min \right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}, 30\text{cm}, 12 \times 1,2 \right)$$

$$\Rightarrow \mathbf{S_t = 10 \text{ cm.}}$$

• **Zone courante :**

$$S' \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow S' \leq \frac{40}{2} \quad \Rightarrow \mathbf{S' = 15\text{cm}}$$

✚ D'après le R.P.A 99 Version 2003 :

$A_t = 0,003 \cdot St \cdot b = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9 \text{ cm}^2$ [Zone nodale]

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ [C.V]

4.3.1.5 Vérification au glissement :

En appui :

$$T_{u \max} - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0 \quad \Rightarrow \quad -85,47 < 0 \quad \text{C.V}$$

Avec : $\left\{ M_u = 52,80 \text{ kNm} ; T_{u \max} = 77,49 \text{ kNm} \right\}$

Alors, il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux niveaux d'appuis.

4.3.1.6 Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{\text{admissible}} \quad \text{avec: } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{500}$$

$$L = 4,38 \text{ m} \Rightarrow f_{\text{admissible}} = 0,87 \text{ cm}$$

A partir du SAP, on a : $f = 0,62 \text{ cm} \leq 0,87 \text{ cm}$

- Donc la flèche est vérifiée.

4.3.1.7 Recouvrement des barres longitudinales :

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, on peut prendre : $L_r = 40\phi$

$L_r = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ cm}$ \longrightarrow on prend $L_r = 50 \text{ cm}$

✚ Ancrage des armatures tendues

- Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} \quad \psi_s = 1,5 \quad \text{Barres à H. A courantes.}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

- Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm.}$$

Tableau 4. 7: Ferrailage total des poutres principales

Niveau	section (cm ²)	A _{min} RPA cm ²	Armatures longitudinales				Armatures transversales		
			Travée		Appui		St (RPA99)		
			A _{st cal} (cm ²)	A _{st choisi} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	A _{sa choisi} (cm ²)	Zn (cm)	Z c (cm)	S _t
RDC	(30x40)	6,75	4,43	5T12	5,30	6T12	10	15	Φ8
1	(30x40)	6,75	3,73	4T12	5,13	6T12	10	15	Φ8
2	(30x40)	6,75	5,8	6T12	6,05	6T12	10	15	Φ8
3	(30x40)	6,75	5,57	6T12	6,34	6T12	10	15	Φ8
4	(30x40)	6,75	3,26	4T12	5,08	6T12	10	15	Φ8

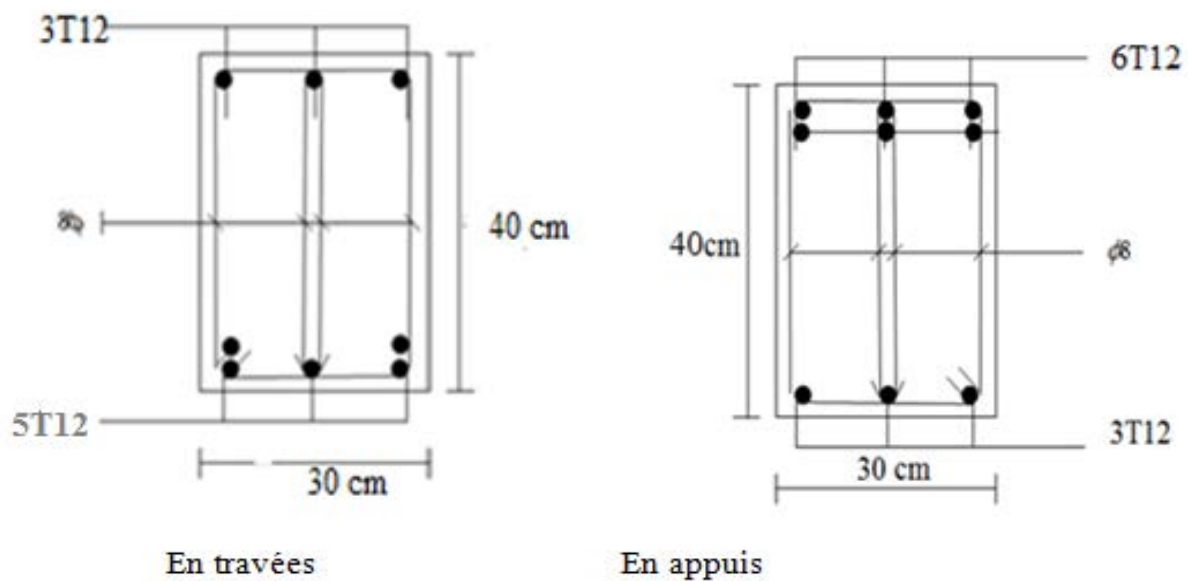


Figure 4. 3 : Ferrailage d'une poutre principale

4.3.2 Exemple d'étude d'une « Poutre secondaire (30x30) cm² » :

On va prendre comme un exemple de calcul une Poutre secondaire intermédiaire situé au plancher du RDC :

4.3.2.1 Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 :

Tableau 4. 8: Sollicitations de la poutre secondaire.

	Mt [KNm]	Ma[KN]	T [KN]
ELU	10,20	20,23	31,70
ELS	7,42	14,63	22,11
G+Q+EX	12,36	23,50	27,02
0,8G+EX	17,71	12,2	21,1

✚ Ferrailage en travée :

➤ **ELU : (1,35G+1,5Q)**

$$M_t = 10,20 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{10,20 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,3 \times (0,27)^2} = 0,032 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,032)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,040$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,040)$$

$$\Rightarrow Z = 0,265 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{10,20 \times 10^{-3}}{0,265 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 1,10 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de :

$$A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 0,95 \text{ cm}^2$$

Ferraillage en appuis :

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,23 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17}$$

$\Rightarrow \mu_u = 0,065 < 0,188$: Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\Rightarrow \mu_u = 0,065 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section a simple armature.

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,065)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,084$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,084)$$

$$\Rightarrow Z = 0,260 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{20,23 \times 10^{-3}}{0,260 \times 347,82}$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ appuis}} = 2,23 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st \text{ appuis}} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Donc condition vérifié

Condition du RPA99 version 2003 :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 30 = 4,50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [\text{CV}]$$

Car on a choisit :

En travée : $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

En appui : $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

➤ **ELS: (G+Q)**

$$M_{st}=10,42 \text{ kNm}$$

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la Vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,20}{7,42} = 1,37 \quad \text{avec : } \alpha = 0,040$$

$$\alpha_{Travée} = 0,040 \leq 0,435 \quad \text{C.V}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20,23}{14,63} = 1,38 \quad \text{avec : } \alpha = 0,084$$

$$\alpha_{Appuis} = 0,084 \leq 0,441 \quad \text{C.V}$$

4.3.2.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{0,03170}{0,30 \times 0,27}$$

$$\tau_u = 0,391 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 0,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

4.3.2.3 Armature transversale :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min (0,85; 3; 1,2)$$

$$\Rightarrow \phi_t = \Phi 8 \text{ mm} .$$

4.3.2.4 Calcul de l'espacement:

D'après le RPA99Version.2003 :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 30 \text{ cm}, 12 \phi_l \text{ min} \right)$$

$$\Rightarrow St \leq \min \left(\frac{30}{4}, 30\text{cm}, 12 \times 1.2 \right)$$

$$\Rightarrow \mathbf{St = 7\text{cm.}}$$

• Zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow S' \leq \frac{30}{2} \quad \Rightarrow \mathbf{S' = 15\text{cm}}$$

D'après le R.P.A 99 Version 2003 :

$$At_{\min} = 0,003 \cdot St \cdot b = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9\text{cm}^2 \text{ [Zone nodale]}$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $At = 4\Phi 8 = 2,01\text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ [C.V]

4.3.2.5 Vérification au glissement :

En appui :

$$T_{u \max} - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0 \quad \Rightarrow \mathbf{-10,27 < 0} \quad \text{C.V}$$

Avec : $\left\{ M_u = 10,20 \text{ kNm} ; T_{u \max} = 31,70 \text{ kNm} \right\}$

Alors, il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux niveaux d'appuis.

4.3.2.6 Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{\text{admissible}} \quad \text{avec} \quad f_{\text{admissible}} = \frac{L}{500}$$

$$L = 3,70 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{f_{\text{admissible}} = 0,74 \text{ cm}}$$

$$\text{A partir du SAP, on a : } f = 0,62 \text{ cm} \leq \mathbf{0,74}$$

- Donc la flèche est vérifiée.

4.3.2.7 Recouvrement des barres longitudinales :

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, on peut prendre $L_r = 40\phi$

$$L_r = 40 \cdot 1.2 = 48\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{on prend } L_r = 50\text{cm}$$

✚ Ancrage des armatures tendues

• **Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :**

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$$\psi_s = 1,5 \quad \text{Barres à H. A courantes.}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

• **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm.}$$

Tableau 4. 9: Ferrailage total des poutres secondaires

niveau	section (cm ²)	A _{min} RPA cm ²	Armatures longitudinales				Armatures transversales		
			Travée		Appui		St (RPA99)		
			A _{st} cal (cm ²)	A _{st} choisi (cm ²)	A _s cal (cm ²)	A _{sa} choisi (cm ²)	Zn (cm)	Zc (cm)	Φt
RDC	(30x30)	4,50	1,10	3T12 = 3,39	2,23	3T12 = 3,39	7	15	Φ8
1	(30x30)	4,50	1,12	3T12 = 3,39	2,20	3T12 = 3,39	7	15	Φ8
2	(30x30)	4,50	1,07	3T12 = 3,39	2,06	3T12 = 3,39	7	15	Φ8
3	(30x30)	4,50	1,05	3T12 = 3,39	2,06	3T12 = 3,39	7	15	Φ8
4	(30x30)	4,50	0,98	3T12 = 3,39	1,89	3T12 = 3,39	7	15	Φ8

4.4 Etude des voiles :

4.4.1 Introduction :

Le voile est un élément destiné pour le contreventement des bâtiments et vue de leur grande rigidité il contribue à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements

inter-étages, il est soumis à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action d'un séisme.

Le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferraillements sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

4.4.2 Calcul des voiles :

Pour le ferraillement des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **R.P.A.99V2003** :

–Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

–L'espacement des barres horizontales et verticales : **$S \leq \min (15 a ; 30 \text{ cm})$** .

–Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- **40 Φ** : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20 Φ** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression et un moment de flexion, sous les combinaisons de calcul suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm 1,2 E \end{array} \right.$$

4.4.3 Vérification des contraintes tangentielles :

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = T / b_0 d$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

Avec :

$$b=0,15 \text{ , } h=1\text{ml}$$

$$d=0,9. l=0,9\text{m}$$

Tableau 4. 10: vérification des contraintes

Voile	V_{\max}	τ_b (MPa)	$0,2 \times f_{c28}$	$0,06 \times f_{c28}$	Observation
<u>1</u>	3,20	0,023	5	1,5	Cv
<u>2</u>	1,66	0,012	5	1,5	Cv
<u>3</u>	1,62	0,012	5	1,5	Cv
<u>4</u>	2,03	0,015	5	1,5	Cv
<u>5</u>	1,91	0,011	5	1,5	Cv
<u>6</u>	1,82	0,013	5	1,5	Cv
<u>7</u>	2,16	0,016	5	1,5	Cv
<u>8</u>	2,16	0,016	5	1,5	Cv
<u>9</u>	1,46	0,010	5	1,5	Cv

$$-\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,2 f_{c28} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$-\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{les armatures diagonales } A_d = 0.$$

4.4.4 Les sollicitations des voiles :

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel **SAP 2000** du voile le plus sollicité :

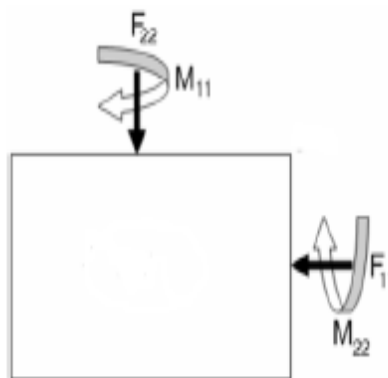


Figure 4. 4: Sollicitations exercée sur le voile.

Tableau 4. 11: Les sollicitations du voile le plus sollicité.

Combinaisons	F ₁₁ [KN]	M ₁₁ [kNm]	F ₂₂ [KN]	M ₂₂ [kNm]
1,35×G+1,5×Q	125,93	0,175	629,65	0,862
G+Q±1.2E	65,51	0,207	327,57	0,041

4.4.5 Calcul des armatures des voiles :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section (**0,15m×1ml**) pour tous les étages.

La Détermination du ferrailage se fait par la méthode des contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M V}{I} \quad \text{avec :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 1259,30 \text{ t} \\ M = 0,175 \text{ KNm} \\ T = 3,2 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$A = 0,15 \times 4,56 = 0,684 \text{ m}^2$$

$$y_G = 0,15 \text{ m}$$

$$I = (0,15 \times 4,56^3) / 12 = 1,185 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = -\frac{1259,30}{0,684} + \frac{0,175 \times 3,2}{1,185} = -1840,609 \text{ MPa} \quad \sigma_1 < 0.$$

$$\sigma_2 = -\frac{1259,30}{0,684} - \frac{0,175 \times 3,2}{1,185} = -1841,554 \text{ MPa} \quad \sigma_2 < 0.$$

La section est entièrement comprimée donc on ferraille par la section minimale.

Les armatures sont constituées de deux nappes dans les deux sens (vertical, horizontal) :

✂ Ferrailage vertical :

$$\text{-Min RPA} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

✂ Ferrailage horizontal :

$$\text{-Min RPA} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a choisit: 4T12 → Ast = 4,52 cm²/ml.

N.B : le diamètre des armatures doit être inférieur au 1/10 de l'épaisseur du voile.
(E_p=15 cm)

4.4.6 Espacement exigé par le R.P.A 99 :

- D'après **R.P.A 99** page 64 on a :
- $S \leq (1,5a; 30\text{cm})$

- On prend : $S = 17$ cm (zone nodale)
- $S = 22$ cm (zone courante)

$S = 22$ cm pour les aciers verticaux et même pour les aciers horizontaux.

Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 4T12$ » de section $4,52$ cm²/ml.

4.4.7 Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL 91 modifiée 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins.

On prend donc : $4\Phi 6/m^2 = 1.13 \text{ cm}^2$.

Remarque :

« Tous les dessins de ferrailage des éléments principaux et secondaires sont indiqués en annexe B ».

4.5 Conclusion :

Les résultats obtenus d'après le calcul du ferrailage des éléments résistants de la structure répondent à toutes les exigences et les règlements appropriés au béton armé.



CHAPITRE 5



ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

5.1 Introduction :

Les fondations d'un bâtiment ou d'un ouvrage représentent un enjeu essentiel de sa construction car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux ou sur puits).

5.2 Les types des fondations :

Les types de fondations diffèrent par :

- leur profondeur de fondation,
- leur fonctionnement mécanique
- leur géométrie.

On distingue les 3 types suivants :

- ✓ Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous poteau.
 - Semelle filante continue sous mur.
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux.
 - Radiers généraux ou nervurés.
- ✓ Fondation profonde (semelles sous pieux.)
- ✓ Fondation semi profonde (semelles sur puits.)

5.3 Le choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et Les caractéristiques du sol (la contrainte admissible du sol) .
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la structure.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à **1,8 bars**, il ya lieu de prendre à priori, des fondations superficielles.

Tout d'abord on propose des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles, mais il faudra quand vérifie la condition suivante :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment.

L'ouvrage est constitué sur un sol meuble on obtient une bonne résistance à partir de 3 m de profondeur (d'après le rapport géotechnique). Donc on a prévu des semelles sur faux-puits pour rattraper le niveau.

5.4 Faux-puits :

Les faux puits ou pieux forés sont des gros bétons sous des semelles isolées ou filantes font parties des fondations superficielles (semi-profondes),

Ils sont d'une profondeur limitée généralement 3 à 5 mètres maximums.

Le sol est creusé au moyen de grappins hydraulique ronds. si nécessaire, un tubage en acier est introduit simultanément après le placement éventuel de l'armature, le bétonnage peut commencer et le tubage est retiré au fur à mesure.

5.4.1 Pré-dimensionnement

- Le poteau est de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$
- Condition d'homothétie : $a=b=30 \text{ cm}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \quad \longrightarrow \quad A = \frac{a \times B}{b} \quad ; \quad B = \frac{A \times b}{a}$$

Charge service : $N_S = 670,832 \text{ kN}$

Charge ultime : $N_u = 913,391 \text{ kN}$

Il faut que : $\sigma'_{\text{cal}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$ Avec $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,8 \text{ bar} = 180 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Semelle carré : } S = A \times B \quad ; \quad \sigma' = \frac{N_s}{S} = \frac{N_s}{A \times B} = \frac{N_s}{A \times \frac{A \times b}{a}}$$

$$\sigma' = \frac{N_s}{A^2} \leq 180 \text{ kN/m}^2$$

$$A = \sqrt{\frac{670,832}{180}} = 1,93 \text{ m} \quad \text{On prend : } A = B = 2 \text{ m}$$

$$\sigma'_{\text{cal}} = \frac{670,832}{4} = 167,708 < 180 \text{ kN/m}^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

5.4.2 Calcul du ferrailage :

Pour les faux-puits on adopte un ferrailage constructif en treillis soudé $(200 \times 200 \times 4)$ avec un enrobage de 5 cm.

5.5 Semelle isolée :

5.5.1 Les surfaces nécessaires des semelles :

$$\text{La surface de la semelle est donnée par : } S_{\text{Semelle}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{faux puits}}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N_s = N_G + N_Q \\ \sigma'_{\text{faux puits}} = 4 \text{ bars} \end{cases}$$

Tableau 5. 1: Les différentes surfaces des semelles isolées sous poteaux

Semelles	N _s [KN]	S _s [m ²]	Semelle	N _s [KN]	S _s [m ²]
1	439,954	1,09	17	479,115	1,19
2	493,891	1,23	18	555,176	1,38
3	493,483	1,23	19	350,035	0,87
4	438,669	1,09	20	576,901	1,44
5	264,41	0,66	21	554,48	1,38
6	264,023	0,66	22	309,993	0,77
7	441,403	1,10	23	349,608	0,87
8	478,948	1,19	24	577,297	1,44
9	216,793	0,54	25	482,299	1,20
10	494,226	1,23	26	676,132	1,69
11	441,617	1,10	27	435,093	1,08
12	479,764	1,19	28	676,747	1,69
13	663,906	1,65	29	482,044	1,20
14	394,638	0,98	30	263,073	0,65
15	427,29	1,06	31	263,566	0,65
16	673,025	1,68	32	435,063	1,08

Tableau 5. 2: Les surfaces des semelles filantes revenantes à chaque voile.

Semelles	N _s [KN]	S _s [m ²]
1	480,307	1,20
	668,735	1,67
2	684,545	1,71
	856,035	2,14
3	684,054	1,71
	667,011	1,66
	518,199	1,29
4	474,066	1,18
	670,832	1,67
5	684,435	1,71
	669,632	1,67

6	689,038	1,72
	900,352	2,25
	184,336	0,46
7	584,125	1,46
	312,938	0,78
8	218,455	0,54
	216,793	0,54
	518,199	1,29
9	218,701	0,54
	312,932	0,78
	584,125	1,46

$$\frac{S_{Semelles}}{S_{batiment}} = \frac{66,5}{292,56} = 22,73\% \leq 50\%$$

« La condition est vérifié » :

La surface des semelles est inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment.

5.5.2 CALCUL DES SEMELLES ISOLEE :

5.5.2.1 Pré-dimensionnement:

Pour le pré dimensionnement des semelles isolées je prends 3 exemples de calcules des semelles :

Semelle de rive :

$$\begin{cases} \text{ELS: } N_S=441,403\text{KN} & ; & M_S=3,01\text{KN.m} \\ \text{ELU: } N_U=602,334 \text{ KN} & ; & M_U=4,14\text{KN.m} \end{cases}$$

Semelle intermédiaire :

$$\begin{cases} \text{ELS: } N_S=679,747\text{KN} & ; & M_S=5,36\text{KN.m} \\ \text{ELU: } N_U=922,395\text{KN} & ; & M_U=7,32\text{KN.m} \end{cases}$$

Semelle d'angle:

$$\begin{cases} \text{ELS: } N_S=663,903\text{KN} & ; & M_S=9,60\text{KN.m} \\ \text{ELU: } N_U=910,61\text{KN} & ; & M_U=13,004\text{KN.m} \end{cases}$$

- Le poteau est de (30×30) cm²
- Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \quad \text{donc : } A=B$$

$$A = \frac{a \times B}{b} \qquad B = \frac{A \times b}{a}$$

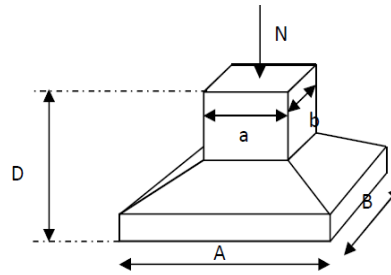


Figure 5. 1: Semelle isolé

$$\sigma'_{cal} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux-puits}} \quad \text{Avec : } 3 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux-puits}} \leq 10 \text{ bars}$$

On prend $\bar{\sigma}_{\text{faux-puits}} = 4 \text{ bars}$.

On considère une semelle rectangulaire [A×B] située sous un poteau carré :

Tableau 5. 3: dimensionnement des semelles isolées.

	Semelle de rive	Semelle centrale	Semelle d'angle
N_s (KN)	555,176	676,747	482,044
$\bar{\sigma}_{\text{faux puits}}$ (bar)	4	4	4
S_s (m ²)	1,38	1,69	1,20
$\begin{cases} A \geq A_1 = \sqrt{S_1 \frac{a}{b}} \\ B \geq B_1 = \sqrt{S_1 \frac{b}{a}} \\ A=B \end{cases}$	1,17	1,30	1,09
Dimensions choisis (A,B):	1,20	1,40	1,20
$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$	0,35	0,35	0,35
$H = d + 0.05$ (m)	0,40	0,40	0,40
$\sigma'_{cal} = \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \frac{N_s}{AB}$	395,273	351,138	344,977
$\bar{\sigma}_{cal} \leq \sigma_{\text{faux puits}}$	cv	Cv	cv

5.5.2.2 Vérification des conditions de stabilité :

D'après le **BAEL 91**, on à : $e \leq \frac{A}{6}$

$$e_{\text{semelle de rive}} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{5,64}{555,176} = 0,0101 \leq \frac{1,20}{6} = 0,20 \text{ m}$$

$$e_{\text{semelle centrale}} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{5,36}{676,747} = 0,00792 \text{ m} \leq \frac{1,40}{6} = 0,23 \text{ m}$$

$$e_{\text{semelle d'angle}} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{5,80}{482,299} = 0,0120 \text{ m} \leq \frac{1,20}{6} = 0,20 \text{ m}$$

→ La condition est vérifiée pour les trois cas.

D'après le **RPA 99** version 2003, on a : $e \leq \frac{A}{4}$

$$e_{\text{semelle de rive}} = 0,0101 \text{ m} \leq \frac{1,20}{4} = 0,30 \text{ m}.$$

$$e_{\text{semelle centrale}} = 0,00792 \text{ m} \leq \frac{1,40}{4} = 0,35 \text{ m}.$$

$$e_{\text{semelle d'angle}} = 0,0120 \text{ m} \leq \frac{1,20}{4} = 0,30 \text{ m}.$$

→ La condition est vérifiée pour les trois cas.

5.5.2.3 Vérification conditions de rigidité :

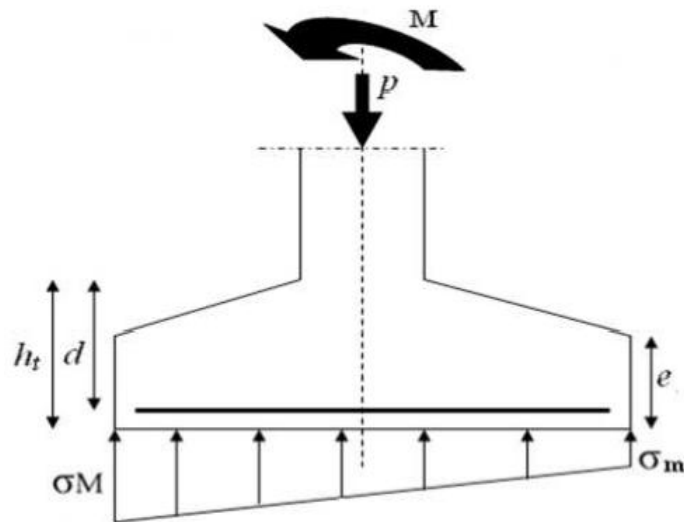


Figure 5. 2 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

$$(A - a; B - b) \geq d \geq \max\left(\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4}\right)$$

$$d = 35 \text{ cm} \quad h = d + 5 = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} \\ \sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4}$$

Tableau 5. 4 : Calcul des contraintes des semelles isolées

	Semelle de rive	Semelle intermédiaire	Semelle d'angle
σ_M	404,815	356,998	351,676
σ_m	366,261	333,559	318,183
σ_{moy}	395,176	351,138	343,302

$\sigma_{moy} \leq \sigma_{faux\ puits}$ condition vérifié

5.5.2.4 Calcul du ferrailage :

Tableau 5. 5: Calcul de l'excentricité des semelles

	Semelle de rive	Semelle centrale	Semelle d'angle
e_{uo}	0,0101	0,00793	0,0120
e_{so}	0,0101	0,00792	0,0117

$$e_{s0}; e_{U0} \leq \frac{B}{6}$$

$$e_{s0}; e_{U0} \leq \frac{B}{18}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tous au long de la semelle, en utilisant :

➤ ELU :

Poids propre de la semelle = $H \cdot A^2 \cdot \gamma_b$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} N_{S1} = 555,176 + 14,40 = 569,576 \text{ KN.} \\ N_{U1} = 758,851 + 1.35 \times 14,40 = 778,291 \text{ KN.} \\ N_{S2} = 676,747 + 19,6 = 696,347 \text{ KN.} \\ N_{U2} = 922,395 + 1.35 \times 19,60 = 948,855 \text{ KN.} \\ N_{S3} = 482,044 + 14,40 = 496,444 \text{ KN.} \\ N_{U3} = 657,724 + 1.35 \times 14,40 = 677,164 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) N_U$$

$$A_{Xst} = A_{Yst} = \frac{N_U'(A-a)}{8.d.\sigma_{st}}$$

➤ ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$N_s' = \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) N_s$$

$$A_{Xst} = A_{Yst} = \frac{N_s'(A-a)}{8.d.\sigma_{st}}$$

➤ **Espacement :**

- Pour la Nappe inférieure // B : $e \geq \max(6\Phi + 6cm; 15cm) = 15cm$
- Pour Nappe supérieure // A : $e \geq \max(6\Phi + 6cm; 15cm) = 15cm$

Tableau 5.6 : Les différentes sections et ferrillages des semelles isolées sous poteaux.

Semelle	A=B (m)	d(m)	H(m)	N _{u'} (KN)	A _{st} calculé (cm ²)	N _{s'} (KN)	A _{st} calculé (cm ²)	A _{st} choisit (cm ²) (A _u ≤ A _s)	Espacement (cm)	
									Esp inf	Esp sup
Semelle de rive	1,20	35	40	797,748	6,45	583,957	8,14	6T12	15	15
Semelle centrale	1,40	35	40	965,039	9,53	708,224	12,74	9T12	17	17
Semelle d'angle	1,20	35	40	697,478	5,63	511,337	7,13	6T12	15	15

5.5.2.5 Vérification au poinçonnement :

D'après **BAEL 91**, la condition de non poinçonnement est vérifié si :

$$N_U \leq \overline{N_U} = 0,045.P_c.h.f_{c28}/\gamma_b = 0,84 \text{ MN}$$

Avec : P_c : Le périmètre utile.

$$h=0,40\text{m}$$

$$P_c = [(a + h + b + h) \times 2] = [(a + h) \times 4] = 2,80 \text{ m}$$

$$N_U = N_{U0} \cdot \left(1 - \frac{S_0}{S_t} \right) = 0,695 \text{ MN}$$

Avec :

N_{u0} Effort maximal tiré à partir du fichier SAP2000.

$$N_{u0} = 922,395 \text{ KN.}$$

$$S_0 = (a + h) \times (b + h) = 0,49 \text{ m}^2.$$

$$S_t = A \times B = 1,96 \text{ m}^2.$$

$$N_U = 0,691 \text{ MN} \leq 0,84 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

5.6 Calcul des semelles filantes :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante sous mur voile et poteau

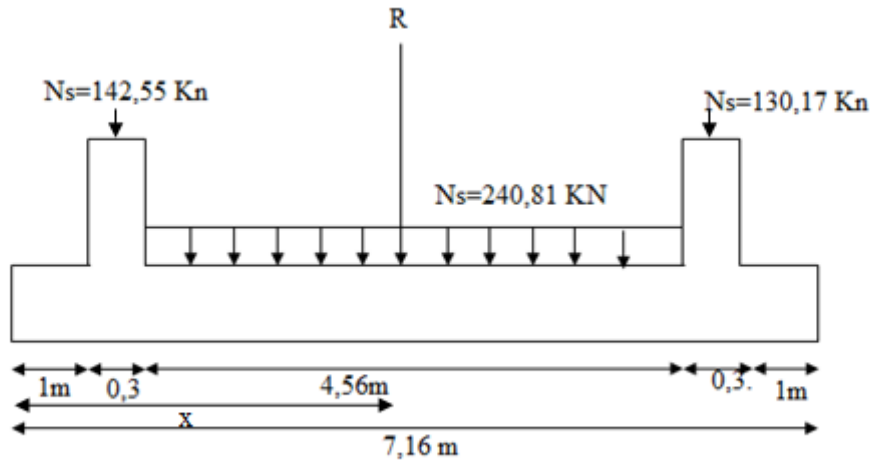


Figure 5. 3: chargement de la semelle filante à l'ELS

5.6.1 Pré-dimensionnement:

a) Calcul de la résultante:

$$R = \sum N_i = 142,553 + 130,176 + (4,56 \times 240,81)$$

$$R = 1370,822 \text{ kN}$$

b) Calcul de l'excentricité:

$$\sum M_{i0} = 0 \Rightarrow X = \frac{\sum N_i x_i}{R}$$

$$X = \frac{(142,553 \times 1,15) + (240,81 \times 4,56 \times 3,56) + (130,176 \times 6,01)}{1370,822}$$

$$X = 3,54 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - X = \frac{7,16}{2} - 3,54$$

$$e = 0,04 \text{ m} < \frac{L}{6} = 1,19 \text{ m}$$

Donc la répartition est linéaire.

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{e}{L}\right) \frac{R}{L \times \sigma_{fauxpuits}} = \left(1 + 3 \frac{0,04}{7,16}\right) \frac{1370,82 \times 10^{-3}}{7,16 \times 0,4}$$

$$B \geq 0,48 \text{ m} \text{ On prend : } B = 0,80 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{0,80-0,30}{4} = 0,125 \quad \text{On prend : } d=0,20\text{m}$$

$$H_{\min} = d+5=0,25\text{m}$$

$$\text{On prend : } H_{\min}=0,30 \text{ m}$$

$$H_t = \frac{1}{9} = 0,79 \text{ m} \longrightarrow H_t=0,8\text{m}$$

5.6.2 Calcul du ferrailage :

$$\sigma_M = \frac{R}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = 247,341 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{R}{BL} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = 231,297 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 243,33 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Le calcul du ferrailage se calcul comme étant une poutre en 'T' renversé :

$$b = 0,80 \text{ m}; b_0 = 0,30\text{m}$$

$$h = 0,80\text{m}; h_0 = 0,25\text{m}, d = 0.9 \times h = 0,72 \text{ m}, f_{c28} = 25\text{MPa}, \sigma_{\text{st}} = 347,83\text{MPa} .$$

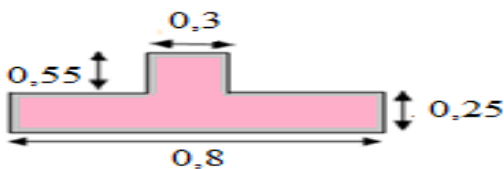


Figure 5. 4: Dimension de la semelle

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa}; f_{bc} = 14,17\text{MPa};$$

➤ **ELU :**

❖ **En travée :**

- Le moment équilibré par la table:

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,80 \times 0,25 \times 14,17 \left(0,72 - \frac{0,25}{2} \right)$$

$$M_t = 1,686 \text{ MNm}$$

$$M_t > M_{ut \max} = 0,608 \text{ MNm}$$

⇒ Donc: L'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section « en T » (b×h).

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,608}{0,8 \times (0,72)^2 \times 14,17} = 0,103$$

$\mu_u = 0,103 < \mu_r = 0,392$ ⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,103)})$$

$$\alpha = 0,137$$

$$Z = 0,72 \times (1 - 0,4 \times (0,137)) = 0,680.$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,608}{0,680 \times 347,83}$$

$A_{st} = 25,70 \text{ cm}^2$ → On choisit : 17T14 de section **26,18 cm²**.

- Calcul des armatures transversales :

Le choix de la section d'un seul cours transversal : $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$.

$$A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,8 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 5,28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **En appuis :**

$$M_t = 1,68 \text{ MN.m} > M_{uap \max} = 0,632 \text{ MN.m}$$

Donc: L'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (b×h).

$$\mu_u = \frac{M_{Uap \max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,632}{0,30 \times (0,72)^2 \times 14,17}$$

$\mu_u = 0,287 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,287)})$$

$$\alpha = 0,432$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,72 \cdot (1 - 0,4 \cdot (0,432))$$

$$Z = 0,60 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapmax}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,632}{0,60 \times 347,83}$$

$A_{st} = 30,28 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On choisit : 17T16 de section 34,17 cm².

On va admettre un ferrailage forfaitaire de 6T12 dans la file supérieur qui est parallèle au ferrailage principale.

• **Condition de non fragilité :**

La section minimale : $A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,80 \times 0,20 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

• Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 31,40 / 4 = 7,85 \text{ cm}^2$$

On choisit : 7T10 de section 7,92 cm²/ml.

Espacement : e=10cm.

➤ **ELS:**

Plus que la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifier comme suit :

❖ **En travée:**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \gamma = \frac{0,608}{0,450} = 1,35$$

$$\frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,426$$

$$\alpha = 0,137 < 0,426 \dots\dots\dots CV$$

❖ **En appuis:**

$$\gamma = \frac{0,632}{0,462} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,432 < 0,435 \dots\dots\dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$.

5.6.3 Vérification au cisaillement :

D'après **BAEL 91**, on a :

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b_0 \times d} \quad ; \quad \tau_u = \frac{0,167}{0,30 \times 0,20}$$

$\tau_u = 2,78 \text{ MPa}$.

Pour des fissurations peut nuisible: $\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$.

Donc: $\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots CV$

5.6.4 Récapitulatif de différentes semelles filantes :

Tableau 5. 7: Les sections des différentes semelles filantes sous voile et poteaux.

Type	R [KN]	X [m]	e [m]	L [m]	B [m]	h ₀ [m]	h [m]	σ_{moy} [MPa]	$\sigma_{moy} \leq \sigma_{fauxpuits}$
SF1	1370,822	3,54	0,04	7,16	0,8	0,2	0,8	243,33	CV
SF2	1159,307	1,435	2,14	7,16	0,8	0,2	0,8	383,867	CV
SF3	1378,868	1,318	2,26	7,16	1	0,2	0,8	374,937	CV
SF4	1373,621	1,362	2,21	7,16	1	0,2	0,8	369,491	CV
SF5	2537,292	2,134	2,05	8,36	1,40	0,3	0,89	376,267	CV
SF6	2598,852	2,141	2,04	8,36	1,40	0,3	0,89	384,600	CV

SF7	878,203	0,72	1,33	4,10	1	0,2	0,5	99,54	CV
SF8	491,742	2,284	-0,08	4,40	0,40	0,1	0,5	264,158	CV
SF9	595,347	2,200	0	4,40	0,40	0,1	0,5	338,265	CV

Tableau 5. 8: Le ferrailage des différentes semelles filantes sous voile et poteaux

Semelle	En travées			En appuis			τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
	M_t (MNm)	A_{st} (cm ²)	choix	M_{ap} (MNm)	A_{st} (cm ²)	Choix			
SF1	0,608	25,67	17T14	0,632	30,52	17T16	2,78	3,33	CV
SF2	0,651	27,61	18T14	0,744	37,85	19T16	2,30	3,33	CV
SF3	0,369	15,12	10T14	0,598	28,49	15T16	1,80	3,33	CV
SF4	0,534	22,15	15T14	0,764	39,27	20T16	1,20	3,33	CV
SF5	0,331	11,90	8T14	0,417	16,11	11T14	0,51	3,33	CV
SF6	0,294	10,55	7T14	0,287	10,77	8T14	0,35	3,33	CV
SF7	0,248	16,59	11T14	0,291	23,70	16T14	0,23	3,33	CV
SF8	0,145	9,93	7T14	0,172	12,38	9T14	0,16	3,33	CV
SF9	0,112	7,54	5T14	0,226	17,10	12T14	0,15	3,33	CV

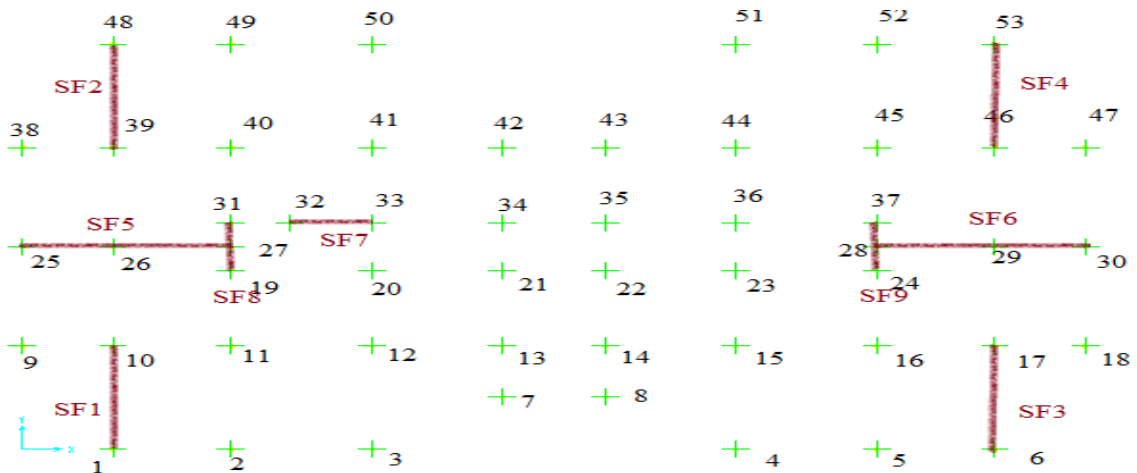


Figure 5. 5: La disposition des semelles filante

5.7 Étude de la longrine :

5.7.1 Introduction :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure essentiels leur rôle principal est de solidariser les fondations.

D'après le **R.P.A 99 V2003**, le minimum pour les longrines est :

$$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Site de catégorie } S_4.$$

$$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Site de catégorie } S_2, S_3.$$

Donc on va adopter une longrine de **(30×30) cm²**.

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

N : l'effort normal maximal du poteau

$$N_u = 674,753 \text{ KN}$$

$$N_s = 542,13 \text{ KN}$$

(Zone I : site2 $\Rightarrow \alpha = 15$).

$$F_u = \frac{674,753}{15} = 44,98 > 20 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

$$F_s = \frac{542,13}{15} = 36,142 > 20 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

5.7.2 Calcul du ferrailage :

5.7.2.1 Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{ust} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} \quad \Rightarrow A_{st} = \frac{44,98 \times 10^{-3}}{347,82} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{sst} = \frac{F_s}{\sigma_{st}} \quad \Rightarrow A_{st} = \frac{36,142 \times 10^{-3}}{347,82} = 1,03 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99 version 2003, la section minimale est de :

$$A_{min} = 0,6\% \cdot 30 \cdot 30 = 5,40 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,27 \times 2,1 / 400$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ min}} \geq 1,14 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi : **Ast = 6T12 = 6,79 cm²**

5.7.2.2 Calcul du ferrailage transversal :

En traction les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce
Donc, Le choix de la section d'un seul cours transversal sera : $A_t=4\Phi6=1,13 \text{ cm}^2$.

5.7.2.3 Espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

$$S_t \leq \text{Min}(15\phi, 20\text{cm})$$

$$S_t \leq \text{Min}(15 \times 1.20; 20\text{cm}) = 18 \text{ cm}$$

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

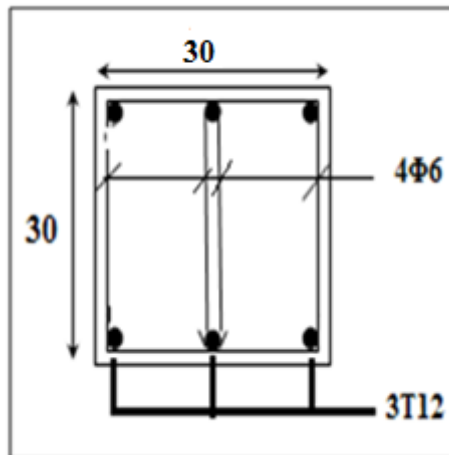


Figure 5. 6 : Ferrailage de la longrine

5.8 CONCLUSION :

On a une fondation mixte pour notre structure :

- Des semelles isolées.
- Des semelles filantes.

PARTIE 3 :

**Etude technique du
bâtiment en charpente
métallique.**



CHAPITRE 1

***EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES
ET PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE.***

1.1 Introduction :

Peu importe la nature de la structure est sollicitée à différents type de charges « permanent, d'exploitation » y compris les effets climatiques. Dans ce chapitre on va définir leurs valeurs à l'aide du document technique DTR B.C.2.2 (charges et surcharges).

1.2 Charges permanentes :

Elles désignent le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

1.2.1 Plancher courant :

Tableau 1. 1: Charge permanente de plancher courant

Type	ρ (kg/m ³)	épaisseur (m)	G (dan/m ²)
Cloison de répartition	-		90
Revêtement en carrelage	2000	0.02	40
Mortier de pose	2000	0.02	40
Isolation thermique	400	0.04	16
Poids de la dalle	2500	0.12	300
Hi-bond 55	-	-	13
Faux plafond	-	-	10
			$\Sigma G=509$

1.2.2 Plancher terrasse "inaccessible" :

Tableau 1. 2: Charge permanente de la terrasse

type	ρ (kg/m ³)	épaisseur(m)	G (dan/m ²)
Tuile canal	-	-	50
Poids de la dalle en béton	2500	0.08	200
Isolation thermique	400	0.04	16
Hi-bond 55	-	-	13
Faux plafond	-	-	10
			$\Sigma G=289$

1.2.3 Escalier :

1.2.3.1 Volée :

Tableau 1. 3: Charge permanente de la volée de l'escalier

type	ρ (kg/m ³)	épaisseur (m)	G (dan/m ²)
Tôle striée	-	-	13
Mortier de pose	2000	0.02	40
Revêtement en carrelage	2000	0.02	40
			$\Sigma G=125$

1.2.3.2 Palier :

Tableau 1. 4: Charge permanente de palier de l'escalier

type	ρ (kg/m ³)	épaisseur (m)	G (dan/m ²)
Hi-bond 55	/	/	13
Poids de la dalle	/	0.08	200
Mortier de pose	2000	0.02	40
Revêtement en carrelage	2000	0.02	40
			$\Sigma G=293$

1.2.4 Murs extérieurs :

Tableau 1. 5: Charge permanente du mur extérieur

Type	ρ (kg/m ³)	épaisseur (m)	G (dan/m ²)
Brique doublée	900	0.1	180
Revêtement extérieur	900	0.02	18
Revêtement intérieur	500	0.02	10
			$\Sigma G=208$

En considérant les 30 % d'ouvertures $208 \times 0,7 = 145,6$ (Kg /m²)

1.2.5 Murs intérieurs :

Tableau 1. 6: Charge permanente du mur intérieur

Type	ρ (kg/m ³)	épaisseur(m)	G (dan/m ²)
Brique	900	0.1	90
Revêtement intérieur	2000	0.02	40
			$\Sigma G=130$

En considérant les 10 % d'ouvertures $130 \times 0,9 = 117$ Kg /m²

1.3 Surcharges d'exploitation :

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquents l'immeuble, pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

Plancher terrasse inaccessible -----100 daN/m².

Plancher étage courant (usage d'habitation) -----250 daN/m².

Escalier -----250 daN/m².

Balcon -----350 daN/m².

1.4 Charges climatiques :

1.4.1 Effet de la neige

1.4.1.1 Introduction :

Parmi les charges climatiques on a la neige qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Pour cela on a le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie Situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 215 m.

1.4.1.2 Calcul des charges de la neige :

$S = \mu \cdot Sk$ [kN/m²] (§3.1.1. RNV2013)

SK : (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone.

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture, Appelé coefficient de forme

Le bâtiment étudié est situé à REMCHI wilaya de TLEMCEN. Il est en zone B selon la classification de RNV2013. [2]

La valeur de S_k en kN/m² est déterminée par la loi de variation. Il est en fonction de l'altitude H (en m) du site considéré :

$\mu = 0,8 \text{ } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ (§6.2.2.1 Tableau 2. RNV2013) [2]

$$Sk = \frac{((0,04 \times H) + 10)}{100} SK = \frac{(0,04 \times 215) + 10}{100} = 0,186 Kn/m^2$$

$$Sk = 0,186 kN/m^2$$

$$S = \mu \cdot Sk$$

$$S = 0,8 \times 0,186 = 0,1488 kN/m^2.$$

$$S = 0,1488 \text{ kN/m}^2$$

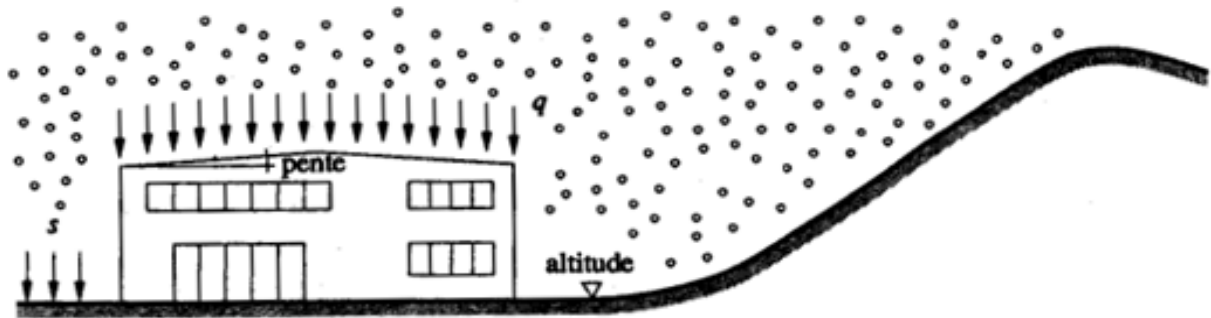


Figure 1. 1: Action due à la neige.

1.4.2 Effet du vent :

1.4.2.1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document qui s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

1.4.2.2 Données relatives au site : D'après le RNV2013

- Catégorie du terrain IV (Tableau 2.4.)
 - Site plat : $c_t = 1$ (Tableau 2.5.)
 - Zone du vent II .
 - $q_{réf} = 43,5 \text{ daN/m}^2$ (Tableau 2.2.)
 - Facteur de terrain : $K_T = 0,234$
 - Paramètre de rugosité $Z_0 = 1 \text{ m}$
 - Hauteur minimale $Z_{min} = 10 \text{ m}$
- } (Tableau 2.4.) .
- ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient $c_d \varepsilon = 0,67$
 - $v_{réf} = 27 \text{ m/s}$: est la vitesse de référence du vent

1.4.2.3 Calcul :

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V2 du vent : parallèle à la façade principale.

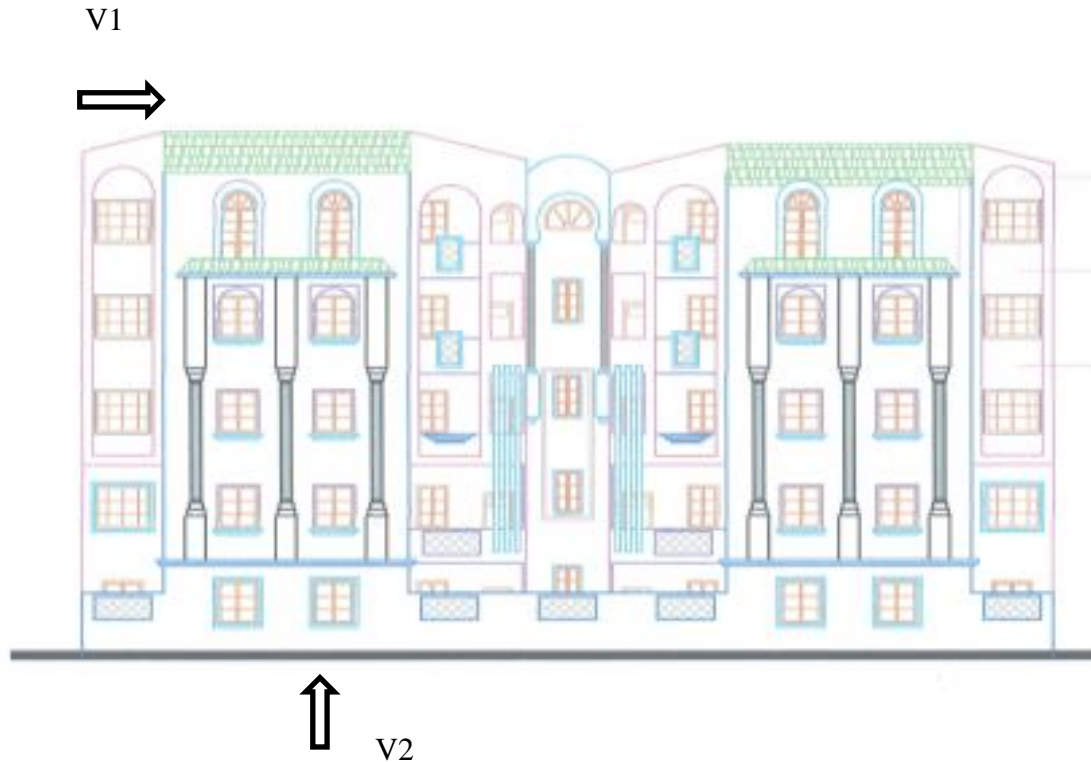


Figure 1. 2: Action du vent suivant la direction V1 et V2

1.4.2.4 Pression dynamique de pointe :

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ à la hauteur de référence Z_e est donnée par

$$q_p(Z_e) = q_{réf} \times c_e(z_e) \text{ [N/m]}$$

$$q_{réf} = 43,5 \text{ daN/m}^2$$

c_e : Coefficient d'exposition au vent.

1.4.2.5 Détermination du coefficient d'exposition $c_e(Z_e)$:

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient

D'exposition est donné par la formule ci-dessous

$$c_e(Z_e) = c_t^2(z) \times c_r^2(z) \times [1 + 7 I v(z)] (\text{§2.4.2. RNV2013})$$

c_r : Coefficient de rugosité (Cf. § 2.4.4. RNV2013)

c_t : Coefficient de topographie (Cf. §2.4.5. RNV2013)

$I_v(z)$: Intensité de la turbulence (Cf. §2.4.6. RNV2013)

Z (en m) : Hauteur considéré

$c_t = 1$ pour $\phi < 0.05$ (site plat) (§2.4.5. RNV2013)

$c_r(z) = kt \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ Pour $z_{min} < Z < 200m$ (§2.4.4. RNV2013)

$I_v(z) = \frac{1}{c_t \times \ln\frac{z}{z_0}}$ pour $Z > z_{min}$ (§2.4.6. RNV2013)

Tableau 1. 7: Valeurs des pressions dynamiques

Niveau	H(m)	Z(m)	c_r	c_t	c_e	I_v	q_p (daN/m^2)
RDC	3.06	1.53	0.539	1	1.173	0.434	51.025
1^{er}ETAGE	3.06	4.59	0.539	1	1.173	0.434	51.025
2^{ème}	3.06	7.65	0.539	1	1.173	0.434	51.025
3^{ème}	3.06	10.71	0.555	1	1.173	0.422	52.983
4^{ème}	4.65	15.36	0.631	1	1.454	0.366	63.249

1.4.2.6 Calcul de la pression due au vent :

- Détermination de la pression aérodynamique :

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante : $W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [c_{pe} - c_{pi}] [N/m^2]$ (§2.5.2. RNV2013)

- Détermination de coefficient de pression :

Calcul des coefficients de pressions extérieures :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$c_{pe} = c_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 m^2$$

$$c_{pe} = c_{pe.1} + (c_{pe.10} - c_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 m^2 < S < 10 m^2$$

$$c_{pe} = c_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 m^2$$

Dans notre cas : $S \geq 10 m^2$

S : est la surface chargée de la paroi considérée

Alors $c_{pe} = c_{pe.10}$

1.4.2.7 Direction du vent V1 :

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 b = 28,12 m.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1 ; d=16,89m.

e = min [b ; 2h] = min [28,12 ; 33,78] e = 28,12 m.

$d < e$ La paroi est divisée en 2 zones de pression A', B', C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :

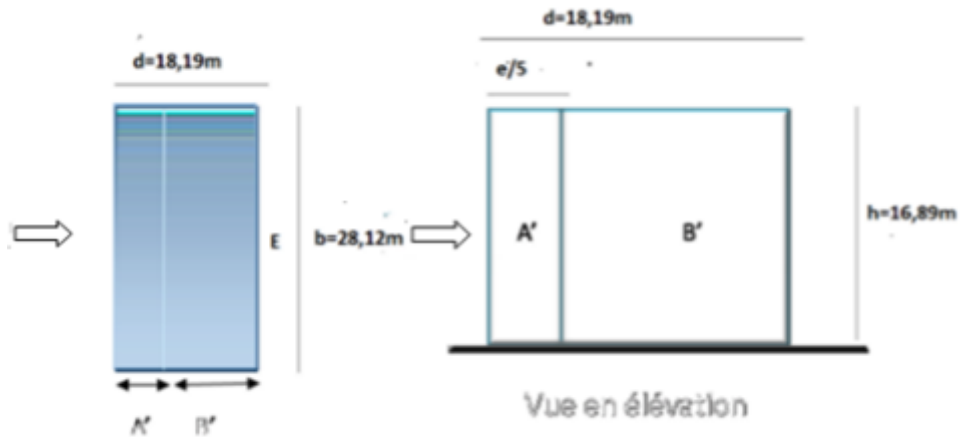


Figure 1. 3: Légende pour les parois verticales

La surface de la paroi considérée $S = 28,12 \times 16,89 = 474,9768 \text{m}^2 \geq 10 \text{m}^2$. Selon la formule (§5.1.RNV2013) donc $c_{pe} = c_{pe.10}$

D'après le tableau (5.1.RNV2013) on a :

Tableau 1. 8: C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

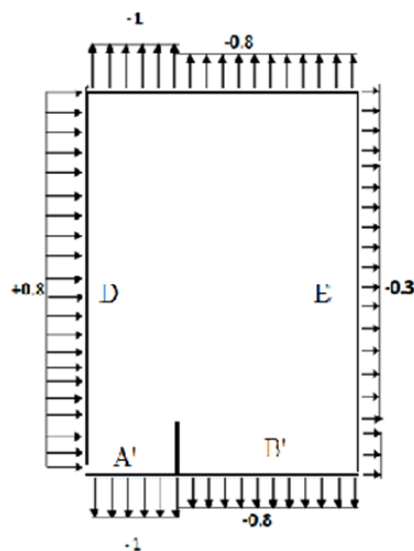


Figure 1. 4: Valeurs de c_{pe} pour les parois verticales

b. Toiture : a deux versants dans le sens V1 ; dont $\theta = 90^\circ$

$b = 28,12 \text{m}$

$h = 16,89 \text{ m}$

$e = \min (b, 2h) = \min (28,12 ; 33,78) = 28,12 \text{ m}$

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure :

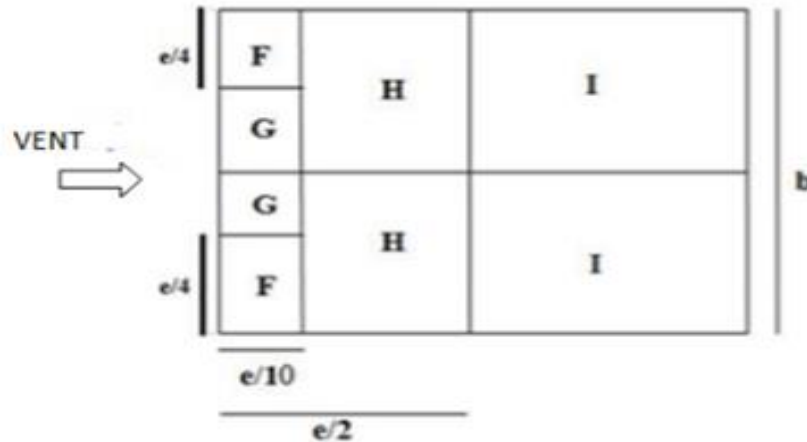


Figure 1. 5: Légende pour les toitures a deux versants.

Valeurs de C_{pe} de la toiture a deux versants pour $\theta = 90$ et $\alpha = 10,40^\circ$

Tableau 1. 9: Valeur de c_{pe} pour les toitures a deux versants. (Par interpolation linéaire)

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,44	-1,3	-0,65	-0,55

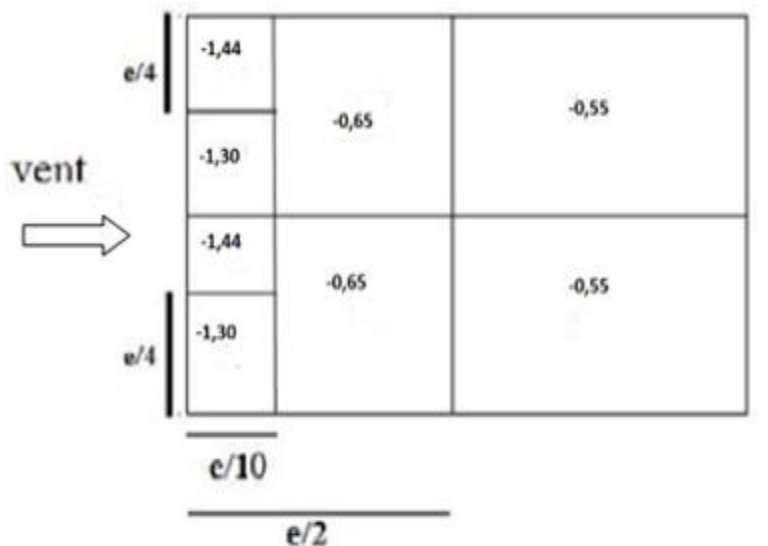


Figure 1. 6: Valeur $dec_{pe.10}$ pour la toiture.

- Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} :

$$c_{pi1} = -0,5 \quad \text{et} \quad c_{pi2} = 0,8$$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans le tableau suivant :

RDC :+3,06m :

Tableau 1. 10: Valeurs des pressions W (zj) sur le RDC (V1)

Zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,826	51,025	-1	-0,5	+0,8	-25,512	-91,845
B'	0,826	51,025	-0,8	-0,5	+0,8	-15,307	-81,64
D	0,826	51,025	+0,8	-0,5	+0,8	+66,332	0
E	0,826	51,025	-0,3	-0,5	+0,8	+10,205	-56,127

(R+1) :+3,06m :

Tableau 1. 11: Valeurs des pressions W (zj) sur le 1 er étage (V1)

Zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m ²)	$w(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,826	51,025	-1	-0,5	+0,8	-25,512	-91,845
B'	0,826	51,025	-0,8	-0,5	+0,8	-15,307	-81,64
D	0,826	51,025	+0,8	-0,5	+0,8	+66,332	0
E	0,826	51,025	-0,3	-0,5	+0,8	+10,205	-56,127

(R+2) :+3,06 m :

Tableau 1. 12: Valeurs des pressions W (zj) sur le 2 éme étage (V1)

Zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m ²)	$w(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,826	51,025	-1	-0,5	+0,8	-25,512	-91,845
B'	0,826	51,025	-0,8	-0,5	+0,8	-15,307	-81,64
D	0,826	51,025	+0,8	-0,5	+0,8	+66,332	0
E	0,826	51,025	-0,3	-0,5	+0,8	+10,205	-56,127

(R+3) : +3,06m :

Tableau 1. 13: Valeurs des pressions W (zj) sur le 3^{ème} étage (V1)

Zone	c_d	q_p (daN/m²)	c_{pe}	c_{pi1}	c_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m²)	$w(zj2)$ (daN/m²)
A'	0,826	52,983	-1	-0,5	+0,8	-26,492	-91,369
B'	0,826	52,983	-0,8	-0,5	+0,8	-15,895	-84,773
D	0,826	52,983	+0,8	-0,5	+0,8	+68,878	0
E	0,826	52,983	-0,3	-0,5	+0,8	+10,597	-58,281

(R+4) : +3,06 m :

Tableau 1. 14: Valeurs des pressions W (zj) sur le 4^{ème} étage

Zone	c_d	q_p (daN/m²)	c_{pe}	c_{pi1}	c_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m²)	$w(zj2)$ (daN/m²)
A'	0,826	63,249	-1	-0,5	+0,8	-31,625	-113,848
B'	0,826	63,249	-0,8	-0,5	+0,8	-18,975	-101,198
D	0,826	63,249	+0,8	-0,5	+0,8	+82,224	0
E	0,826	63,249	-0,3	-0,5	+0,8	+12,650	-69,574

Toiture : +4,56m :

Tableau 1. 15: Valeurs des pressions W (zj) sur la toiture (V1)

Zone	c_d	q_p (daN/m²)	c_{pe}	c_{pi1}	c_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m²)	$w(zj2)$ (daN/m²)
F	0,826	63,249	-1,44	-0,5	+0,8	-59,454	-141,677
G	0,826	63,249	-1,3	-0,5	+0,8	-50,599	-132,822
H	0,826	63,249	-0,65	-0,5	+0,8	-9,487	-91,711
I	0,826	63,249	-0,55	-0,5	+0,8	-3,162	-85,386

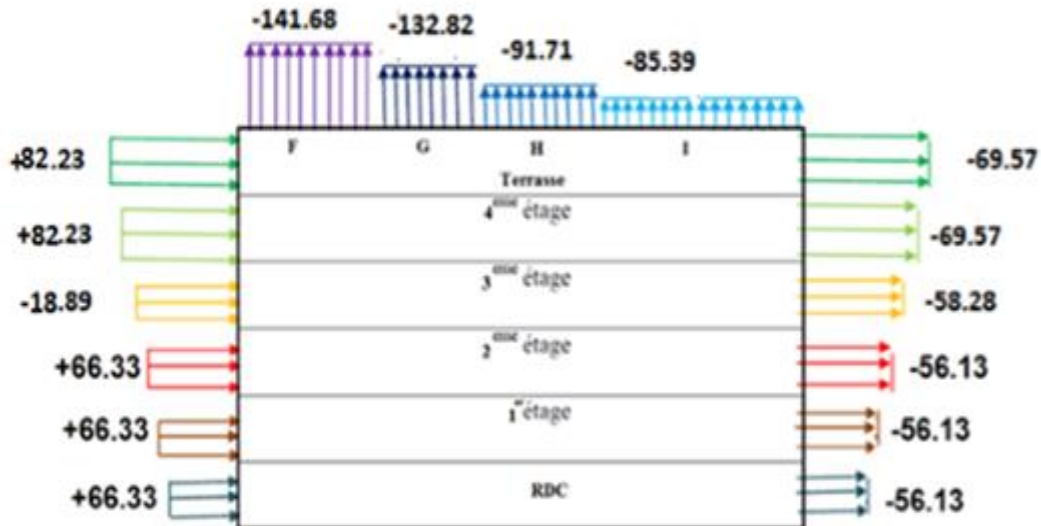


Figure 1. 7: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur la construction en direction V1

1.4.2.8 Direction V2 du vent :

On suit les mêmes étapes que pour la direction V1.

Coefficient de pression *extérieure* C_{pe}

⇒ Parois verticales :

$b = 18,19 \text{ m}$; $d = 28,12 \text{ m}$; $e = 18,219 \text{ m}$

$d > e$ ⇒ La paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure qui suit :

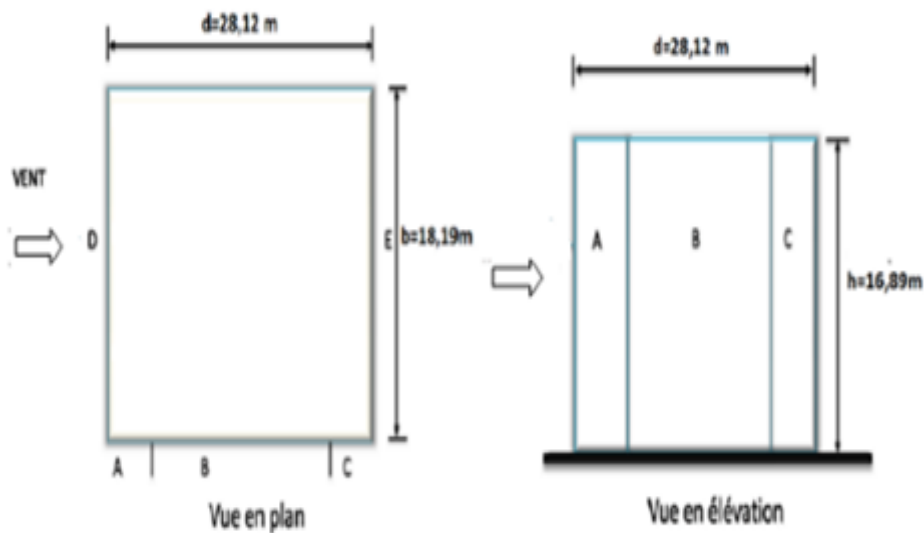


Figure 1. 8: Légende pour les parois verticales

La surface de la paroi considérée $S = 28,12 \times 16,89 = 474,95 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$. Selon la formule

(5.1.RNV2013) donc : $c_{pe} = c_{pe,10}$ D'après le tableau (5.1. RNV2013) on a :

Tableau 1. 16: C_{pe} pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

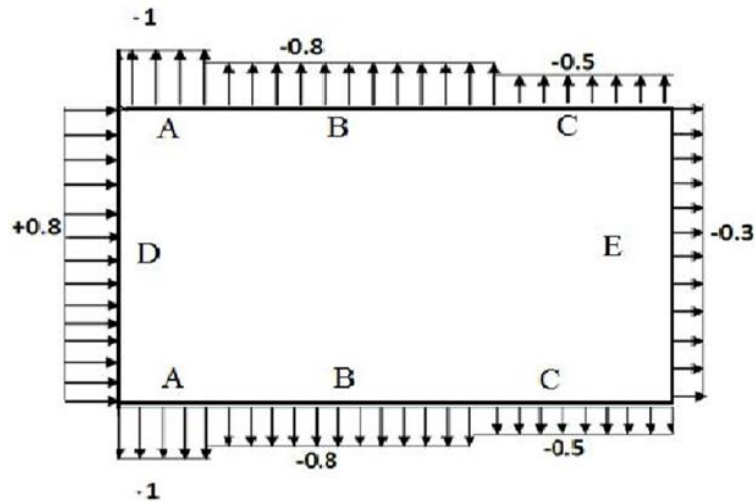


Figure 1. 9: Valeurs de c_{pe} pour les parois verticales

⇒ La Toiture : dans ce cas-là il y'a 3 toitures :

1. Toiture 1 a un seul versant suivant V2 ; avec $\vartheta = 0^\circ$ et $\alpha = 12,65^\circ$.
2. Toiture 2 a deux versant dans le sens V2 ; avec $\vartheta = 0^\circ$ et $\alpha = 10,40^\circ$.
3. Toiture 3 a un seul versant suivant V2 ; avec $\vartheta = 180^\circ$ et $\alpha = 8,86^\circ$.

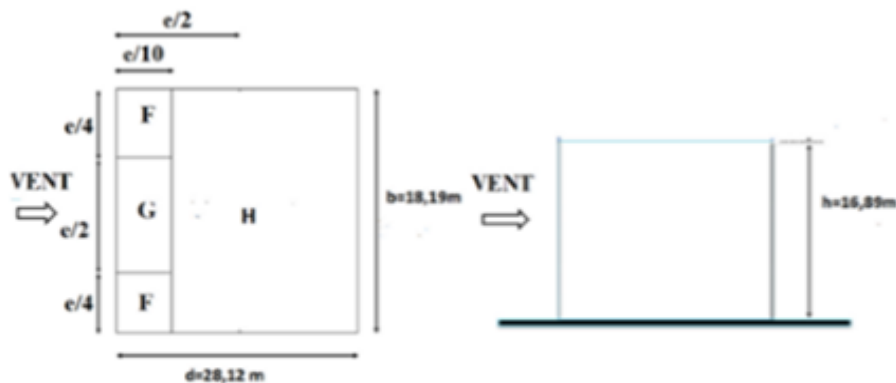


Figure 1. 10:légende pour les toitures a un seul versant.

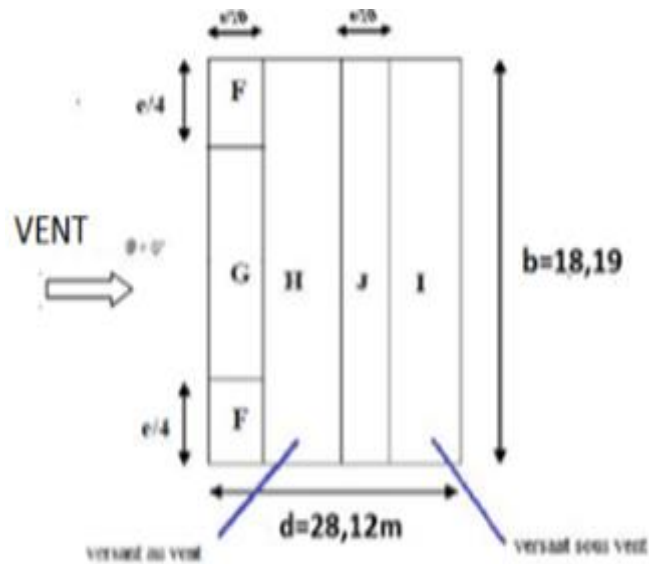


Figure 1. 13: Légende pour les toitures a deux versants

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

Tableau 1. 19: C_{pe} pour les toitures a deux versants.

F	G	H	J	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,16	-0,88	-0,33	-0,72	-0,77

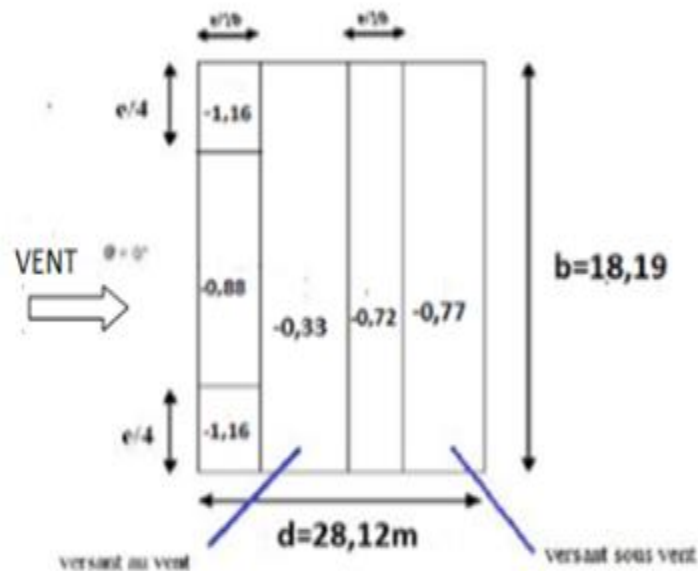


Figure 1. 14: valeurs de C_{pe} pour la toiture a deux versants

Coefficient de pression interne C_{pi} :

$$c_{pi1} = -0,5 \text{ et } c_{pi2} = 0,8$$

Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sont données dans le tableau suivant :

RDC : +3,06 m :

Tableau 1. 20: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le RDC (V2)

Zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m ²)	$w(zj2)$ (daN/m ²)
A	0,888	51,025	-1	-0,5	+0,8	-25,512	+91,845
B	0,888	51,025	-0,8	-0,5	+0,8	-15,307	-81,640
C	0,888	51,025	-0,5	-0,5	+0,8	0	-66,333
D	0,888	51,025	+0,8	-0,5	+0,8	+66,332	0
E	0,888	51,025	-0,3	-0,5	+0,8	+10,205	-56,127

R+1 : +3,06 m :

Tableau 1. 21: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 1^{er} étage (V2)

Zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m ²)	$w(zj2)$ (daN/m ²)
A	0,888	51,025	-1	-0,5	+0,8	-25,512	+91,845
B	0,888	51,025	-0,8	-0,5	+0,8	-15,307	-81,640
C	0,888	51,025	-0,5	-0,5	+0,8	0	-66,333
D	0,888	51,025	+0,8	-0,5	+0,8	+66,332	0
E	0,888	51,025	-0,3	-0,5	+0,8	+10,205	-56,127

R+2 : +3,06 m :

Tableau 1. 22: Valeurs des pressions $W(z_j)$ sur le 2^{ème} étage (V2)

Zone	c_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m ²)	$w(zj2)$ (daN/m ²)
A	0,888	51,025	-1	-0,5	+0,8	-25,512	+91,845
B	0,888	51,025	-0,8	-0,5	+0,8	-15,307	-81,640
C	0,888	51,025	-0,5	-0,5	+0,8	0	-66,333
D	0,888	51,025	+0,8	-0,5	+0,8	+66,332	0
E	0,888	51,025	-0,3	-0,5	+0,8	+10,205	-56,127

R+3 : +3,06 m :

Tableau 1. 23 : Valeurs des pressions W (zj) sur le 3^{ème} étage (V2)

Zone	c_d	q_p (daN/m²)	c_{pe}	c_{pi1}	c_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m²)	$w(zj2)$ (daN/m²)
A	0,888	52,983	-1	-0,5	+0,8	-26,492	-95,370
B	0,888	52,983	-0,8	-0,5	+0,8	-15,895	-84,773
C	0,888	52,983	-0,5	-0,5	+0,8	0	+52,183
D	0,888	52,983	+0,8	-0,5	+0,8	+68,878	0
E	0,888	52,983	-0,3	-0,5	+0,8	+10,597	-58,281

R+4 : +4,65 m :

Tableau 1. 24: Valeurs des pressions W (zj) sur le 4^{ème} étage (V2)

Zone	c_d	q_p (daN/m²)	c_{pe}	c_{pi1}	c_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m²)	$w(zj2)$ (daN/m²)
A	0,888	63,249	-1	-0,5	+0,8	-31,625	-113,848
B	0,888	63,249	-0,8	-0,5	+0,8	-18,975	-101,198
C	0,888	63,249	-0,5	-0,5	+0,8	0	-82,224
D	0,888	63,249	+0,8	-0,5	+0,8	+82,224	0
E	0,888	63,249	-0,3	-0,5	+0,8	+12,649	-69,574

Toiture '1' ($\alpha = 12,65^\circ$): 4,65m :

Tableau 1. 25: Valeurs des pressions W (zj) sur toiture'1'(V2)

Zone	c_d	q_p (daN/m²)	c_{pe}	c_{pi1}	c_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m²)	$w(zj2)$ (daN/m²)
F	0,888	63,249	-0,94	-0,5	+0,8	-27,829	-110,053
G	0,888	63,249	-0,74	-0,5	+0,8	-15,179	-97,403
H	0,888	63,249	-0,22	-0,5	+0,8	+17,709	-64,513

Toiture '2' (toiture a 2 versants $\alpha = 10,40^\circ$) :

Tableau 1. 26: Valeurs des pressions W (zj) sur toiture'2' (V2)

Zone	c_d	q_p (daN/m ²)	c_{pe}	c_{pi1}	c_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m ²)	$w(zj2)$ (daN/m ²)
F	0,888	63,249	-1,16	-0,5	+0,8	-41,744	-123,968
G	0,888	63,249	-0,88	-0,5	+0,8	-24,034	-106,258
H	0,888	63,249	-0,33	-0,5	+0,8	+10,752	-71,471
J	0,888	63,249	-0,72	-0,5	+0,8	-13,914	-96,138
I	0,888	63,249	-0,77	-0,5	+0,8	-17,077	-99,300

Toiture '3' ($\alpha = 8,86^\circ$) :

Tableau 1. 27: Valeurs des pressions W (zj) sur toiture '3'(V2)

Zone	c_d	q_p (daN/m ²)	c_{pe}	c_{pi1}	c_{pi2}	$w(zj1)$ (daN/m ²)	$w(zj2)$ (daN/m ²)
F	0,888	63,249	-2,38	-0,5	+0,8	-118,908	-201,131
G	0,888	63,249	-1,30	-0,5	+0,8	-50,599	-132,822
H	0,888	63,249	-0,76	-0,5	+0,8	-16,444	-98,668

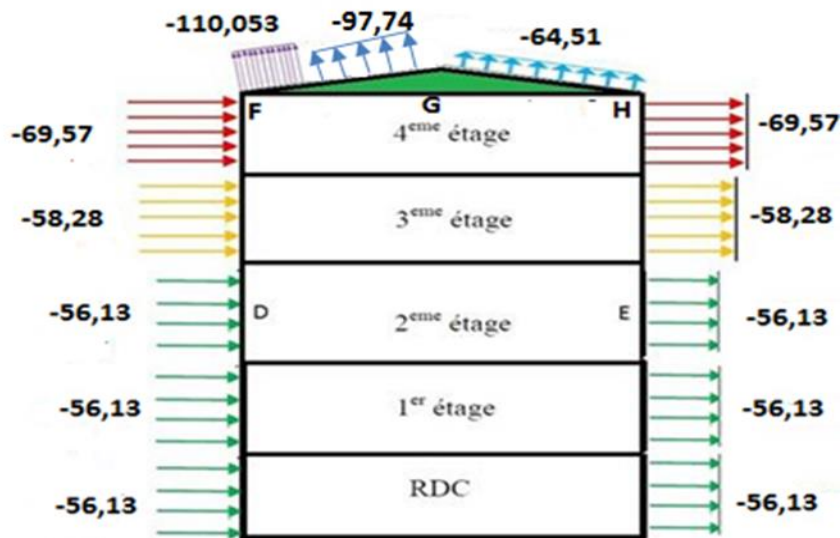


Figure 1. 15:valeurs de pressions W(zj) sur la construction en direction V2(pour toiture 1)

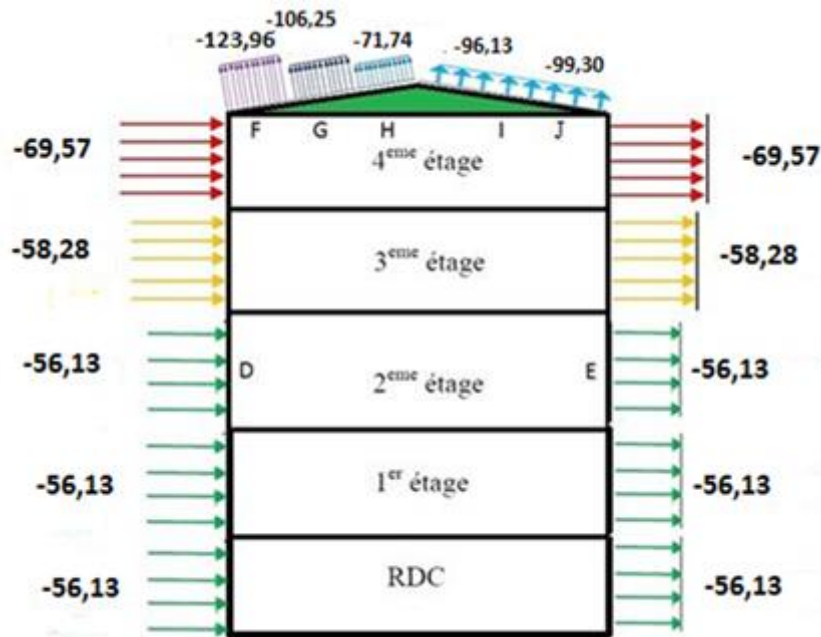


Figure 1. 16:valeurs de pressions $W(z_j)$ sur la construction en direction V2(pour toiture 2)

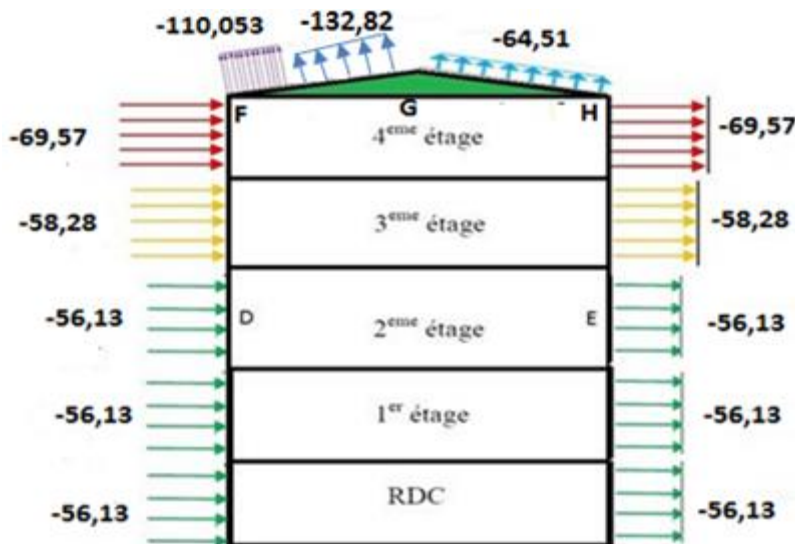


Figure 1. 17: Valeurs de pressions $W(z_j)$ sur la construction en direction V2 (pour toiture 3)

1.4.2.9 Action d'ensemble :

➤ Coefficient dynamique c_d :

Le coefficient dynamique c_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite Corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification Dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale D'oscillation de la structure.

- Sens V1 :

$b = 28,12\text{m}$ et $h = 16,89\text{ m}$

Il est donné par la formule suivant :

$$c_d = \frac{1+2 \times g \times I_V \times (Z_{\acute{e}q}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1+7 I_V (Z_{\acute{e}q})}$$

$Z_{\acute{e}q}$: Hauteur équivalente de la construction

$$Z_{\acute{e}q} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$$

$$h = 16,89m$$

$$Z_{\acute{e}q} = 0,6 \times 16,89 = 10,34 m \geq Z_{min} = 10 m$$

$I_V(Z_{\acute{e}q})$: Intensité de la turbulence pour $z = z_{\acute{e}q}$

$$I_V(Z_{\acute{e}q}) = \frac{1}{c_t \times \ln \frac{Z_{\acute{e}q}}{Z_0}} \text{ Pour : } Z > Z_{min}$$

$$I_V(Z_{\acute{e}q}) = 0,431$$

$\Rightarrow Q^2$: **Partie quasi-statique**

$$Q^2 = \frac{1}{1+0,9 \left(\frac{b+h}{l_i(Z_{\acute{e}q})} \right)^{0,63}}$$

$$l_i(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200} \right)^\epsilon \text{ Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 m$$

$$l_i(Z_{\acute{e}q}) = 300 \times \left(\frac{10,134}{200} \right)^{0,67} = 40,67m$$

$$Q^2 = \frac{1}{1+0,9 \left(\frac{28,12+16,89}{40,67} \right)^{0,63}} = 0,51$$

$\Rightarrow R^2$: **Partie résonnant**

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0,05$$

$$\delta_a = 0 \text{ (§3.3.2. RNV2013)}$$

$$\delta = 0,05 + 0 = 0,05$$

n_{1x} : Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction x.

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1+10,134 \times N_x)^{5/3}}$$

N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent donnée par :

$$N_x = \frac{n_{1x} \times l_i(Z_{\acute{e}q})}{V_m(Z_{\acute{e}q})}$$

$$V_m(z) = c_{r(z)} \times c_{t(z)} \times V_{réf}$$

$$V_{m(Z_{\acute{e}q})} = c_r(Z_{\acute{e}q}) \times c_t(Z_{\acute{e}q}) \times V_{r\acute{e}f}$$

$$c_r(Z_{\acute{e}q}) = k_t \times \ln\left(\frac{Z_{\acute{e}q}}{Z_0}\right) \text{ Pour } Z_{min} < Z < 200 \text{ m}$$

$$c_r(Z_{\acute{e}q}) = 0,234 \times \ln\left(\frac{10,134}{1}\right) = 0,542$$

$$c_t(Z_{\acute{e}q}) = 1$$

$$V_{r\acute{e}f} = 27 \text{ m/s}$$

$$V_{m(Z_{\acute{e}q})} = 0,542 \times 1 \times 27 = 14,634 \text{ m/s}$$

1.4.2.10 Calcul de la fréquence propre du mode fondamentale dans la direction V1 :

$$n_{1x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}} [\text{Hz}] \text{ (§3.3.4. RNV2013)}$$

f : est la flèche de la structure due au poids propre appliqué dans la direction de vibration

$$f = \frac{h}{100} = \frac{16,89}{100} = 0,1689 \text{ m}$$

$$n_{1x} = \frac{0,5}{\sqrt{0,1689}} = 1,217 [\text{Hz}]$$

$$N_x = \frac{1,217 \times 40,67}{14,634} = 3,382$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 3,382}{(1 + 10,134 \times 3,382)^{5/3}} = 0,060$$

R_h et R_b : sont les Fonctions d'admittance aérodynamique

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ pour } \eta_h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ pour } \eta_b > 0$$

Avec :

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{l_i(Z_{\acute{e}q})} = \frac{4,6 \times 3,382 \times 16,89}{40,67} = 6,460$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times h}{l_i(Z_{\acute{e}q})} = \frac{4,6 \times 3,382 \times 28,12}{40,67} = 10,757$$

$$R_h = \left(\frac{1}{6,460}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 6,460^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 6,460}) = R_h = 0,143$$

$$R_b = \left(\frac{1}{10,757}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 10,757^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 10,757}) = 0,089$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,060 \times 0,143 \times 0,089 = 0,075$$

- Calcul de facteur de pointe « g » :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$$

- Calcul de la fréquence moyenne :

$$V = n_{1x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 [\text{Hz}]$$

$$v = 1,217 \sqrt{\frac{0,075^2}{0,510^2 + 0,075^2}} = 0,435 \geq 0,08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,435)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,435)}} = 3,515 \geq 3$$

$$c_d = \frac{1 + 2 \times 3,515 \times 0,431 \times \sqrt{0,510^2 + 0,075^2}}{1 + 7 \times 0,431} = 0,826$$

- sens V2 :

1- Calcul de coefficient dynamique c_d :

$b = 18,2$ m et $h = 16,89$ m

$$c_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_V(Z_{\acute{e}q}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 I_V(Z_{\acute{e}q})}$$

$h = 16,89$ m

$Z_{\acute{e}q} = 0,6 \times 16,89 = 10,134$ m $\geq Z_{min} = 10$ m

- Intensité de la turbulence pour $z = Z_{\acute{e}q}$

$$I_V(Z_{\acute{e}q}) = 0,431$$

- **Partie quasi statique Q^2 :**

$$l_i(Z_{\acute{e}q}) = 300 \times \left(\frac{10,134}{200}\right)^{0,67} = 40,67$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{18,19 + 16,89}{l_i(Z_{\acute{e}q})}\right)^{0,63}} = 0,550$$

- **Partie résonnante R^2 :**

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

- Décrément logarithmique d'amortissement structural

$$\delta = 0,05 + 0 = 0,05$$

- Calcul de la fréquence propre de mode fondamentale dans la direction AB

$$n_{1x} = \frac{0,5}{\sqrt{0,1689}} = 1,217 [\text{Hz}]$$

$$N_x = \frac{1,217 \times 40,67}{14,634} = 3,382$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 3,382}{(1 + 10,134 \times 3,382)^{5/3}} = 0,060$$

- Fonctions d'admittance aérodynamique R_h et R_b

On applique le même calcul précédent :

$$\eta_h = 6,640$$

$$\eta_b = 6,958$$

$$R_h = \left(\frac{1}{6,460}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 6,460^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 6,460}) = 0,143$$

$$R_b = \left(\frac{1}{6,958}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 6,958^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 6,958}) = 0,134$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,060 \times 0,143 \times 0,134 = 0,113$$

- Calcul de facteur de pointe « g » :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$$

- la Fréquence moyenne :

$$V = n_{1x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} = 1,217 \times \sqrt{\frac{0,113^2}{0,550^2 + 0,113^2}} = 0,5022 \geq 0,08 \text{ [Hz]}$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,502)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,502)}} = 3,556 \geq 3$$

$$c_d = \frac{1 + 2 \times 3,556 \times 0,431 \times \sqrt{0,555 + 0,113}}{1 + 7 \times 0,431}$$

$$c_d = 0,880.$$

1.4.3 Calcul des forces de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire Totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la Direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces Extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

On a la condition suivante à vérifier :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

- Direction V1 :

$$2(28,12 \times 16,89) \leq 4(2 \times 18,19 \times 16,89)$$

$$948,89 \leq 2457,83 \text{ Vérifiée.}$$

- Direction V2 :

$$2(18,19 \times 16,89) \leq 4(2 \times 28,12 \times 16,89)$$

$$614,45 \leq 3799,57 \text{ Vérifiée.}$$

Puisque les conditions sont vérifiées, Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

1.5 ETUDE SUR LES ELEMENTS STRUCTUREUX :

Dans ce chapitre nous procédons au calcul des éléments secondaires qui sont les solives, et les éléments porteurs qui sont les poutres et les poteaux.

Le dimensionnement de chaque élément est donné par trois conditions :

1. Vérification de la condition de flèche.
2. Vérification de la condition de résistance.
3. Vérification au cisaillement.

1.6 PRE DIMENSIONNEMENT :

1.6.1 LES SOLIVES :

Les solives sont des poutrelles continues sur 5 appuis qui reposent sur les poutres Principales et travaillent à la flexion simple.

L'entraxe des solives :

L'entraxe des solives doit vérifier la condition suivante :

$$0,7 \text{ m} \leq \text{Entraxe} \leq 1,50 \text{ m}$$

Longueur de la poutre principale : $L_{\text{max}} = 4.56 \text{ m}$.

Donc : entraxe $= \frac{4,56}{4} = 1,14 \text{ m}$: la poutre principale

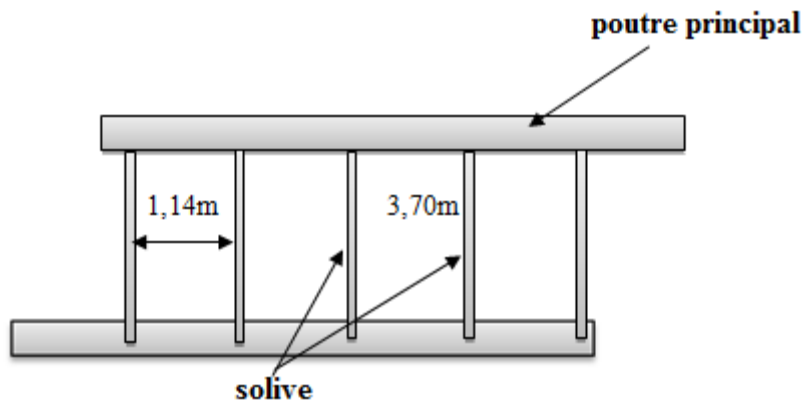


Figure 1. 18: Espacement et longueur des solives

1.6.1.1 Solives du plancher terrasse et étage :

❖ Vérification de la condition de flèche (ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta_{vmax}$ avec $\delta_{vmax} = L/250$

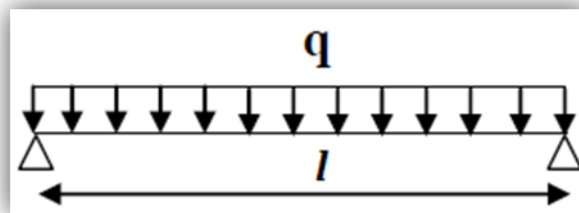


Figure 1. 19: Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis

$$\sigma_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3,70}{250} = 0,0148m$$

La charge est de :

$$Q_{ELS} = G + Q = 298 + 100 = 389 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 389 \times 1,14 = 443,46 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 443,46 \times 3,7^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 3,48 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \rightarrow I_y \geq 348,19 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE140 avec : $I_y = 541,2 \text{ cm}^4$

❖ **Vérification de la flèche (poids propre inclus) :**

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 12,9 \text{ Kg/m} = 12,9 \text{ daN/ml}$

La charge sera : $Q_{ELS} = q + pp = 389 + 12,9 = 401,9 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 401,9 \times 3,7^4}{384 \times 21 \times 5,42 \times 10^{-2}} = 0,008 \text{ m} < 0,0148 \text{ m} : \text{On dit que la condition est Vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la condition de résistance (ELU) :**

Classe du profilé IPE 140 :

$$\text{Classe de l'âme fléchie : } \frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{112,2}{4,7} \leq 72\varepsilon \quad 23,87 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{36,5}{6,9} \leq 10\varepsilon$$

$5,28 \leq 10\varepsilon = 5,28 \leq 10 \rightarrow$ la semelle est de classe I.

Donc la section du profilé global est de classe I.

❖ **Vérification au moment fléchissant :**

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl,y,rd}$

$$M_{sd} = q \times \frac{l^2}{8}$$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1,35 (G + PP) + 1,5Q = 1,35 [(289 \times 1,14) + 12,9] + 1,5 (100 \times 1,14)$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 633,186 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{633,186 \times 3,7^2}{8} = 1083,53 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma m_0} \times f_y = \frac{88,34 \times 10^3 \times 235}{1,1}$$

$$M_{pl,y,rd} = 1887,26 \text{ daN.m} > M_{sd} = 1083,53 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{633,186 \times 3,70}{2}$$

$$V_{sd} = 1171,39 \text{ daN.}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{mo}}$$

$$\text{Avec : } A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f = 686,66 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 686,66}{1,1} = 85083,41 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl,rd} = 4254,17 \text{ daN} > V_{sd} = 1171,39 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE140 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Remarque : la procédure de calcul de la solive ci- dessus est la même pour les solives d'étage courant.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 1. 28: Vérification de la flèche des solives

Elément	Profilés	Entre-axe(m)	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/ml)	Flèche (m)	$\delta v \text{ max}$ (m)
Solive terrasse	IPE 140	1,14	401,9	633,186	0,008	0,0148
Solive étage courant	IPE 180	1,14	751,26	1065,231	0,006	0,0148

Tableau 1. 29: Vérification des sollicitations sur les solives.

Elément	profilés	Classe de profilé	M_{sd} (daN.m)	$M_{pl,y,rd}$ (daN.ml)	V_{sd} (dan)	$0,5V_{pl,rd}$ (daN)
Solive terrasse	IPE 140	1	1083,53	1887,26	1171,39	4251,70
Solive étage courant	IPE 180	1	1822,88	3119,09	1970,68	70008.636

1.6.2 Les poutres principales :

Les poutres principales sont des poutres continues sur 5 appuis qui reposent sur les poteaux et qui travaillent à la flexion simple avec un entraxe de 3,4 m.

Poutre intermédiaire pour terrasse :

✓ Charges permanentes :

$$G_{solives} = \frac{pp}{\text{entre-axe solive}} \times \text{nbr solive} = \frac{12,9}{1,14} \times 3 = 33,95 \text{ daN/m}^2$$

$$G = 289 \text{ daN/m}^2 \quad G_{totale} = (G + G_{solives}) \times 3,4 = 1098,03 \text{ daN/ml}$$

✓ Charges d'exploitation :

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2 \rightarrow Q_{totale} = 100 \times 3,4 = 340 \text{ daN/ml}$$

1.6.2.1 Vérification de la condition de flèche (ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta_{vmax}$ avec $\delta_{vmax} = L/250$

$$Q_{ELS} = G_{totale} + Q_{totale} = 1098,03 + 340 = 1438,03 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1438,03 \times 4,56^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 2,113 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \rightarrow \text{on choisit IPE 270 } I_y = 5790 \text{ cm}^4$$

1.6.2.2 Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

$$f \leq \delta_{vmax} \rightarrow \delta_{vmax} = \frac{1}{250} = \frac{4,56}{250} = 0,0182 \text{ m}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 36,1 \text{ Kg/m} = 36,1 \text{ daN/ml}$

La charge sera : $Q_{ELS} = q + pp = 1438,03 + 36,1 = 1474,13 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times 1474,13 \times 4,56^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 57,90 \times 10^{-6}} = 0,006 \text{ m} < 0,0182 \text{ m} \text{ Condition vérifiée.}$$

1.6.2.3 Vérification de la condition de résistance (ELU) :

Classe du profilé IPE 270 :

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{67,5}{10,2} = 6,61 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

1.6.2.4 Vérification au moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{pl,y,rd}$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1,35 (G + PP) + 1,5Q \rightarrow Q_{ELU} = 1,35 (1098,03 + 36,1) + 1,5 \times 340 \\ = 2041,08 \text{ daN/ml}$$

Tableau 1. 31: caractéristiques du profilé IPE 270

Profil	poids	Section	Dimensions					caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE270	36,1	45,9	270	135	10,2	6,6	220	5790	420	484	97	11,2	3,02

Tableau 1. 32: caractéristiques du profilé IPE 240

Profil	poids	Section	Dimensions					caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	B mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	190	3892	284	366,6	73,9	9,97	2,69

Tableau 1. 33: caractéristiques du profilé IPE 300

Profil	poids	Section	Dimensions					caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE300	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	249	8356	604	628,4	125	12,5	3,35

Tableau 1. 34: caractéristiques du profilé IPE 160

Profil	Poids	Section	Dimensions					caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15,8	20,09	160	82	7,4	5	127	869,3	68,3	124	26,10	6,58	1,8

Tableau 1. 35: Vérification des sollicitations sur les poutres.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M _{sd} (daN.m)	M _{ply,rd} (daN.ml)	V _{sd} (daN)	0,5V _{pl,rd} (daN)
Poutre intermédiaire terrasse	IPE 270	1	5305,18	10340	4653,66	13718,72
Poutre de rive terrasse	IPE 240	1	2925,45	7831,91	2566,19	11850,41
Poutre intermédiaire étage courant	IPE 300	1	8799,20	13416,36	7718,60	15903,54
Poutre de rive étage courant	IPE 270	1	4833,89	10340	4240,25	13718,72
Console étage courant	IPE 160	1	1337,72	1887,26	1446,16	4251,70

I.6.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les transmettent aux fondations. Les poteaux sont soumis à la compression.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteaux de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans deux Directions perpendiculaires, toutes les parties de la section étant accessibles pour le boulonnage.

Le poteau le plus sollicité : Le poteau de RDC avec : $S = 15,198 \text{ m}^2$

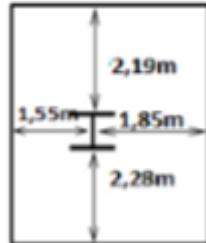


Figure 1. 20: schéma représentant le poteau le plus sollicité

1.6.2.6 Vérification de la condition de flèche (ELS) :

On doit d'abord vérifier pour tous les poteaux la flèche en flexion simple par rapport aux effets du vent appliqué.

On considère que le poteau est encasturé à la base et libre à la tête. (d'après les conditions initiales).

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta_{vmax}$ avec $\delta_{vmax} = L/250$

$$f = \frac{ql^4}{8EI_y}$$

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte la plus grande surface d'action de charge et de vent (v1)

La pression engendrée par le vent est de : $V = 69,57 \text{ daN/m}$

$$q = 69,57 \times (1,55 + 1,85) = 236,538 \text{ daN/ml.}$$

$$I_y \geq \frac{236,538 \times 3,06^3 \times 250}{8 \times 21 \times 10^9} = 1,008.10^{-5} \text{ m}^4 \rightarrow I_y \geq 1008,54 \text{ cm}^4.$$

Donc les poteaux doivent être au minimum HEA140 avec : $I_y = 1033 \text{ cm}^4$.

Tableau 1. 36: les charges globales repressent par les poteaux

Les charges (daN)		Terrasse	Etage courant
Charges permanentes	Plancher	4392,222	7735,782
	Poutre	284,107	332,114
	Solives	350,880	511,360
Charges d'exploitation		1519,8	2279,7

⇒ Pour RDC :

• **Charges permanentes :**

$$G_{TOTAL} = G_{plancher\ terrasse} + G_{solive\ terrasse} + G_{poutre\ terrasse} + 4 \times (G_{plancher_{EC}} + G_{poutre_{EC}} + G_{solive_{EC}})$$

$$G_{totale} = 4392,222 + 350,88 + 284,107 + 4 \times (7735,7 + 332,114 + 511,36) = 39343,905\ daN.$$

• **Charges d'exploitation :**

$$Q_{TOTAL} = Q_{plancher\ terrasse} + 4 Q_{plancher\ étage\ courant}$$

$$Q_{TOTAL} = 1519,8 + 4 \times 2279,7$$

$$Q_{TOTAL} = 10638,6\ daN$$

• **La section du poteau :**

$$N \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma m_0}$$

$$N = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 39343,905 + 1,5 \times 10638,6 = 69072,171\ daN.$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma m_0}{f_y} = \frac{69072,171 \times 1,1}{235} = 3233,165\ mm^2.$$

Donc on choisit : HEA 200 avec $A = 5380\ mm^2$.

• **Calcul de l'effort sollicitant avec le poids propre inclus :**

$$q_{pp} = 42,3 \times 3,06 = 129,438\ daN$$

$$\text{Donc la charge sera : } N_{sd} = N + [1,35 \times q_{pp} \times 4] = 69072,171 + [1,35 \times 129,438 \times 4]$$

$$N_{sd} = 69771,136\ daN.$$

1.6.2.7 Vérification a la compression :

✓ **Classe du profilé HEA 200 :**

✓ **Classe de l'âme comprimée :**

$$\frac{d}{tw} \leq 33 \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{134}{6,5} = 20,62 \leq 33\varepsilon$$

$20,62 < 33 \rightarrow$ L'âme est de classe I.

✓ **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{100}{10} = 10 \leq 10\varepsilon$$

$10 \leq 10 \rightarrow$ la semelle est de classe I.

Donc la section du profilé global est de classe I.

• **Calcul de l'effort résistant :**

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \quad \text{avec : } \beta_A = 1 \text{ (pour les profilés de classe 1)}$$

On a : $\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times (\beta)^{0,5}$ avec $\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9$, sachant que $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

On vérifie le flambement selon l'axe de faible inertie du profilé donc selon l'axe z-z

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 3,06}{4,98 \times 10^{-2}} = 30,7 l_f = 0,5l \text{ (Encastré-Encastré) (assemblé en boulonnage en pied et en tête).}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{30,72}{93,9} = 0,33 \geq 0,2 \rightarrow \text{donc il y'a risque de flambement.}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \quad \text{avec } \phi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

• **Calcul de facteur d'imperfection α :**

Il correspond à la courbe de flambement appropriée, il est déterminé dans le (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3).

$$\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0,95 < 1,2$$

$$t_f = 10\text{mm} < 100\text{mm}$$

Donc la courbe de flambement est c $\rightarrow \alpha = 0,21$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,33 - 0,2) + 0,33^2] = 0,59$$

$$\chi = \frac{1}{0,59 + [0,59^2 - 0,33^2]^{0,5}} = 0,93$$

$$N_{pl,rd} = 0,93 \times 1 \times 5380 \times \frac{235}{1,1} = 106890,81 \text{ daN.}$$

$$N_{sd} = 69771,136 \text{ daN} < N_{pl,rd} = 106890,81 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé HEA 200 répond favorablement à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la Résistance.

Remarque : la procédure de calcul du poteau ci- dessus est la même pour les poteaux des autres niveaux. La vérification des autres poteaux est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau 1. 37: Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité

Niveau	Profilé	Classe	N _{sd} (daN)	χ	N _{pl,rd} (daN)
RDC	HEA 200	1	69771,136	0,93	106890,81
1	HEA 180	1	54657,338	0,92	89035,09
2	HEA 180	1	39655,904	0,92	89035,09
3	HEA 160	1	24439,963	0,88	72944,00
4	HEA 140	1	9474,575	0,86	57690,36

Tableau 1. 38: Caractéristique du profilé HEA 140

Profilé	Poids	Section	Dimensions					caractéristiques					
			h	b	t_f	t_w	d	I_y	I_z	W_{pl-y}	W_{pl-z}	i_y	i_z
HEA 140	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{pl-y} cm ³	W_{pl-z} cm ³	i_y cm	i_z cm
	24,7	31,4	133	140	8,5	5,5	92	1033	389,3	173,5	84,85	5,73	3,52

Tableau 1. 39: Caractéristique du profilé HEA 160

Profilé	Poids	section	Dimensions					Caractéristiques					
			h	b	t_f	t_w	d	I_y	I_z	W_{pl-y}	W_{pl-z}	i_y	i_z
HEA 160	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{pl-y} cm ³	W_{pl-z} cm ³	i_y cm	i_z cm
	30,4	38,8	152	160	9	6	104	1673	615,6	245,1	117,6	6,57	3,98

Tableau 1. 40: Caractéristique du profilé HEA 180

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
			h	b	t_f	t_w	d	I_y	I_z	W_{pl-y}	W_{pl-z}	i_y	i_z
HEA 180	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{pl-y} cm ³	W_{pl-z} cm ³	i_y cm	i_z cm
	35,5	45,3	171	180	9,5	6	122	2510	924,6	324,9	156,5	7,45	4,52

Tableau 1. 41: Caractéristique du profilé HEA 200

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
			h	b	t_f	t_w	d	I_y	I_z	W_{pl-y}	W_{pl-z}	i_y	i_z
HEA 200	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{pl-y} cm ³	W_{pl-z} cm ³	i_y cm	i_z cm
	42,3	53,8	190	200	10	6,5	134	3692	1336	429,5	203,8	8,28	4,98

1.7 Conclusion :

D'après les résultats précédents, tous les résultats sont satisfaits aux conditions de CCM 97 concernant la résistance au moment fléchissant ainsi que le cisaillement.



CHAPITRE 2

ETUDE DYNAMIQUE.

2.1 Modélisation de la masse :

Le logiciel SAP 2000, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle.

2.2 Détermination de la période propre de la structure :

Par la formule empirique, on a :

$$T = \min \left\{ \frac{0,09h^N}{\sqrt{D}} ; C_T (h_N)^{3/4} \right\}$$

$$T_{\text{empirique}} = T_2 = 0,286 \text{ s}$$

$$T_{\text{majorée}} : 1,3 \times 0,286 = 0,3718 \text{ s}$$

La période numérique :

$$T_{\text{num}} = 0,796 \text{ s}$$

$$T_{\text{num}} \geq 1,3 T_{\text{analytique}} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Mais on peut tolérer une période un peu plus grande que le période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible.

Sachant que nous avons eu de mal à ajouter des contreventements pour le bon fonctionnement de la structure (bâtiment), Sans oublier le manque de la maçonnerie aussi.

2.3 Effort tranchant à la base :

La force sismique totale, V appliquée à la base de la structure, doit être calculée selon la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe D'usage du bâtiment A = 0,10. A.RPA99V2003.

Classification des ouvrages : → (zone I).

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} \geq 0,7$$

ε : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

(Acier léger) $\rightarrow \varepsilon = 4 \%$ (Tableau 4.2 valeur de $\xi\%$ RPA99 V2003)

T_1 et T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S3 : $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50 s \end{cases}$ (Tableau 4.7 RPA99 V2003)

$$\xi = 4 \%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$$

$$\eta = 1,08$$

❖ **Calcul de coefficient d'amplification [D] :**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases}$$

$0 < T < T_2$ donc :

$$D = 2,5\eta = 2,5 \times 0,76 = 1,90$$

$$\begin{cases} D_x = 2,70 \\ D_y = 2,70 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de Contreventement. (§3.4 RPA99 V2003)

Ossature contreventée par palée triangulées en X $\rightarrow R=4$

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q \quad \text{D'après le tableau 4.4 :}$$

Tableau 2. 1: Facteur de qualité suivant les deux sens

Critère q	Suivant x	Suivant y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
	QX=1,30	QY=1,25

$$V_x = \frac{0,1 \times 2,7 \times 1,30 \times 15226,30}{4} = 13361,07 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0,1 \times 2,7 \times 1,25 \times 15226,30}{4} = 12847,19 \text{ daN}$$

La répartition des efforts élastiques en chaque étage :

D'après (Tableau 2-1) :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = Ft + \sum_i^n f_i$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_t = 0,07TV & \text{si } T \geq 0,7s \\ f_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

$$f_i = \frac{(V_{bas} - f_i) \times W \times h_i}{\sum_{j=1}^n (W_j \times h_j)}$$

$$f_t = 0 \quad (T < 0,7 \text{ sec})$$

$$\sum_{j=1}^n (W_j \times h_j) = (3212,50 \times 3,06 + 3454,45 \times 6,12 + 3601,40 \times 9,18 + 3885,20 \times 12,24 + 1072,7 \times 16,89)$$

$$\sum_{j=1}^n (W_j \times h_j) = 12970508,70 \text{ KN.m} = 1,29 \times 10^8 \text{ daN.m}$$

$$f1_x = \frac{(13361,07 \times 3212,50) \times 10^3 \times 3,06}{12970508,70 \times 10^3} = 1012,62 \text{ daN.}$$

$$f1_y = \frac{(12847,19 \times 3212,50) \times 10^3 \times 3,06}{12970508,70 \times 10^3} = 937,67 \text{ daN.}$$

$$f2_x = \frac{(13361,07 \times 3454,50) \times 10^3 \times 6,12}{12970508,70 \times 10^3} = 2177,81 \text{ daN.}$$

$$f2_y = \frac{(12847,19 \times 3454,50) \times 10^3 \times 6,12}{12970508,70 \times 10^3} = 2094,05 \text{ daN.}$$

$$f3_x = \frac{(13361,07 \times 3601,40) \times 10^3 \times 9,19}{12970508,70 \times 10^3} = 3409,34 \text{ daN.}$$

$$f3_y = \frac{(12847,19 \times 3601,40) \times 10^3 \times 9,19}{12970508,70 \times 10^3} = 3278,21 \text{ daN.}$$

$$f4_x = \frac{(13361,07 \times 3885,20) \times 10^3 \times 12,24}{12970508,70 \times 10^3} = 4898,67 \text{ daN.}$$

$$f4_y = \frac{(12847,19 \times 3885,20) \times 10^3 \times 12,24}{12970508,7 \times 10^3} = 4710,27 \text{ daN.}$$

$$f5_x = \frac{(13361,07 \times 1072,7) \times 10^3 \times 16,89}{12970508,7 \times 10^3} = 1866,34 \text{ daN.}$$

$$f5_y = \frac{(12847,19 \times 1072,7) \times 10^3 \times 16,89}{12970508,7 \times 10^3} = 1794,56 \text{ daN.}$$

Tableau 2. 2: valeurs des forces et des masses suivant (x)

Niveau	Hi(m)	F _x (daN)	M(t)
Terrasse	4,56	1866,34	321,25
4 ^{ème} étage	3,06	4898,67	345,44
3 ^{ème} étage	3,06	3409,34	360,14
2 ^{ème} étage	3,06	2177,81	388,52
RDC	3,06	1012,62	107,27

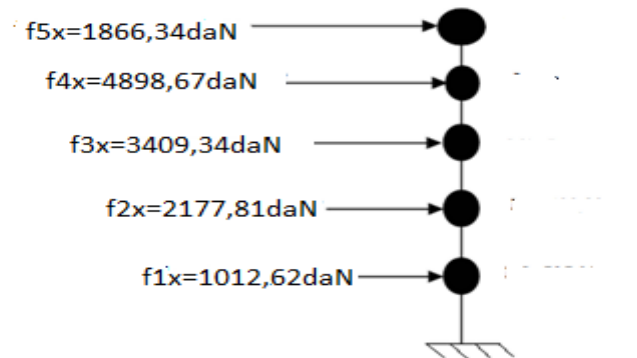


Figure 2. 1 : les masses suivant le sens X

Tableau 2. 3: valeurs des forces et des masses suivant (y)

Niveau	Hi(m)	F _y (daN)	M(t)
Terrasse	4,56	1794,56	321,25
4 ^{ème} Etage	3,06	4710,27	345,44
3 ^{ème} Etage	3,06	3278,21	360,14
2 ^{ème} Etage	3,06	2094,05	388,52
RDC	3,06	937,67	107,27

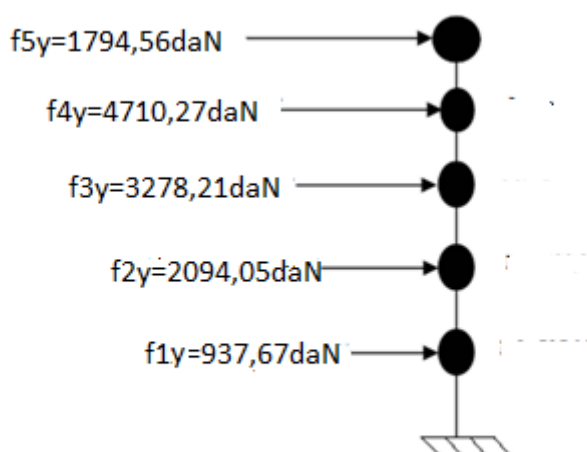


Figure 2. 2: les masses suivant le sens y

2.4 Vérifications RPA 99v 2003 :

2.4.1 Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage.

Tableau 2. 4: les déplacements entre les étages

niveau	δ_{ex} (m)	δ_{ey} (m)	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	1% Hk (m)	État
5	0,00310	0.000315	0.00308	0.000216	0.01232	0.00086	0,03	✓
4	0.00002	0.002483	0,00312	0,002220	0,01248	0.00888	0,03	✓
3	0.00314	0.000263	0.00312	0.002178	0.01248	0.00871	0,03	✓
2	0.00002	0.002441	0.00124	0.002126	0.00496	0.00850	0,03	✓
1	0.00126	0.000315	0.00126	0.000315	0.00504	0.00126	0,03	✓

2.4.2 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $q = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

« K ». $\Sigma (W_{Gi} + \beta W_{qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \Sigma F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k » :

✓ **Sens transversal :**

Tableau 2. 5 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens transversal.

niveau	P_k	Δ_{kx} (m)	V_k (daN)	H_i (m)	Θ
5	3912,7	0.00308	59265,66	4,56	0,004
4	8920,5	0,00312	39640,75	3,06	0,015
3	13948,1	0.00312	33057,95	3,06	0,032
2	18947	0.00124	18904,00	3,06	0,026
1	24000,3	0.00126	8815,79	3,06	0,066

✓ **Sens longitudinal :**

Tableau 2. 6 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal

niveau	P_k	Δ_{ky} (m)	V_k (daN)	H_i (m)	Θ
5	3912,7	0.000216	56986,21	4,56	0,004
4	8920,5	0,002220	38051,72	3,06	0,012
3	13948,1	0.002178	31786,49	3,06	0,023
2	18947	0.002126	18177,79	3,06	0,046
1	24000,3	0.000315	8476,72	3,06	0,017

2.5 Analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

- Le spectre est caractérisé par les données suivantes :
- Zone sismique I (Tlemcen).
- Groupe d'usage 2 (ouvrages courant ou d'importance moyenne).
- pourcentage d'amortissement ($\varepsilon = 4\%$).

- Coefficient de comportement ($R = 4$).
- Facteur de qualité ($Q = 1,25$).
- Site meuble ($S3$).

2.5.1 Principe de la méthode modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la dans la détermination des modes propres De vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse De la structure.

2.5.2 Étapes de la modélisation de la structure :

- Opter pour un système d'unités (daN.m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux.

Tableau 2. 7 : définition des éléments métalliques constituant la structure

Eléments de la structure	Définitions des sections
Poteaux de la rive haute	HEA200
Poteaux de la rive base	HEA140
Traverses (toiture)	IPE240
Solives (toiture)	IPE140
Lanterneaux : poteaux	HEA180
Traverses	IPE240
Solives	IPE180
Poutres continues	IPE270
Contreventement	2L× 70× 7 × 7

- Définition des charges à appliquer.
- Introduction du spectre de réponse.
- Définition des combinaisons des charges.
- Définition des conditions aux limites.
- Analyse numérique de la structure.

2.5.3 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\left. \begin{aligned}
 &1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) && 0 \leq T \leq T_1 \\
 &2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right) && 0 \leq T \leq T_2 \\
 &2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} && T_2 \leq T \leq 3,0s \\
 &2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} && T \gg 3,0s
 \end{aligned} \right\}$$

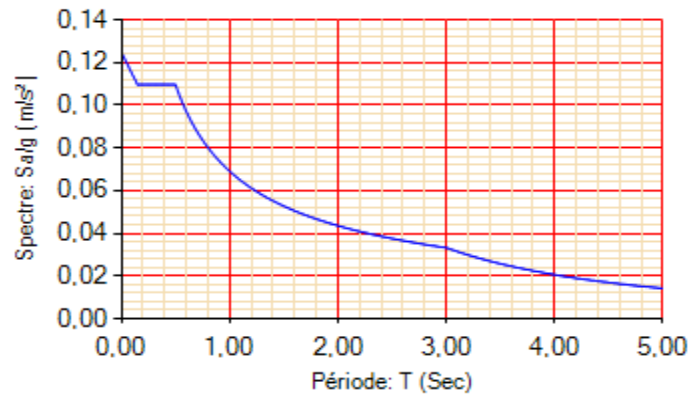


Figure 2. 3: spectre de réponse suivant X

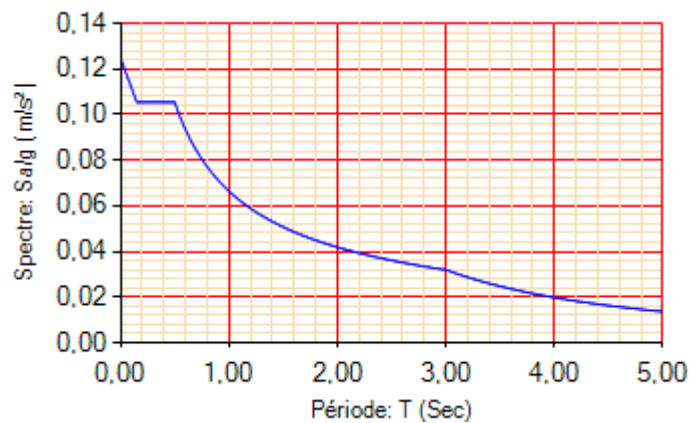


Figure 2. 4: spectre de réponse suivant Y

2.5.4 Résultante des forces sismiques de calcul :

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 déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
ex1	LinRespSpec	Max	1722,908	8,583
ey1	LinRespSpec	Max	8,583	1742,855

Figure 2. 5: Les forces sismiques suivant les deux sens.

Tableau 2. 8: vérification de l'effort tranchant à la base

	V (t) (daN)	V (daN)	80% V (daN)	Condition
E_X	17229,29	20250,20	16200,16	✓ vérifiée
E_Y	17428,43	20250,20	16200,16	✓ vérifiée

2.6 Conclusion :

D'après les résultats obtenues on a trouvé que la période n'as pas vérifié la condition ($T_{empirique} \neq 1,3T_{analytique}$) à cause de la flexibilité de notre structure (manque de la maçonnerie dans la modélisation), mais on constate qu'elle reste stable devant la charge sismique imposé, ce qui représente le but de notre étude.



CHAPITRE 3

***CALCUL DES ELEMENTS PRINCIPALES ET
CALCUL DES ELEMENTS PRINCIPALES ET
SECONDAIRES***

3.1 Introduction :

Les ossatures simples, contreventées, rigides, en acier offrent souvent la solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples.

- ✓ Les éléments principaux de la structure sont l'ossature simple et le contreventement.
- ✓ L'ossature simple est composée de poutres isostatiques et de poteaux soumis aux seules charges verticales.
- ✓ Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de manière à ce qu'ils résistent, tant à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime, et aux charges appliquées.

3.2 Dimensionnement des poutres :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supportent les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

3.2.1 Poutre principale de rive terrasse :

On prend un IPE 240 (retiré d'après le prédimensionnement des éléments structuraux dans chapitre 1).

D'après le Logiciel SAP 2000, on prend la valeur $G+Q+Ex$:

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs :

$$M_{sd} = 4579,5 \text{ daN.m} \quad mV_{sd} = 2852 \text{ daN}$$

- **Classe du profilé IPE 240 :**

- ✚ Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec :}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f}} = 1 \quad \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,70 < 72$$

→ L'âme est de classe I.

- ✚ Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$6,12 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1.

Nous devons faire les vérifications suivantes :

• **Vérification du cisaillement :**

On doit vérifier que $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m_0}}$$

Avec : $A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1912,76 \text{ mm}^2$

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times 1912,76 \times 235}{1,1} = 237008,35 \text{ N}$$

$0,5V_{pl,rd} = 11850,417 \text{ daN} \gg 2852 \text{ daN}$ la condition est vérifiée.

• **Vérification au moment fléchissant :**

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{pl,y,rd}$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m_0}} \times f_y = \frac{336,6 \times 10^3}{1,1} \times 235 = 71910000 \text{ N.mm}$$

$M_{pl,y,rd} = 7191 \text{ daN.m} > M_{sd} = 4579,5 \text{ daN.m}$ condition vérifiée.

Le profilé IPE240 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

3.2.2 Poutre intermédiaire pour terrasse :

On prend un IPE270 (retiré du chapitre 1 « prédimensionnement des éléments structuraux »

Sollicitation sous la combinaison G+Q+Ex :

$$M_{sd} = 1889 \text{ daN.m} \quad V_{sd} = 3186 \text{ daN.}$$

Tableau 3. 1: Dimensionnement poutre intermédiaire de terrasse.

Profilé choisit	Classe du profilé	Moment fléchissant		Effort tranchant	
		M_{sd}	$M_{pl,y,rd}$	V_{sd}	$0,5V_{pl,rd}$
IPE 270	1	1889	10340	3186	13718,72
		CV		CV	

3.2.3 Poutre principale de rive d'étage courant:

On prend un IPE270

Sollicitation sous la combinaison G+Q+Ex :(retiré du chapitre précédent)

$$M_{sd} = 5273 \text{ daN.m} \quad V_{sd} = 2082 \text{ daN.}$$

Tableau 3. 2: Dimensionnement poutre principale de rive d'étage courant.

Profilé choisit	Classe du profilé	Moment fléchissant		Effort tranchant	
		M_{sd}	$M_{pl,y,rd}$	V_{sd}	$0,5V_{pl,rd}$
IPE 270	1	5273	10340	2082	13718,72
		CV		CV	

3.2.4 Poutre principale intermédiaire étage courant :

On prend un IPE 300(conclut du chapitre précèdent)

Sollicitation sous la combinaison G+Q+Ex :

$$M_{sd} = 3938,86daN. MV_{sd} = 4075,3daN$$

Tableau 3. 3: Dimensionnement poutre principale intermédiaire d'étage courant.

Profilé choisit	Classe du profilé	Moment fléchissant		Effort tranchant	
		M_{sd}	$M_{pl,y,rd}$	V_{sd}	$0,5V_{pl,rd}$
IPE 300	1	3938,86	13416,36	4075,3	15903,36
		CV		CV	

3.2.5 Poutre principale en console :

On prend un IPE160 (d'après le chapitre de prédimensionnement)

Sollicitation sous la combinaison G+Q+Ex :

$$M_{sd} = 772daN. m V_{sd} = 2118daN$$

Tableau 3. 4: Dimensionnement de la poutre principale en console.

Profilé choisit	Classe du profilé	Moment fléchissant		Effort tranchant	
		M_{sd}	$M_{pl,y,rd}$	V_{sd}	$0,5V_{pl,rd}$
IPE 160	1	772	2646,95	2118	6941,38
		CV		CV	

3.2.6 Poutres secondaires :

On prend un IPE 180 :

Sollicitation sous la combinaison G+Q+Ex :

$$M_{sd}=771,67daN.m$$

$$V_{sd}=1292,80daN.$$

Tableau 3. 5: dimensionnement des poutres secondaires.

Profilé choisit	Classe du profilé	Moment fléchissant		Effort tranchant	
		M_{sd}	$M_{pl,y,rd}$	V_{sd}	$V_{pl,rd}$
IPE 180	1	771,67	3546,363	1292,80	70008,636
		CV		CV	

Toutes les poutres en profilés répondent à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

3.3 Dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, Et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont Dimensionnés à la flexion composée.

D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus défavorables pour les poteaux du 1^{er} étage sous la combinaison la plus défavorable

Qui est $G + Q + 1.2 EX$ avec :

$$N_{sd} = 26994,1 \text{ daN}$$

$$M_{y, sd} = 4813,3 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = 1107 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 2046 \text{ daN}$$

3.3.1 Vérification de la résistance à la flexion composée :

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de Déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Section transversales de classe 1 → $\beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93,9 \xi \text{ avec } \xi = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 1 \quad \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur Effective K et K_w sont pris égale à 0.5 et donc la formule de λ_{LT} est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K.L(w_{ply}^2)^{0,25}}{\sqrt{c_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2.G.I_t}{\pi^2.E.I_w} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \times 3060 \times \left(\frac{(429,5 \times 10^3)^2}{108 \times 10^9 \times 1336 \times 10^4} \right)^{0,25}}{\sqrt{3,093} \times \left[\left(\frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 3060)^2 \times 81000 \times 16,97 \times 10^4}{3,14^2 \times 210000 \times 108 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 15,91$$

Avec $c_1 = 3.093$ selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K.

$$\lambda_{LT}^- = \frac{15,91}{93,9} = 0,170 < 0,4$$

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ donc il est inutile de prendre en compte le déversement.17

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y M_{y,sd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_z M_{z,sd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

✚ Calcul de χ_{min} :

On considère un poteau encastré en pied et en tête (car les poteaux sont assemblées par boulonnage avec des platines)

Avec :

$$L_{fy} = 0.5 L_f$$

$$L_{fz} = 0.5 L_f$$

$$\left\{ \begin{aligned} \lambda_y^- &= \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0,5 \times 3060}{82,8}}{93,9 \varepsilon} = \frac{0,5 \times 3060}{93,9 \times 82,8} = 0,196 < 0,2 \\ \lambda_z^- &= \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{0,5 \times 3060}{49,8}}{93,9 \varepsilon} = \frac{0,5 \times 3060}{93,9 \times 49,8} = 0,327 > 0,2 \end{aligned} \right.$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,5 \times [1 + 0,49(0,327 - 0,2) + 0,327^2] = 0,59$$

Avec $\alpha = 0.49$ le facteur d'imperfection qui correspond à la courbe de flambement c

Donc :

$$\chi_{min} = \chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [(\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^{0,5}]} = \frac{1}{0,59 + [0,59^2 - 0,327^2]^{0,5}} = 0,93.$$

✚ Calcul de k_y et k_z :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \lambda_y^- (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{(w_{ply} - w_{ely})}{w_{ely}}$$

$$\mu_y = 0,196 \times (2 \times 2,15 - 4) + \frac{429,5 \times 10^3 - 388,6 \times 10^3}{388,6 \times 10^3} = 0,16$$

$$k_y = 1 - \frac{0,160 \times 26994,1}{0,93 \times 5383 \times 235} = 0,996$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

Avec : $\mu_z = \lambda_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{(w_{plz} - w_{elz})}{w_{elz}}$

$$\mu_z = 0,327 \times (2 \times 2,15 - 4) + \frac{203,8 \times 10^3 - 133,6 \times 10^3}{133,6 \times 10^3} = 0,623$$

$$k_z = 1 - \frac{0,623 \times 26944,1}{0,93 \times 5383 \times 235} = 0,985$$

β_{my}, β_{mz} : Facteurs de moment uniforme équivalent calculées après avoir déterminé k_y et k_z et χ_{min}

$$\frac{26994,1}{0,93 \times 5383 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,996 \times 4813,3 \times 10^4}{429,5 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,985 \times 1107 \times 10^4}{203,8 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,79 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification du cisaillement :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma m_0}$$

Avec : $A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1808 \text{ mm}^2$.

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times 1808 \times 235}{1,1} = 224027,63 \text{ N}$$

$$0,5V_{pl,rd} = 11201,38 \text{ daN} > V_{sd} = 2046 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Le profilé HEA 200 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

Tableau 3. 6: Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.

Niveau	Profilé	Classe	$M_{y,sd}$ (daN.m)	$M_{z,sd}$ (daN.m)	N_{sd} (daN)	V_{sd} (daN)
4 ^{ème} étage	HEA 140	1	1827,40	237,26	10304,3	2077,00
3 ^{ème} étage	HEA 160	1	1234,56	287,39	11419,2	6952,00
2 ^{ème} étage	HEA 180	1	1161,79	807,22	24824,00	3442,00
1 ^{er} étage	HEA 180	1	1161,79	392,52	20919,1	7945,00
RDC	HEA 200	1	4813,3	1107,00	26994,1	2046,00

Tableau 3. 7: Résistance des poteaux

niveau	profilé	λ_{LT}	λ_y	λ_z	k_y	k_z	χ_{min}	$0,5V_{pl,rd}$ (daN)	ratio
4 ^{ème} étage	HEA 140	0,136	0,284	0,462	0,997	0,991	0,960	6274,4	0,626
3 ^{ème} étage	HEA 160	0,18	0,248	0,409	0,997	0,991	0,900	8184,2	0,363
2 ^{ème} étage	HEA 180	0,169	0,218	0,360	0,995	0,987	0,920	8964,8	0,431
1 ^{ER} étage	HEA 180	0,169	0,218	0,360	0,996	0,987	0,920	8964,8	0,304
RDC	HEA 200	0,170	0,196	0,327	0,996	0,985	0,930	11201,38	0,790

3.4 Dimensionnement des contreventements :

Les contreventements ont donc la fonction générale de stabilisation de l'ossature d'une halle. On peut distinguer sous terme général trois fonctions Principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux.
- Limiter les déformations,
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,rd}$

D'après le logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus défavorables

Sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + 1.2 EY avec :

$$N_{sd} = 15659,9 \text{ daN}$$

Le profilé choisi est : 2L70×70×8

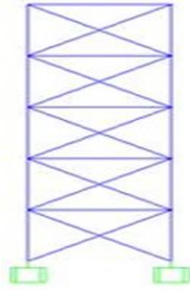


Figure 3. 1: Contreventement en X.

✚ Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A}{\gamma m_0} \times f_y = \frac{2 \times 1070 \times 235}{1,1} = 45748,18 daN$$

✚ Résistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net}}{\gamma m_2} \times f_y$$

Avec : $A_{net} = A - (d \times t) = 1070 - (20 \times 8) = 910 mm^2$

Donc $N_{net,Rd} = \frac{2 \times 910 \times 235}{1,25} = 34216 daN.$

✚ Résistance ultime de calcul de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{A_{net}}{\gamma m_2} \times f_u = 0,9 \times \frac{2 \times 910 \times 360}{1,25} = 47174,4 daN.$$

$\min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd}) = 34216 daN.$

$15659,9 daN < 34261 daN$ la condition est vérifiée .

3.5 Dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont en charpente métallique, ils sont constitués de volées droites et Des paliers intermédiaires, afin d'assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

Pour le dimensionnement des marches (g : Giron) et contre marche (h), on utilise la Formule de BLONDEL :

$$59 cm \leq (g + 2h) \leq 66 cm$$

Avec : $14 cm \leq h \leq 20 cm$ et $22 cm \leq g \leq 30 cm$

On a la hauteur d'etage : $H = 3,06 m = 306 cm.$

On prend $h = 17 cm$ et $g = 30 cm$ $30 + 2 \times 17 = 64 cm.$

$59 cm \leq 64 cm \leq 66 cm \implies$ donc la condition est vérifiée.

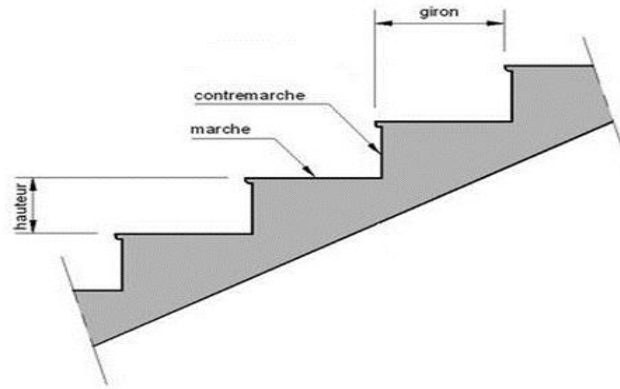


Figure 3. 2: Constituants d'un escalier

3.5.1 Le nombre de contre marches :

pour $h=17\text{cm}$ on a 9 marches par volée car :

$$N = \frac{H}{2h} = \frac{306}{2 \times 17} = 9$$

Nombre de marches : $m = n-1 = 9-1 = 8$ marches.

Donc On a 8 marches pour la 1ère volée et 9 pour la 2ème volée.

La longueur de la ligne de la foulée sera : $L = g (n-1) = 30(9-1) = 240\text{cm}$.

- Angle d'inclinaison de la volée :

$$\alpha = \arctan \frac{153}{240} = 32,52^\circ$$

- La longueur de la volée :

$$L_V = \frac{153}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin 32,52^\circ} = 2,85\text{m}$$

3.5.2 Dimensionnement des éléments porteurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Volée : } G=125\text{daN/m}^2 \\ \text{Palier : } G=293\text{daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Charge d'exploitation $Q = 250\text{daN/m}^2$

A-Cornière de marche :

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières.

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

$$q = (G+Q) \times g = (125+250) \times 0,3 = 112,5\text{daN/ml}$$

Ce calcul est fait à partir de la condition de la flèche :

$$f \leq \delta_{max} \text{ avec: } \delta_{max} = L/250 = 1/250 = 0.004 \text{ m}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} < \frac{L}{250}$$

$$I_y > \frac{5ql^3}{384E} = \frac{5 \times 112,5 \times 1^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 1,74 \times 10^{-8}$$

Donc on prend : L40x40x4 avec $I_y = 4,47 \text{ cm}^4$.

Tableau 3. 8: Caractéristiques de la cornière L 40 ×40 × 4.

Profilé	Poids	Section n	Dimensions			caractéristiques					
	P Kg/m		A cm ²	h mm	b mm	d mm	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{ply} cm ³	W_{plz} cm ³	i_y cm
cornière	2,42	3,08	40	40	4	4,47	4,47	1,55	1,55	1,21	1,21

B-Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

La charge sera : $q = Q_{ELS} + Pp \rightarrow q = 114,92 \text{ daN/m}$

$$f \leq \delta_{max}$$

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 114,92 \times 1^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 4,47 \times 10^{-8}} = 0,0015 \text{ m} < 0,004 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C- Classe du profilé L 40 x40x4 :

➤ Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon \text{ Avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{40}{4} = 10 < 15 \rightarrow \text{L'âme est de classe III}$$

➤ Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{h+b}{2t} \leq 11,5\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{80}{8} = 10 < 15 \rightarrow \text{La semelle est de classe III}$$

Donc la section du profilé global est de classe III.

D-Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

Donc La charge sera : $q = Q_{ELU} + 1,35p_p \rightarrow q = 115,767 \text{ daN/m}^2$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 115,767 \times \frac{1^2}{8} = 14,47 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{w_{pl,y}}{\gamma m_0} \times f_y = \frac{1,55 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 33,1 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 14,47 \text{ daN.m} < M_{pl,y} = 33,1 \text{ daN.m}$ la condition est vérifiée.

E- Calcul du limon :

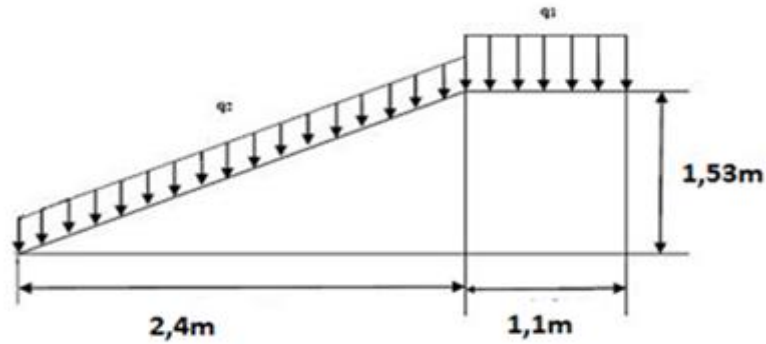


Figure 3. 3:la descente des charges sur l'escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Volée : } G = 125 \text{ daN/m}^2 \\ \text{Palier : } G = 293 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Charge d'exploitation $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

$$q_1 = \frac{1,1}{2} (125 + 250) = 206,25 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,1}{2} (293 + 250) = 298,65 \text{ daN/ml}$$

• Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{max} \text{ Avec } l = 2,4 \text{ m}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{2,40}{250} = 0,0096 \text{ m} = 0,96 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 298,65 \times 2,4^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 6,39 \times 10^{-7} = 63,9 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 63,9 \text{ cm}^4$$

Donc On choisit un UPN 80 avec $I_y = 106 \text{ cm}^4$.

• Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 8,64 \text{ Kg/m}$

Donc La charge sera : $q = Q_{els} + p_p \rightarrow q = 298,65 + 8,64 = 307,29 \text{ daN/m}$

$$f \leq \delta_{max} \rightarrow \delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{2,4}{250} = 0,0096 \text{ m.}$$

$$f = \frac{5q \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 307,29 \times 2,4^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 106 \times 10^{-7}} = 0,00059 \text{ m} \approx 0,006 \text{ m} < 0,0096 \text{ m} \quad \text{Condition}$$

vérifiée.

- **Classe du profilé UPN 80 :**

$$\frac{b}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{45}{8} = 5,625 < 10 \quad \text{Donc le profilé est de classe I.}$$

- **Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)**

La charge sera : $q = Q_{ELU} + 1,35P_p \rightarrow q = 115,767 \text{ daN/m}^2$

$$q_1 = \frac{1,1}{2} (1,35 \times (125 + 8,64) + (1,50 \times 250)) = 305,47 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,1}{2} (1,35 \times (293 + 8,64) + (1,5 \times 250)) = 430,21 \text{ daN/ml}$$

- **La charge équivalente :**

$$L_1 = 2,85 \text{ m} ; L_2 = 1,10 \text{ m}$$

$$q_{\text{éq}} = (q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2) / (L_1 + L_2) = (305,47 \times 2,85 + 430,21 \times 1,10) / (2,85 + 1,10) \\ = 340,20 \text{ daN/ml}$$

On vérifie que : $M_{sd} < M_{pl,y}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 340,20 \times \frac{2,4^2}{8} = 244,944 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma m_0} \times f_y = \frac{32,3 \times 235}{1,1} = 690 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 244,944 \text{ daN.m} < M_{pl,y} = 690 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

3.5.3 Pré dimensionnement de la poutre palière :

La charge qui agit à la poutre palière est due aux deux demi-volées et de mur

Ci-dessus plus le palier.

$$G_{\text{palier}} = 293 \text{ daN/m}^2$$

Double UPN 80 avec $P_p = 8,64 \text{ Kg/m}$

$$G_{\text{volée}} = 125 \text{ daN/m}^2$$

$$L_{\text{palier}} = 2,85 \text{ m}$$

$$L_{\text{volée}} = 1,1 \text{ m} \rightarrow L_{\text{totale}} = 3,95 \text{ m}$$

$$G = 447,49 \times \frac{3,95}{2} = 883,79 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{cloison}} = 145,6 \times \frac{3,06}{2} = 222,768 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 250 \times \frac{3,95}{2} = 493,75 \text{ daN/ml}$$

$$q_{\text{totale}} = 883,79 + 222,768 + 493,75 = 1600,308 \text{ daN/ml.}$$

A-Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{max}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{2,60}{250} = 0,0104m$$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1600,308 \times 2,6^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 4,35 \times 10^{-6} = 435,49cm^4$$

$$I_y \geq 435,99cm^4$$

On choisit un IPE 160 avec : $I_y = 869,3cm^4$.

Tableau 3. 9: Caractéristiques du profilé IPE 160.

Profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
			h	b	t_f	t_w	d	I_y	I_z	W_{pl-y}	W_{pl-z}	i_y	i_z
HEA 160	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	d mm	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{pl-y} cm ³	W_{pl-z} cm ³	i_y cm	i_z cm
	15,8	20,09	160	82	7,4	5	127	869,3	68,3	124	26,10	6,58	1,84

B -Classe du profilé IPE 160 :

➤ Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{127,2}{5} = 25,44 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{41}{7,4} = 5,54 \leq 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

C-Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 15,8 \text{ Kg/m}$

La charge sera : $q = Q_{ELS} + P_p \rightarrow q = 1616,108 \text{ daN/m}$

$$f \leq \delta_{max}$$

$$f = \frac{5q \times l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 1616,108 \times 2,6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 869,3 \times 10^{-7}} = 0,0005m < 0,0104m$$

La condition est vérifiée.

D-Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 15,8 \text{ Kg/m}$

La charge sera : $q = Q_{ELU} + 1,35P_p \rightarrow q = 2181,74 \text{ daN/m}^2$

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2181,74 \times 2,6^2}{8} = 1843,57 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply}}{\gamma m_0} \times f_y = \frac{123,9 \times 235}{1,1} = 2646 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1843,57 \text{ daN.m} < M_{ply} = 2646 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

3.6 Conclusion :

En voyant les résultats obtenues, on peut conclure que les éléments structuraux sont bien dimensionnés, elles répondent à toutes les exigences et les règlements appropriées à la charpente métallique (CCM97+Eurocode 3).



CHAPITRE 4



ETUDE DES PLANCHERS

ETUDE DES PLANCHERS MIXTES

4.1 Introduction :

La dalle mixte est composée d'une tôle profilée en acier sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de température.

La tôle profilée sert de plateforme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armatures inférieures pour la dalle après durcissement du béton. La dalle constitue un plancher mixte lorsqu'elle est reliée à la poutraison au biais de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel. Cette dernière sert aussi de contreventement horizontal pour assurer la stabilité de la structure.

Vue les charges que doivent supporter ces dalles on doit effectuer des calculs pour la réalisation et la vérification de la résistance de cette dernière.

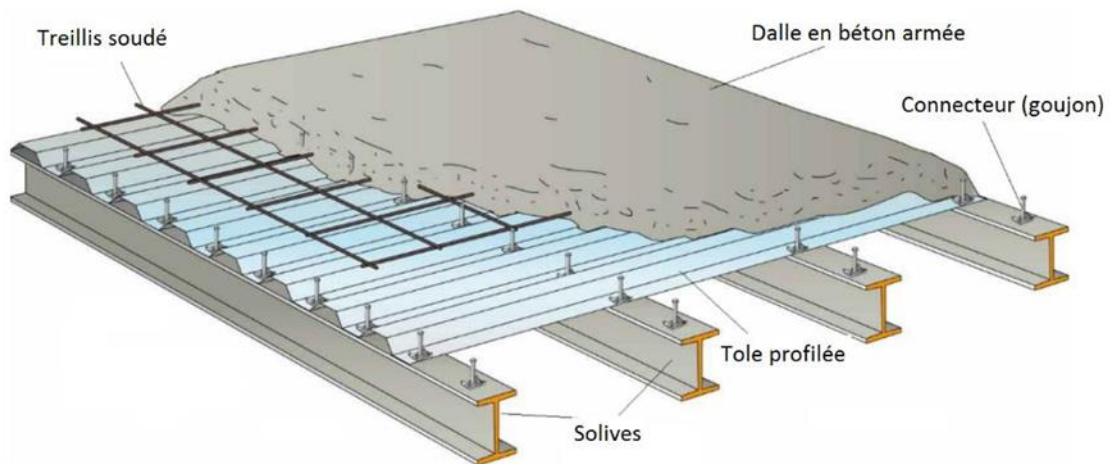


Figure 4. 1: Plancher mixte acier-béton

Pour notre structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle HI-BOND 55

4.2 Caractéristiques géométriques de la tôle nervurée :

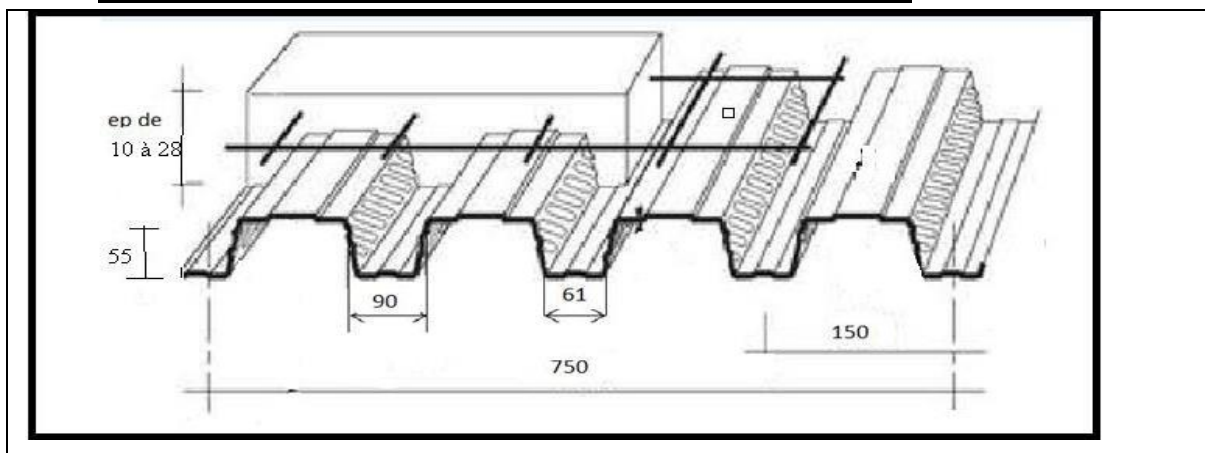


Figure 4. 2: caractéristiques de la tôle nervurée.

Tableau 4. 1: Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outil du bac (mm)	Epaisseur de tole (mm)	Poids (daN/ml)
55	5	150	750	1	13

- Poids propre (1mm d'épaisseur) $\rho = 13 \text{ daN/m}^2$
- Contrainte de rupture $f_u = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte élastique $f_y = 160 \text{ MPa}$
- Moment de résistance plastique $M_{pl,rd} = 316 \text{ daN.m}$
- Moment d'inertie $I_{eff} = 50,3 \text{ cm}^4$

4.3 Calcul du plancher mixte :

Pour l'étude de la dalle collaborante, on calcule la dalle pour les 2 phases

- Phase de construction :lors du bétonnage:c'est pour la vérification de la tôle profilée
- Phase finale :après le durcissement du béton: vérification de la dalle

4.3.1 Phase de construction :

Le plancher est soumis aux charges permanentes dues au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

4.3.2 Chargement :

- **Charges permanentes :**

$$G_{dalle \text{ beton}} = 2500 \times 1.14 \times 0.08 = 228 \text{ daN/ml}$$

$$G_{tole} = 13 \text{ daN/ml}$$

$$G_{totale} = 241 \text{ daN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation (chantier) :**

$$Q = 150 \times 1,14 = 171 \text{ daN/ml}$$

4.3.3 Vérification à l'état limite ultime :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl,y,rd}$

$$Q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 241 + 1,5 \times 171 = 581,85 \text{ daN/ml}$$

- **Moment fléchissant maximum en travée :**

$$M_{sd} = 0,08 \times q_u \times l^2$$

$$M_{sd} = 0,08 \times 581,85 \times 1,14^2$$

$$M_{sd} = 60,49 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 316 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 60,49 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

4.3.4 Vérification à l'état limite service :

on doit satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{max}$ avec : $f_{max} = \frac{l}{250}$

sachant que $f_0 = \frac{5ql^4}{384EI_{eff}}$

$$Q_{ELS} = G + Q = 241 + 150 = 381 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 391 \times 1,14 = 445,74 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 445,74 \times 1,14^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 50,3 \times 10^{-8}} = 0,0009 \text{ m} < 0,0045 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

4.3.5 Phase finale :

Pour obtenir l'effet mixte souhaité, c'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et limiter les glissements qui se développent à l'interface.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher

4.4 plancher terrasse :

pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 8 cm et le profilé choisit est un IPE 140.

4.4.1 Vérification de la dalle mixte :

➤ **Largeur efficace de la dalle :** elle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{avec :} \quad b_{e1} = \min\left(\frac{l_0}{8}; b\right)$$

l_0 : La portée de la poutre $l_0 = 3,7 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = 0,57 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{3,7}{8}; 0,57\right) = 0,47$$

donc : $b_{eff} = 0,47 \times 2 = 0,94 \text{ m}$

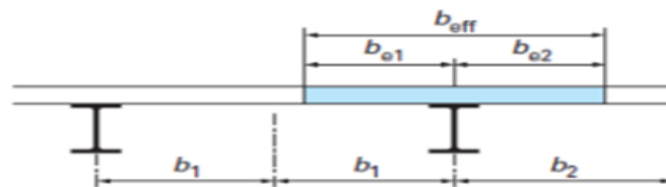


Figure 4. 3: Largeur efficace de la dalle.

➤ **Chargement :**

- **Charges permanentes :**

$$G_{solvie} = 12,9 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{etage}} = 289 \times 0,94 = 271,66 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{totale}} = 284,56 \text{ daN/ml}$$

• **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 100 \times 0,94 = 94 \text{ daN/ml}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$F_c = b_{\text{eff}} \times h_c \times \left(0,85; \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec : $h_c = 80 \text{ mm}$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_m = 1,1$$

A_a : Section du profilé IPE 140: $A_a = 1640 \text{ mm}^2$

$$F_c = 940 \times 80 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 106533,33 \text{ daN.}$$

$$F_a = 1640 \times \frac{235}{1,1} = 35036,36 \text{ daN.}$$

$F_c > F_a$ donc l'axe neutre se trouve dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} \leq h_c$$

$$z = \frac{35036,36}{940 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 26,31 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm} \quad .$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_{\text{elu}} \times l}{2}, \quad \text{avec : } q_{\text{elu}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(284,56) + 1,5(94)$$

$$q_{\text{elu}} = 525,156 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = \frac{525,156 \times 3,7}{2} = 971,538 \text{ daN.}$$

$$0,5V_{pl,rd} = 0,5 \times 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo}} ; \quad \text{avec : } A_v = 761,63 \text{ mm}^2$$

$$0,5V_{pl,rd} = 0,5 \times 0,58 \times \frac{761,63 \times 235}{1,1} = 4718,644 \text{ daN.}$$

$$0,5V_{pl,rd} = 4718,644 \text{ daN} > V_{sd} = 971,538 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification du moment fléchissant :**

On vérifie que : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = F_q \left(\frac{h_a}{2} + hc + hp - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_a : \text{hauteur de profilé IPE140.} \\ h_p : \text{hauteur des nervures.} \\ h_c : \text{épaisseur de la dalle en béton.} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } M_{pl,rd} = 350363,63 \left(\frac{0,14}{2} + 0,08 + 0,055 - \frac{0,02631}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 67215,51 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{elux} l^2}{8} \quad \text{avec :} \quad q_{elux} = 804,336 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 898,673 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} = 67215,51 \text{ daN.m} > M_{sd} = 898,673 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition de flèche :**

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = L/250 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5q_{els} l^4}{384EI_h}$$

$$I_h = I_a + A_a (z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{hc^2}{12} + \left(z - \frac{hc}{2} \right)^2 \right)$$

$$\text{Avec :} \quad n : \text{coefficient d'équivalence } n = \frac{E_a}{E'_c}$$

$$I_a : \text{moment d'inertie de la poutre } I_a = I_y$$

$$E_a : \text{module d'élasticité de l'acier de construction, } E_a = 210000 \text{ Mpa.}$$

$$E'_c : \text{module d'équivalence du béton avec } E'_c = \frac{E_{cm}}{2} \quad (\text{pour les bâtiments d'habitation}).$$

$$E_{cm} = 30500 \text{ Mpa pour un béton de classe c25/30.}$$

$$n = \frac{210000}{\frac{30500}{2}} = 13,77$$

$$z_a = \left[55 + 80 + \frac{140}{2} \right] = 205 \text{ mm}$$

$$I_h = 541,2 \times 10^4 + 1640(205 - 26,31)^2 + \frac{940 \times 80}{13,77} \left(\frac{80^2}{12} + \left(26,13 - \frac{80}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 61,70 \times 10^{-6} \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q = 284,56 + 94 = 378,56 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 378,56 \times 3,7^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 61,70 \times 10^{-6}} = 0,0007m$$

$$0,0007m < f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3,70}{250} = 0,0148m \quad \text{condition vérifiée.}$$

4.5 Etude des connecteurs pour plancher étage :

4.5.1 Définition :

En l'absence de toute connexion, la dalle et le profilé métallique glissent l'un par rapport à l'autre. Dans la plupart des poutres mixtes, les connecteurs sont répartis le long du profilé pour assurer la liaison entre la dalle de compression et l'acier.

Ils doivent s'opposer au soulèvement de la dalle mais surtout résister à son glissement en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

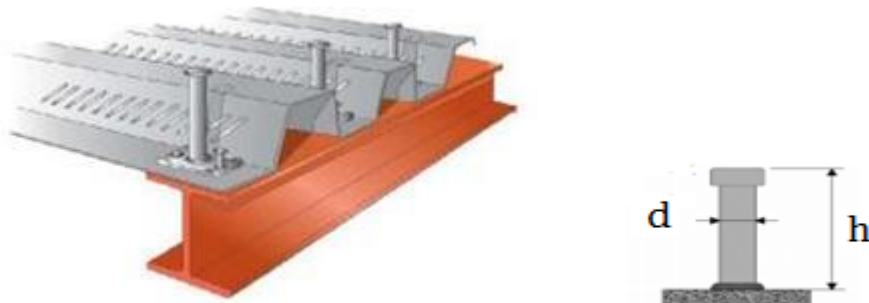


Figure 4. 4: schéma indique la Disposition et les dimensions des connecteurs

4.5.2 Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 16mm . \\ h = 80mm . \\ f_u = 430Mpa . \\ f_y = 275Mpa . \end{array} \right.$$

La résistance de calcul d'un goujon à tête soudé au pistolet automatique présentant en pied un bourrelet de soudure normal est donnée par la plus faible valeur calculée à partir des deux formules suivantes :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times k \times f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times k \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

avec :

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.

d : diamètre du fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.

α : Facteur correctif

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = 0,2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq h/d \leq 4 \\ \alpha = 1 & \text{pour } h/d \leq 3 \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{d} = 5 > 3 \quad \text{donc } \alpha = 1$$

k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaire au nervures de la tôle profilée donc il est calculé comme suite:

$$k = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} \quad (\text{pour le cas des nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement})$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement

$k_{t,max}$: Limite superieur pour le facteur k pris egal a 0.85 (ANNEXE D).

N_r : Nombre de goujons dans une nervure pris egal a 1

$$b_0 = 75,5 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 80 \text{ mm}$$

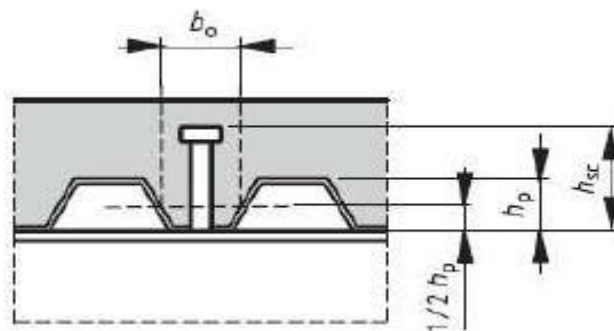


Figure 4. 5: Dimension de la tôle profilée et connecteur

$$k = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \frac{75,5}{55} \left(\frac{80}{55} - 1 \right) = 0,43 \leq 0,85$$

On prend $k = 0,43$

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 0,43 \times 430 \times \frac{3,14 \times 16^2}{4}}{1,25} = 2378,08 daN. \\ \frac{0,29 \times 0,43 \times 1 \times 16^2 \cdot \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 2230,05 daN. \end{array} \right.$$

On prend $p_{rd} = 2230,05 daN$.

4.5.3 Nombre de connecteurs :

$$n = \frac{v_l}{p_{rd}}$$

Avec

n : Le nombre de connecteurs

v_l : Effort de cisaillement longitudinal

$$V_l = \min[F_a; F_c] = \min[35036,36; 106533,33] = 35036,36 daN.$$

P_{rd} : Résistance d'un connecteur isolé

$$n = \frac{35036,36}{2230,05} = 15,71 \quad \text{Donc on prend 16 connecteurs .}$$

4.5.4 Espacement des connecteurs :

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$s = \frac{l}{n-1} - \frac{370}{16-1} = 24,67 \text{ cm}$$



Figure 4. 6: l' Espacement entre les connecteurs

4.5.5 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{bh_c} \geq 0.4\% \Rightarrow B t \geq 0.004 \times b \times h d = 0.004 \times 497,412 \times 80 = 159,171 \text{ mm}^2$$

On choisit $\emptyset 8$, maillage de 100mm $\Rightarrow A_s = 502.4 \text{ mm}^2$

4.6 plancher étage courant :

Pour le plancher étage courant l'épaisseur de la dalle est de 8 cm et le profile IPE140.

On suit les memes etapes que le plancher terrasse.

4.6.1 vérification de la section mixte :

➤ **Largeur efficace de la dalle :**

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{avec : } b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}; b_i\right)$$

$$l_0 = 3,70\text{m}$$

$$b_1 = b_2 = 0,57$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{3,70}{8}; 0,57\right) = 0,47. \text{ donc } b_{eff} = 0,47 \times 2 = 0,94\text{m}$$

➤ **Chargement :**

• **Charges permanentes :**

$$G_{solive} = 12,9 \text{ daN/ml.}$$

$$G_{étage} = 509 \times 0,94 = 478,46 \text{ daN/ml}$$

$$G_{totale} = 491,36 \text{ daN/ml.}$$

• **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 150 \times 0,94 = 141 \text{ daN/ml.}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

$$h_c = 80 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_m = 1,1$$

$$A_a: \text{ Section du profilé IPE 140 : } A_a = 1030 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$F_c = 940 \times 80 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 106533,33 \text{ daN.}$$

$$F_a = 1640 \times \frac{235}{1,1} = 35036,36 \text{ daN.}$$

$F_a < F_c$: Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{350363,63}{940 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 26,31 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm}.$$

➤ **Vérification de cisaillement :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} \quad \text{avec : } q_{elu} = 1,35g + 1,5Q = 804,336 \text{ daN}.$$

$$V_{sd} = \frac{804,336 \times 3,7}{2} = 14488,021 \text{ daN}.$$

$$0,5V_{pl,rd} = 0,5 \times 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo}} \quad \text{avec } A_v = 761,63 \text{ mm}^2$$

$$0,5V_{pl,rd} = 0,5 \times 0,58 \times \frac{761,63 \times 235}{1,1} = 4718,644 \text{ daN}.$$

$$0,5V_{pl,rd} = 4718,644 \text{ daN} > V_{sd} = 14488,021 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée .}$$

➤ **Vérification au moment fléchissant :**

A vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

h_a : hauteur de profilé IPE140.

h_p : hauteur des nervures.

h_c : épaisseur de la dalle en béton.

Donc :

$$M_{pl,rd} = 350363,63 \left(\frac{0,14}{2} + 0,08 + 0,055 - \frac{0,02631}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 67215,51 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{8} = \frac{804,336 \times 3,7^2}{8} = 1376,419 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} = 67215,51 \text{ daN.m} > M_{sd} = 1376,41 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée .}$$

➤ **vérification de la condition de flèche :**

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = L/250 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5q_{els} \times l^4}{384 \times EI_h}$$

$$I_h = I_a + A_a(Z_a - Z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + (Z - \frac{h_c}{2})^2 \right)$$

On effectue les mêmes calculs précédentes :

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13,77 \text{ (coefficient d'équivalence)}$$

$$I_h = 541,2 \times 10^4 + 1640(205 - 26,31)^2 + \frac{940 \times 80}{13,77} \times \left(\frac{80^2}{12} + \left(26,31 - \frac{80}{2} \right)^2 \right)$$

$$= 61,70 \times 10^{-6} \text{ mm}^4$$

$$Q_{els} = G + Q = 491,36 + 94 = 585,36 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 585,36 \times 3,7^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 61,70 \times 10^{-6}} = 0,0011 \text{ m}$$

$$0,0011 \text{ m} < f_{max} = \frac{3,70}{250} = 0,0148 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

4.6.2 Etude des connecteurs pour plancher terrasse:

Les connecteurs utilisés dans le plancher terrasse sont les mêmes que ceux utilisés dans le plancher étage courant

➤ Résistance du connecteur isolé

Résistance du goujon en cisaillement :

On utilise les mêmes résultats précédentes :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 0,43 \times 430 \left(\frac{3,14 \times 16^2}{4} \right)}{1,25} = 2378,03 \text{ daN.} \\ \frac{0,29 \times 0,43 \times 1 \times 16^2 \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 2230,50 \text{ daN.} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 2230,50 \text{ daN.}$$

➤ Nombre de connecteurs :

$$n = \frac{V_l}{p_{rd}}, \quad \text{avec :}$$

$$V_l = F_a = 35036,36 \text{ daN.}$$

$$n = \frac{35036,36}{2230,05} = 15,71$$

Donc On prend 16 goujons .

➤ Espacement des connecteurs :

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$s = \frac{l}{n - 1} = \frac{370}{15} = 24,67 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{bh_c} \geq 0.4\% \Rightarrow A_s \geq 0.004 \times b \times h d = 0.004 \times 497,412 \times 80 = 159,171 \text{ mm}^2$$

On choisit Ø8, maillage de 100mm $\Rightarrow A_s = 502.4 \text{ mm}^2$.

Conclusion :

D'après les résultats obtenues on peut dire que notre plancher collaborant reste stable et résiste bien car il répond à tous les exigences imposés par le CMM 97.



CHAPITRE 5

CALCUL DES ASSEMBLAGES

5.1 Introduction :

Les assemblages constituent des parties importantes de chaque structure en acier. Les propriétés mécaniques des assemblages ont une influence significative sur la raideur et la stabilité de la structure tout entière.

En effet un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment la torsion.

5.2 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont le soudage et le boulonnage. Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR).

5.3 Calcul des assemblages :

5.3.1 Assemblage poteau – poutre (HEA 180 – IPE 300)

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

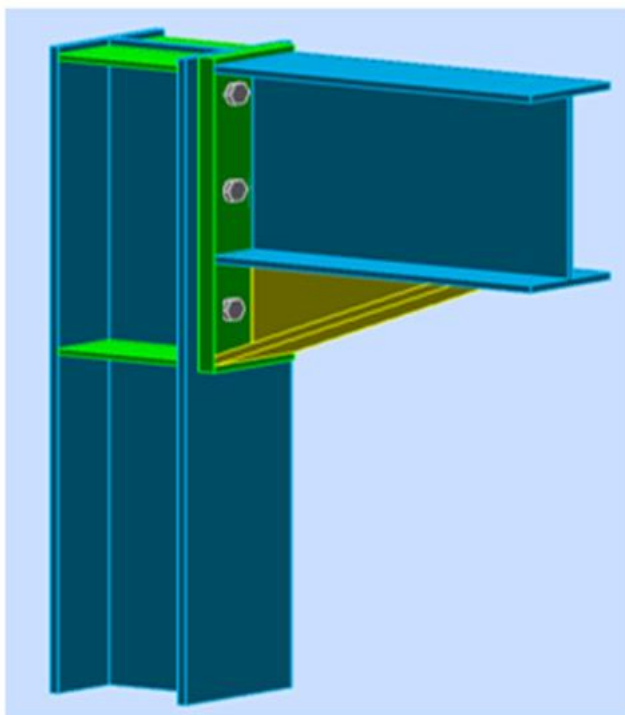


Figure 5. 1: Assemblage poteau- poutre (encastrement).

A- Efforts sollicitant :

D'après le SAP 2000 Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer l'assemblage sous la combinaison G + Q + 1.2 EX:

$$M_{sd} = 4256,86 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 5131,01 \text{ daN.}$$

B- Soudure de la platine :

✓ Cordon de soudure : pour choisir la gorge qui convient pour l'IPE 300

Epaisseur de la platine : ép. = 20 mm → $a_{min} = 5 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 14 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 300 : $t_f = 10,7 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme IPE 300 : $t_w = 7,1 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune: $a = 5 \text{ mm}$

✓ Vérification de la soudure de la semelle :

On vérifie que : $N_{sd} \leq F_{w,rd}$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{4256,86}{0,300} = 14189,53 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma m_w}$$

La nuance d'acier utilisé est S235 donc $\left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0,8 \\ \gamma m_w = 1.25 \end{array} \right.$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = b + (b - t_w + 2r) = 262,5 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 262,5 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 33410,79 \text{ daN.}$$

$N_{sd} = 14189,53 \text{ daN} < F_{w,rd} = 33410,79 \text{ daN.}$ condition vérifiée

✓ Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :

On doit montrer que : $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma m_w}$$

La nuance d'acier utilisé est S235 donc $\left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0,8 \\ \gamma m_w = 1.25 \end{array} \right.$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = h - 2t_f - 2r = 248,6 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 248,6 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 25835,26 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 5131,01 \text{ daN} < F_{v,rd} = 25835,26 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C- Disposition constructives : pour déterminer le diamètre du boulon et distance entre les boulons :

On a l'épaisseur de la platine $t = 20$ mm alors on prend deux files de 3 boulons HR de diamètre $\varnothing = 18$ mm, de classe 10.9

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm.}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{poteau})) = 7,1 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_1 = 70 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_2 = 70 \text{ mm.}$$

- Pince longitudinale e_1 :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

- Pince transversale e_2 :

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_2 = 70 \text{ mm.}$$

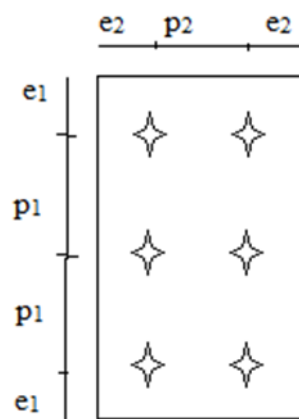


Figure 5. 2: les Dispositions constructives pour la platine

D-vérifications des boulons au cisaillement :

- ✓ Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{5131,01}{6} = 855,15 \text{ daN.}$$

- ✓ Résistance de calcul au cisaillement par boulon

(référence ccm 97 tableau 65.3)

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m_b}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,15} = 10652,17 \text{ daN} > F_{v,sd} = 855,15 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée.

✓ Vérification a la traction :

On doit monter que : $F_{t,sd} < F_{t,rd}$

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma m_b} = \frac{0,9 \times 1000 \times 245}{1,5} = 14700 daN$$

• Effort de traction de calcul par boulon :

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{4256,86 \times 0,17}{2 \times (0,05^2 + 0,12^2 + 0,17^2)} = 7900 daN$$

$$F_{t,sd} = 7900 daN < F_{t,rd} = 14700 daN \quad \text{condition vérifiée.}$$

• Vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,rd}} = \frac{855,15}{10652,17} + \frac{7900}{1,4 \times 14700} = 0,46 < 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma m_b}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min(\min(0,83; 0,81; 2,77; 1)) = 0,81$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,81 \times 1000 \times 20 \times 7,1}{1,25} = 23004 daN$$

$$F_{v,sd} = 855,15 daN \leq F_{b,rd} = 23004 daN \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ Vérification au poinçonnement de la platine :

On doit monter que : $F_{t,sd} < B_{p,rd}$

$$\text{Avec : } B_{p,rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma m_b} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 24,58 \times 20 \times 360}{1,25} = 26673,8 daN$$

$$F_{t,sd} = 7900 daN < B_{p,rd} \quad \text{condition vérifiée.}$$

5.3.2 Assemblage poteau-poteau (HEA200-HEA180):

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec deux files verticales de boulons 10.9, Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successives.

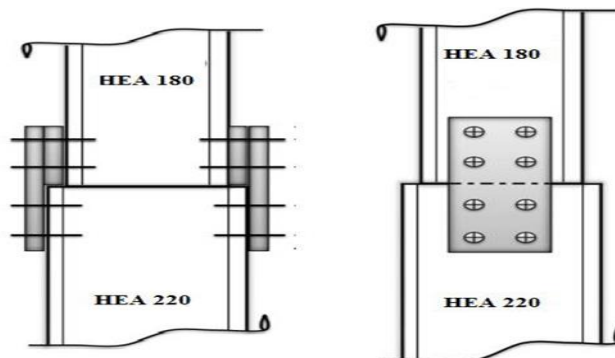


Figure 5. 3: Assemblage poteau-poteau a section égale et section différente.

Efforts à prendre en considération sous la combinaison G+Q+1,2Ex sont :

$$M_{sd} = 1317,56 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 751,6 \text{ daN}$$

a- Dimensionnement des couvre-joints de la semelle :

✓ A-Epaisseur du couvre joint :

La dimension du couvre joint : $160 \times 250 \text{ mm}^2$

Le couvre joint est sollicité en traction

La longueur du plan de cisaillement $l = 160 \text{ mm}$

Le diamètre de trou $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{1317,56}{0,19} = 6934,52 \text{ daN}$$

$$N_{sd} < N_{u.Rd} = \frac{t(l - 2 \times d_0) \times f_y}{\gamma m_2}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma m_2}{(l - 2 \times d_0) \times f_y} = 6934,52 \times \frac{1,25}{(160 - 2 \times 20) \times 235} = 3,1 \text{ mm}$$

On prend $d = 10 \text{ mm}$.

✓ B-Disposition constructives :

L'assemblage est réalisé avec deux files verticales de 4 boulons $\varnothing 20$ de classe 10.9.

• Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_2 = 80 \text{ mm.}$$

• Pince longitudinale e_1 :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

• Pince transversale e_2 :

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_2 = 70 \text{ mm.}$$

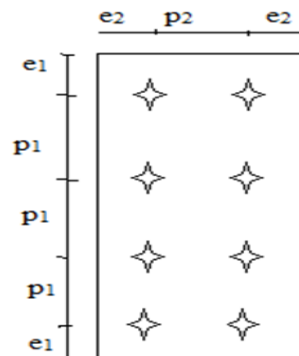


Figure 5. 4: Distance entre axe des boulons

✓ C-Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma m_b}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min(0,83; 0,96; 2,77; 1) = 0,83$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 1000 \times 20 \times 6}{1,25} = 19920 \text{ daN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{751,6}{4} = 187,9 \text{ daN}$$

$F_{b,rd} > F_{v,sd}$ la condition est vérifiée.

✓ D-Vérification au cisaillement:

$V'_{sd} \leq n F_{v,rd}$ Avec n : le nombre de boulons n = 4

$$V'_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{1317,56}{0,19} = 6934,52 \text{ daN}$$

$$4 \times F_{v,rd} = 4 \times 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma m_b} = 4 \times 0,6 \times \frac{245 \times 1000}{1,25} = 47040 \text{ daN}$$

$V'_{sd} = 6934,52 \text{ daN} < 4 \times F_{v,rd} = 47040 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

b-Dimensionnement des couvre-joints de l'âme:

✓ A-Calcul de l'épaisseur de couvre-joint de l'âme

La dimension du couvre joint : $100 \times 250 \text{ mm}^2$

Le couvre joint est sollicité en cisaillement

La longueur du plan de cisaillement l = 100 mm

Le diamètre du trou $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{(l - 2d_0) \times t \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma m_2}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma m_2}{(l - 2d_0) \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}} = 751,6 \times \frac{1,25}{(100 - 2 \times 22) \times \frac{235}{\sqrt{3}}} = 1,2 \text{ mm}$$

donc on prendra $t = 10 \text{ mm}$.

✓ B – Disposition constructives:

L'assemblage est réalisé avec deux files verticales de 4 boulons $\emptyset 20$ de classe 10.9.

• Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_2 = 80 \text{ mm.}$$

• Pince longitudinale e_1 :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

- Pince transversale e_2 :

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 70\text{mm}$.

- ✓ C-Vérification a la pression diamétrale :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub}}{\gamma m_b}$$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,83; 0,96; 2,77; 1) = 0,83$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 1000 \times 20 \times 6}{1,25} = 19920 \text{ daN} > F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{4} =$$

$187,9 \text{ daN}$ condition vérifiée.

- ✓ D-Vérification au cisaillement:

$V_{sd} \leq n \cdot F_{v.Rd}$ Avec n : le nombre de boulons $n = 4$

$$4 \times F_{v.Rd} = 4 \times 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma m_b} = 4 \times 0,6 \times \frac{245 \times 1000}{1,25} = 47040 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 751,6 \text{ daN} < 4 \times F_{v.Rd} = 47040 \text{ daN}$ condition vérifiée

5.3.3 Assemblage poutre -solive :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE180 avec l'âme de la poutre IPE300, avec une file verticale de deux boulons.

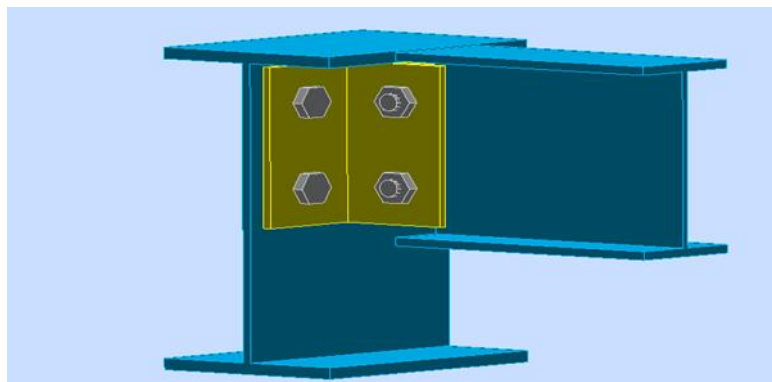


Figure 5. 5: Assemblage poutre-solive.

Les Efforts sollicitant retirés du SAP 2000 sous la combinaison G+Q+Ex sont comme suit :

$$M_{v.sd,max} = 4345,84 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd,corresp} = 5970,90 \text{ daN}$$

- ✓ A-Choix de cornière :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma m_0} \geq V_{sd}$$

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma m_0}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}} = 484,89 \text{ mm}^2$$

On prend L 90 X 90X 6, avec $A = 1060 \text{ mm}^2$

✓ B-Disposition constructives :

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons $4.8\emptyset 16$, dans les deux Cotes de la cornière.

• Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \emptyset + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{solive})) = 5,3 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_2 = 60 \text{ mm.}$$

• Pince longitudinale e_1 :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm.}$$

• Pince transversale e_2 :

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_2 = 40 \text{ mm.}$$

✓ C-Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

• Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{5970,90}{4} = 1492,72 \text{ daN}$$

• Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{v.Rd} = \frac{0,75 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma m_b} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245}{1,25} = 9800 \text{ daN}$$

$$F_{v.sd} = 1492,72 \text{ daN} < F_{v.Rd} = 9800 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ D-Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma m_b}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,83; 0,67; 1,11; 1) = 0,67$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,67 \times 1000 \times 20 \times 5,3}{1,25} = 14204 \text{ daN}$$

$$F_{b.Rd} = 14204 \text{ daN} > F_{v.sd} = 1492,72 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5.3.4 Assemblage des éléments de contreventement :

✓ A-Contreventement en X :

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre du contreventement avec le gousset soudé avec le poteau.

Les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

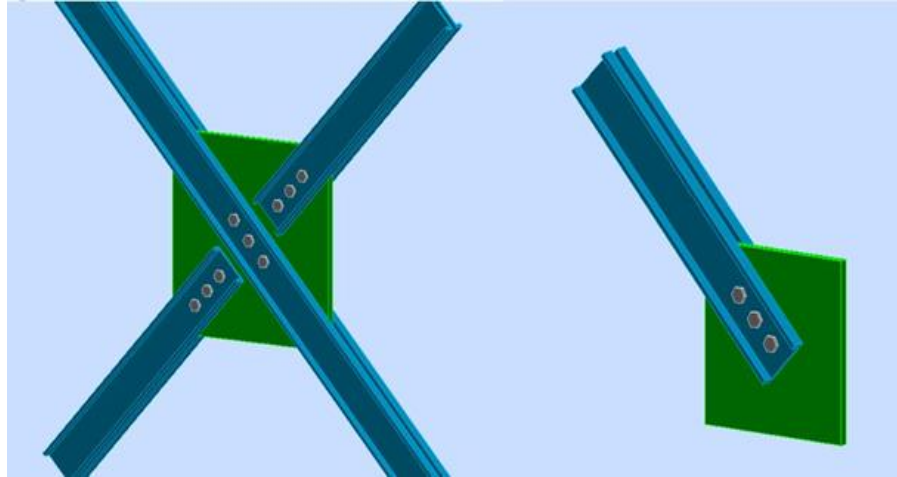


Figure 5. 6:Assemblage contreventement X

L'assemblage se fait par des boulons 4.8 Ø16. Ils sont fixés sur un gousset soudé sur poteau, avec une double cornière de 2L70×70×8

- Effort sollicitant :

Sous la combinaison G+Q+1.2Ey on a : $N_{sd} = 8891,8 \text{ daN}$

- ✓ A-Cordon de soudure gousset-poteau :

Gousset 330mm × 330mm × 10mm

$$a > \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N\sqrt{2}}{F_u \times 1}$$

$$a > 0,8 \times 1,25 \times \frac{8891,8 \times \sqrt{2} \times 10^3}{360 \times 330} = 1,05 \text{ mm}$$

Donc On prend un cordon de 5mm.

- ✓ B- Disposition constructives de pinces et de pats :

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,2d_0 \quad p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1,5d_0 \quad e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3d_0 \quad p_2 = 60 \text{ mm}$$

- ✓ C- Boulon en cisaillement:

La condition a vérifié : $F_{v.sd} \leq F_{v.rd}$

Avec :

$$F_{v.rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times \alpha_v \times m \times n}{\gamma m_b}$$

Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon :

$$\alpha_v = 0,6 \text{ Pour les classes de boulons : 4.8, 5.8 et 8.8}$$

$$\alpha_v = 0,5 \text{ Pour les classes de boulons : 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9.}$$

Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie non fileté du boulon :

$$\alpha_v = 0,6$$

$$F_{v.rd} = \frac{400 \times 245 \times 0,6 \times 1 \times 3 \times 10^{-3}}{1,25} = 14112 daN$$

$$F_{v.sd} = \frac{N_{sd}}{3} = 2963,93 daN$$

$$F_{v.rd} = 14112 daN > F_{v.sd} = 2963,93 daN .$$

✓ D-Vérification à la pression diamétrale:

$$F_{b.rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d_0 \times t}{\gamma m_b}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min(0,74; 0,86; 1,11; 1) = 0,74$$

$$F_{b.rd} = \frac{2,5 \times 0,74 \times 400 \times 18 \times 10}{1,25} = 10656 daN$$

$$F_{b.rd} = 10656 daN > F_{v.sd} = 2963,93 daN \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

✓ E- la Résistance en traction:

- Section brute :

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma m_0} > \frac{N_{sd}}{3}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{1070 \times 235}{1,1} = 22859 daN$$

$$N_{pl.Rd} > 2963,93 daN \quad \text{condition vérifiée}$$

- Section nette :

$$N_{pl.Rd} = \frac{\beta_w \times A_{nette} \times f_u}{\gamma m_2}$$

$$\text{Avec } A_{nette} = A - T \times d_0 = 1070 - (10 \times 18) = 890 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{0,59 \times 890 \times 360}{1,25} = 15122 daN$$

$$N_{pl.Rd} > 2963,93 daN \quad \text{condition vérifié}$$

Remarque :

Tous le calcul d'assemblage est récapitulé dans l'annexe E.

5.4 Conclusion :

Les résultats trouvés répondent conformément aux conditions de CMM 97, ainsi que l'eurocode 3, donc on peut dire que les éléments représentent un bon assemblage.



CHAPITRE 6

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1 Introduction :

D'après le rapport géotechnique effectué par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest (L.T.P.O) :

- $\sigma_{sol} = 1,80$ bars
- $\gamma_h = 2,09$ t/m³
- $C = 4$

Le L.T.P.O recommande pour cet ilot de :

- Passer par des fondations semi profondes, sur puits.
- Les ancrer à 1.50 m de profondeur.
- Prévoir un trottoir périphérique pour éviter toute infiltration des eaux.
- Utiliser des canalisations souples.
- Eviter la plantation des arbres à proximité de ce bloc.

6.2 Assemblage pied de poteaux encastrés :

La plaque en acier rectangulaire est soudée à la base du poteau par un cordon appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau

D'après le SAP 2000 on a les Sollicitation maximale 0.8 G – EX :

$$N_{sd} = 24263,92 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 12280,17 \text{ daN}$$

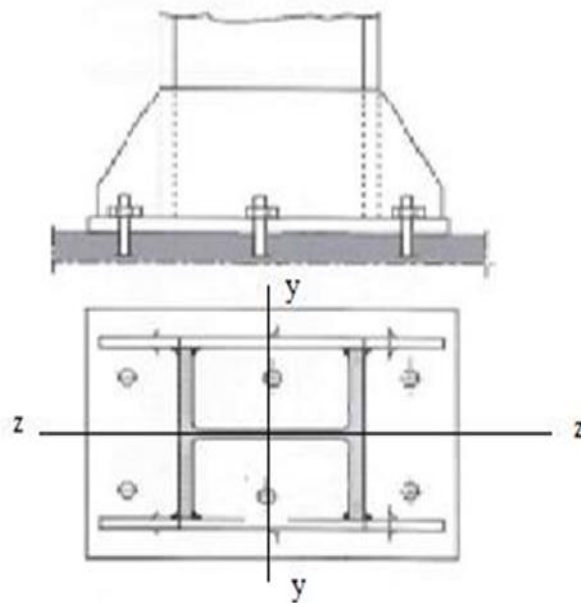


Figure 6. 1:Assemblage du pied de poteau

6.2.1 Dimensionnement de la plaque d'assise :

a-Résistance du matériau de scellement :

$$f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

β_j : Coefficient relative à la liaison est pris égal à 2/3

k_j : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1.5

f_{cd} : La résistance du béton à la compression est égal à

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67MPa$$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1,5 \times 16,67 = 16,67MPa$$

b-L'effort de compression maximale à prendre en compte :

La plaque d'assise doit être dimensionnée de tel sort à résister à l'effort de compression.

L'effort le plus défavorable à prendre en compte dans le dimensionnement

et l'effort de compression retiré du SAP 2000 sous la combinaison G + Q + 1.2 EY est :

$$N_{c,sd} = 45257,35daN.$$

c- l'aire de la plaque d'assise :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$A_{co} = \max\left(\frac{1}{h \times b} \times \left[\frac{N_{j,sd}}{f_j}\right]^2; \frac{N_{j,sd}}{f_j}\right) = \max\left(\frac{1}{210 \times 220} \times \left[\frac{452573,5}{16,67}\right]^2; \frac{452573,5}{16,67}\right)$$

$$A_{co} = 27148,89mm^2.$$

D-Choix du type de la plaque d'assise :

$A_{co} \geq 0,95h \times b$ adopter une plaque d'assise à projection étendue

$A_{co} < 0,95 h \times b$ adopter une plaque d'assise à projection courte.

Avec :

- [b : largeur de la plaque d'assise
- [h : longueur de la plaque d'assise

$A_{co} < 0,95 \times 210 \times 220 = 43890 mm^2$; donc on choisit une plaque d'assise à projection courte.

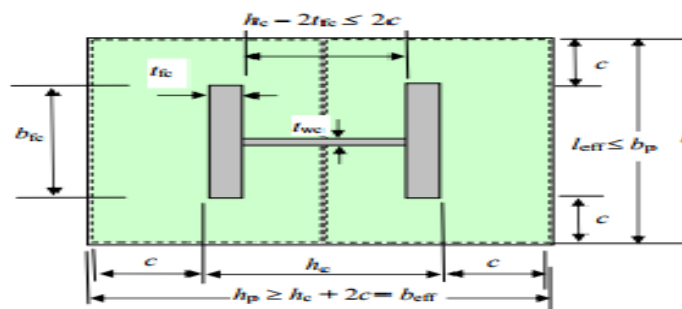


Figure 6. 2: Plaque d'assise à projection courte

e-Détermination de la largeur d'appui additionnelle :

La valeur de la largeur d'appui additionnelle c est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Avec : A, B et C sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise

Plaque d'assise à projection étendue

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 2 \\ B = -b + t_w - h \\ c = \frac{N_{j,sd}}{2f_j} - (2bt_f + 4t_f^2 + 0,5ht_w - t_f t_w) \end{array} \right.$$

$$A = 2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B = -220 + 7 - 210 = -423 \\ c = \frac{452573,5}{2 \times 16,67} - (2 \times 220 \times 11 + 4 \times 11^2 + 0,5 \times 210 \times 7 - 11 \times 7) = 7592,49 \\ c = \frac{423 - \sqrt{-423^2 - 4 \times 2(7592,49)}}{2 \times 2} \approx 20mm \end{array} \right.$$

f-Détermination des dimensions de la plaque d'assise :

Les dimensions de la plaque d'assise a projection étendue ce calculent comme suit :

$$b_p \geq b + 2t = 220 + 2 \times 11 = 242 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t = 210 + 2 \times 11 = 232 \text{ mm}$$

g-Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise :

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes

$$t_p \geq t_{p,min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma m_0}{f_y}} = 25 \sqrt{\frac{3 \times 16,67 \times 1,1}{25}} = 12,095mm$$

On peut adopter une épaisseur de plaque d'assise de 20mm.

6.2.2 Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec deux files de 3 tiges à ancrage Ø20 classe 4.6

$$t = t_p = 20 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 22 \text{ mm}$$

- Entraxes (p_1, p_2)

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_2 = 195 \text{ mm.}$$

- Pincés (e_1, e_2)

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 50$ mm.

1,5 $d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 185$ mm.

a-Calcul de la largeur d'appuis additionnelle :

$$c = t \left(\frac{f_y}{3 \times f_j \times \gamma m_0} \right)^{0,5} = 41,33 \text{ mm}$$

$$c < (h_c - 2t)/2 = (210 - 22)/2 = 94 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en comparaison pour les tronçons des deux semelles.

b-Calcul à l'effort axial :

$$N_{sd} < N_{rd}$$

$$\text{Avec : } N_{rd} = A_{eff} \times f_{jd} = 43109,78 \times 16,67 = 71864,00 \text{ daN}$$

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta c)(c + \beta c + t_f) + (h_c - 2c - 2t_f)(2c + t_w) = 43109,78 \text{ mm (plaque d'assise est en projection courte)}$$

$N_{sd} = 45257,35 \text{ daN} < N_{rd} = 71864 \text{ daN}$ donc l'effort calculé est supérieur par rapport l'effort sollicité → condition vérifiée.

c-Calcul de la plaque d'assise au moment fléchissant :

- ✓ Calcul du moment résistant M_{rd} :

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma m_0} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1,1} = 1424,24 \text{ daN.m}$$

- ✓ Calcul du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) \times N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{41,33^2}{2}\right)}{43109,78} \times 45257,35 = 896,63 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 896,63 \text{ daN.m} < M_{rd} = 1424,24 \text{ daN.Mm}$$

Condition vérifiée.

d-Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement :

$$F_{v,rd} = F_{f,rd} + n_b \times F_{v,brd}$$

Avec :

$$F_{f,rd} = 0,2 N_{sd} : \text{Résistance de calcul par frottement}$$

$$F_{v,brd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma m_2} : \text{Résistance d'une tige au cisaillement}$$

Avec :

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 \times f_{yb} \quad 235 \text{ N/mm}^2 < f_{yb} < 640 \text{ N/mm}^2$$

n_b : Nombre de tige

Dans notre cas Pour 6 tiges M20 de classe 4.6 , on a :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; F_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2 ; f_{yb} = 250 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f,rd} = 0,2(45257,35) = 9051,47 \text{ daN}$$

$$F_{v,brd} = \frac{(0,44 - 0,0003 \times 250) \times 400 \times 250}{1,25} \times 10^{-3} = 8794 \text{ daN}$$

$$F_{v,rd} = 9051,47 + 6 \times 8794 = 61815,47 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 12280,17 \text{ daN} < F_{v,rd} = 61815,47 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

e-Vérification au soulèvement :

On doit vérifier que :

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n}}{F_{v,brd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n}}{N_{t,rd}} < 1$$

Avec :

$$N_{t,rd} = 0,9 \times \frac{F_{ub} \times A_s}{\gamma m_2} = 0,9 \frac{400 \times 250}{1,25} = 7200 \text{ daN}$$

$$\frac{\frac{12280,17}{6}}{8794} + \frac{\frac{24263,92}{6}}{7200} = 0,79 < 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

f-Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{N_{sd}}{6} < F_{t,bond,rd}$$

$$F_{t,bond,rd} = \frac{\pi d l_b 0,36 \sqrt{f_{ck}}}{1,5 \alpha} \times \frac{132-20}{100}$$

Avec :

Diamètre de la tige $d = 20 \text{ mm}$

l_b : L'ancrage dans le béton $l_b = 960 \text{ mm}$

f_{ck} : Résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

α : Facteur tenant compte de la forme de la tige : crochet $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,rd} = \frac{3,14 \times 20 \times 960 \times 0,36 \times \sqrt{25}}{1,5 \times 0,7} \times \frac{132-20}{100} = 11575,296 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{6} = \frac{24263,92}{6} = 4043,98 \text{ daN} < F_{t,bond,rd} = 11575,296 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

g- Résistance des tiges d'ancrage :

On doit vérifier la condition :

$$F_{t,Rd,anchor} = \min (F_{t,bond,rd}; F_{t,rd})$$

Où :

➤ $F_{t,bond,rd}$: Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

$$F_{t,bond,rd} = 11575,296 \text{ daN} \text{ (Calculé dans le paragraphe précédent)}$$

➤ $F_{t,rd}$: Résistance de la tige à la traction

$$F_{t,rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma m_b} = 0.9 \frac{245 \times 400}{1.5} = 5880 daN$$

$$F_{t,Rd,anchor} = \min(F_{t,bond,rd}; F_{t,rd}) = F_{t,rd} = 5880 daN.$$

6.3 Vérification de la soudure :

➤ Cordon de soudure :

Epaisseur de la semelle HEA 200 : $t_f = 10 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA 200 : $t_w = 6,5 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 5.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 15 \text{ mm}$

On prendra une valeur commune: $a = 7 \text{ mm}$

➤ soudure de la semelle à la traction :

$$F_{t,sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma m_w}$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma m_w = 1,25 \\ \beta_w = 0,8 \end{array} \right\} \text{ Pour l'acier S235}$$

$\sum L = 250 \text{ mm}$ (la longueur totale de cordon de soudure pour la semelle)

$$F_{w,rd} = \frac{7 \times 250 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 44547,72 daN$$

$$N_{t,sd} = 24263,92 daN < F_{w,rd} = 44547,72 daN \quad \text{condition vérifiée.}$$

6.4 Calcul des fondations :

6.4.1 Pré-dimensionnement des faux-puits:

On suppose que Le poteau est de $(100 \times 100) \text{ cm}^2$

Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = \frac{a \times B}{b} \quad \text{avec } a=1\text{m} \\ B = \frac{b \times A}{a} \quad \text{avec } b=1\text{m} \end{array} \right.$$

Selon logiciel SAP 2000 et sous la combinaison à l'ELS G + Q :

$$N_{sd} = 24263,92 daN$$

$$M_{sd} = 5573,44 daN.m$$

$$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bar} = 18000 \text{ daN/m}^2.$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{sd}}{S} = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{N_{sd}}{A \times \frac{A \times b}{a}} = \frac{28335,50}{\frac{A^2 \times 1}{1}}$$

$$\frac{28335,50}{A^2} \leq 18000$$

$$A \geq \sqrt{\frac{24263,92}{18000}} \quad \text{Donc : } A = 1,16\text{m}$$

On prend $A = 2\text{m}$

Donc $B = 2\text{m}$

$$\sigma_{cal} = \frac{24263,92}{1,5 \times 1,5} = 10783,96 \text{ daN/m}^2 < \sigma_{sol} = 18000 \text{ daN/m}^2$$

6.4.2 Calcul du ferrailage des faux-puits:

On adopte le ferrailage constructif en treillis soudée $4 \times 4 (200 \times 200)$. Avec un enrobage de 5 cm.

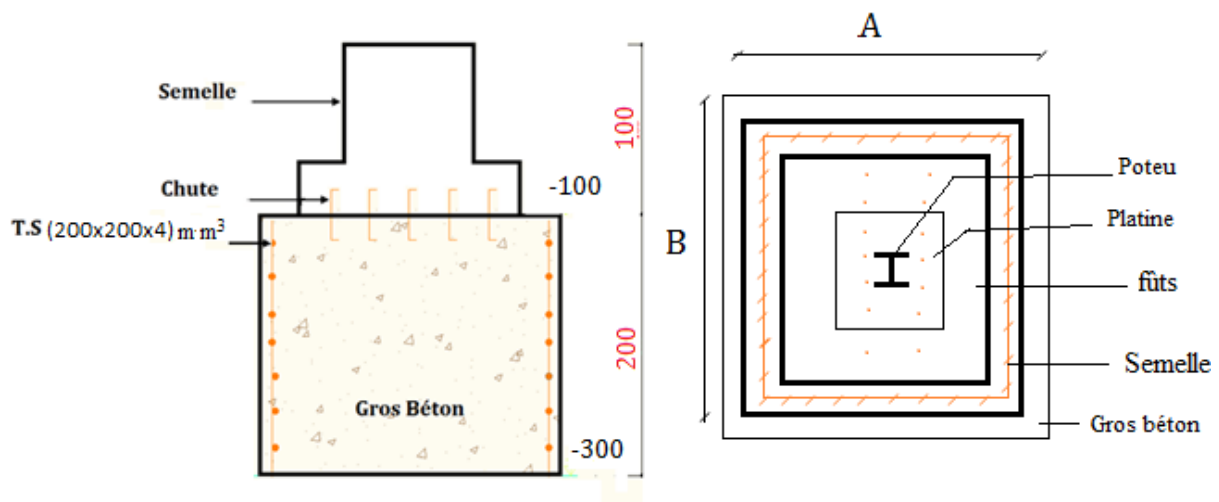


Figure 6. 3: La disposition des armatures des faux puits

6.4.3 Calcul des semelles :

- **Le pré dimensionnement des semelles :**

Le poteau est de $(100 \times 100) \text{ cm}^2$.

Condition d'homothétie :

$$\frac{A'}{B'} = \frac{a}{b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A' = \frac{a \times B'}{b} \text{ avec } a = 1\text{m} \\ B' = \frac{A' \times b}{a} \text{ avec } b = 1\text{m} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{cal} \leq \sigma_{faux\ puit}$$

Sous la combinaison ELS (G+Q) :

$$N_{sd} = 24263,92 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 5573,4 \text{ daN.m}$$

$$4 \text{ bars} \leq \sigma_{faux\ puit} \leq 10 \text{ bars}$$

$$\text{On prend } \sigma_{faux\ puits} = 4 \text{ bars}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V \leq \sigma_{faux\ puit}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{A' \times B'} + \frac{M}{\frac{A' \times B'^3}{12}} \times \frac{B'}{2} = \frac{N}{A' \times \frac{A' \times b}{a}} + \frac{M}{\frac{A' \times \left(\frac{A' \times b}{a}\right)^3}{12}} \times \frac{\frac{A' \times b}{a}}{2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{24263,92}{A' \times \frac{A' \times 1}{1}} + \frac{5573,4}{\frac{A' \times \left(\frac{A' \times 1}{1}\right)^3}{12}} \times \frac{\frac{A' \times 1}{1}}{2} \leq \sigma_{faux\ puit}^-$$

On prend A' et B' = 2m

$$\sigma_{cal} = \frac{28335,50}{2 \times 2} + \frac{5573,40}{\frac{2 \times 2^3}{12}} \times \frac{2}{2} = 11263,925 \text{ daN/m}^2 < 40000 \text{ daN/m}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

- **Hauteur de la semelle :**

La hauteur de la semelle est : $h = d + 5$.

- **Calcul du « d » :**

d : distance entre la fibre supérieur et le centre de gravité des armatures.

Condition de rigidité :

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} d_x = \frac{A-a}{4} = 0,225 \text{ m} \\ d_y = \frac{B-b}{4} = 0,225 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend $d = 0,40 \text{ m}$.

$$h = d + 5 = 0,45 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad h = 45 \text{ cm}$$

6.4.4 Vérification de la stabilité :

Quelque soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques restent à l'intérieur de la moitié Centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement.

On doit vérifier que : $B' > 6 e$ (e : excentricité)

$$e = \frac{M_S}{N_S} = \frac{5573,4}{28335,50} = 0,229$$

$$2m > 1,37m \quad \text{condition vérifiée.}$$

6.4.5 Calcul du ferrailage des semelles :

On applique la méthode des bielles :

A l'état limite ultime :

$$\left\{ \begin{aligned} A_{au} &= \frac{N_{sd}(A - a)}{8d_a \times \sigma_{st}} \\ A_{bu} &= \frac{N_{sd}(B - b)}{8d_b \times \sigma_{st}} \end{aligned} \right.$$

Avec : $\sigma_{stu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82MPa$

$d_a = d_b \approx d = 40cm$

• **Condition de non fragilité :**

La condition de non fragilité est définie comme suit :

$$\frac{B - b}{4} \leq d_a \text{ et } d_b \leq A - a$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \quad \rightarrow \quad \frac{1,5 - 1}{4} \leq d \leq 1,5 - 1 \quad \rightarrow \quad 0,125 \leq 0,4 \leq 0,5$$

la condition est vérifiée.

$$A_a = \frac{24263,92 \times (1,5 - 1)}{8 \times 0,4 \times 347,82} = 10,90cm^2$$

$$A_b = \frac{24263,92 \times (1,5 - 1)}{8 \times 0,4 \times 347,82} = 10,90cm^2.$$

$A_a = A_b = 10T12 = 11,31 cm^2$

On ajoute aussi des armatures de couture (de peau) de diamètre $\emptyset 12$ (10T12).

Avec un espacement de 18 cm

• **Type d'ancrage :**

l_s : Est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_s}$$

Avec : $\tau_s = 0,6[\psi^2 \times ft_{28}] = 0,6 \times 1,5^2 \times (0,6 + 0,06(25)) = 2,835MPa.$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328cm$$

• **Calcul des scellements : l_s**

Sens A :

$$\frac{A}{8} < l_s < \frac{A}{4} \quad \rightarrow \quad 25cm < 42,328cm < 50cm$$

Sens B :

$$\frac{B}{8} < l_s < \frac{B}{4} \quad \rightarrow \quad 25cm < 42,328cm < 50cm$$

Puisque les conditions sont vérifiées, les scellements ne sont pas obligatoires.

- Le choix de type d'ancrage :
- Ancrage courbe : toutes les barres seront prolongées aux extrémités avec courbe.
- Ancrage droit : toutes les barres seront droites sans courbe aux extrémités.

Donc on utilise le premier type.

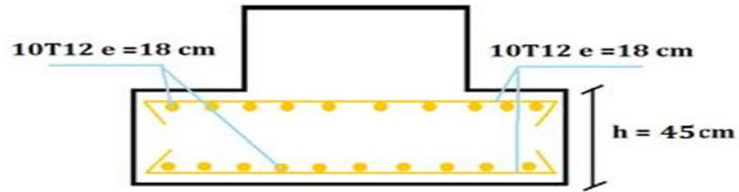


Figure 6.4: Vue en élévation du ferrailage

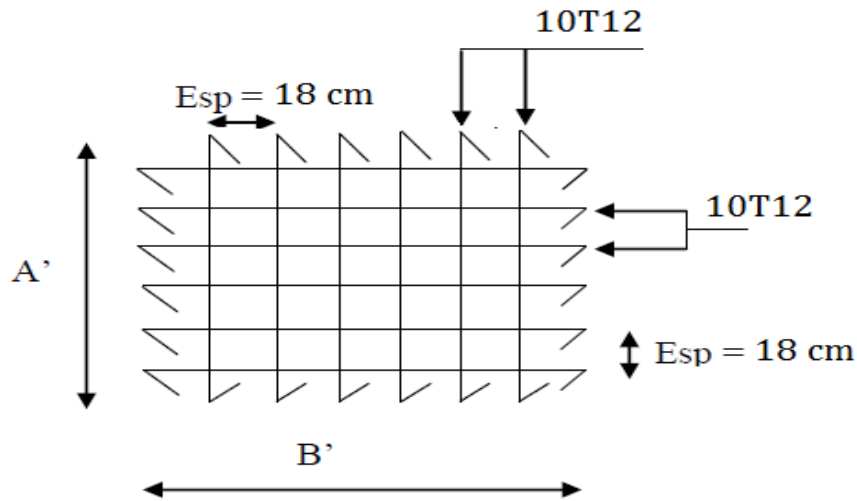


Figure 6.5: Vue en plan des armatures principales.

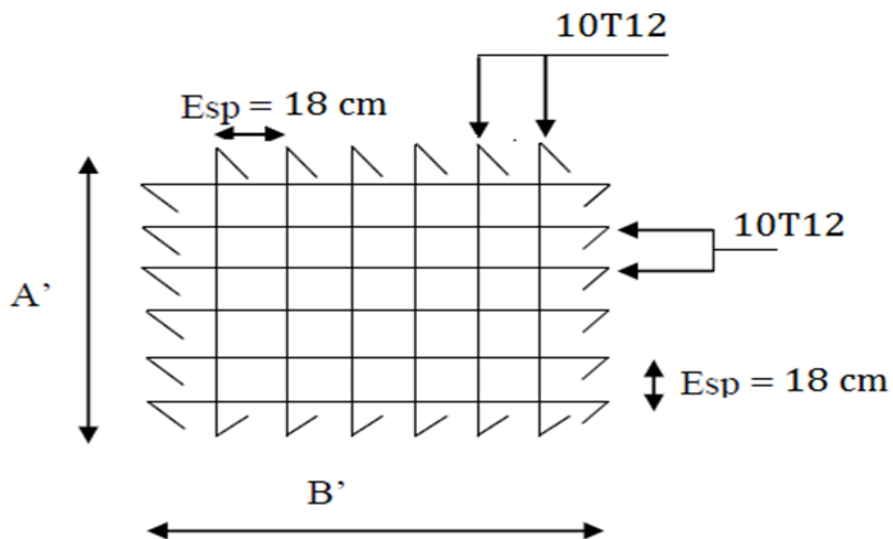


Figure 6.6: Vue en plan des armatures de peau

6.4.6 Calcul du ferrailage des fûts :

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0,6\% B = 0,6\% [(100 \times 100) - (75 \times 75)] = 26,25 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_{st} = 20T12 = 37,70 \text{ cm}^2$

Avec des cadres $\varnothing 10$.

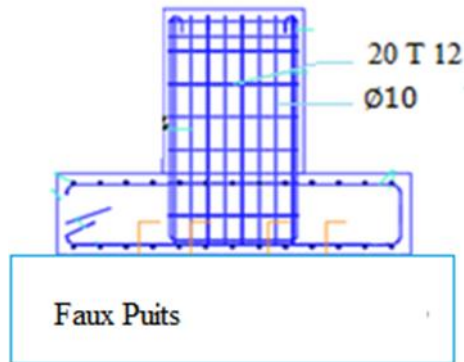


Figure 6. 7: Disposition des cadres

6.4.7 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction entre elles

- **Dimensionnement des longrines :**

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 (pour un sol meuble) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

On prend $S = 30 \times 30 \text{ cm}$.

- **Vérification de la résistance à la traction :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 2000 \text{ daN} \right]$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré (S3) $\alpha = 15$

- **Calcul du ferrailage :**

ELU :

$$F = \frac{N_U}{\alpha} = \frac{54734}{15} = 3648,93 \text{ daN}$$

$$A_{st} = \frac{f}{\sigma_{stu}} = \frac{3648,93}{347,82} = 0,104 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{24263,93}{15} = 1617,59 \text{ daN}$$

$$A_{st} = \frac{f}{\sigma_{stu}} = \frac{1617,59}{201,6} = 0,080 \text{ cm}^2$$

Le (RPA 99 v2003) [4] exige une section minimale de $A_{min} = 0,6 \% B$.

$$A_{min} = 0,6 \% (30 \times 30) = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

On prend la section minimale :

$$A_{st} \leq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \leq 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 14,49 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

- **Calcul des armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35}; 12; \frac{300}{10} \right)$$

On prend $\phi = 8 \text{ mm}$ (Cadre + étrier).

$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\phi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 12)$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

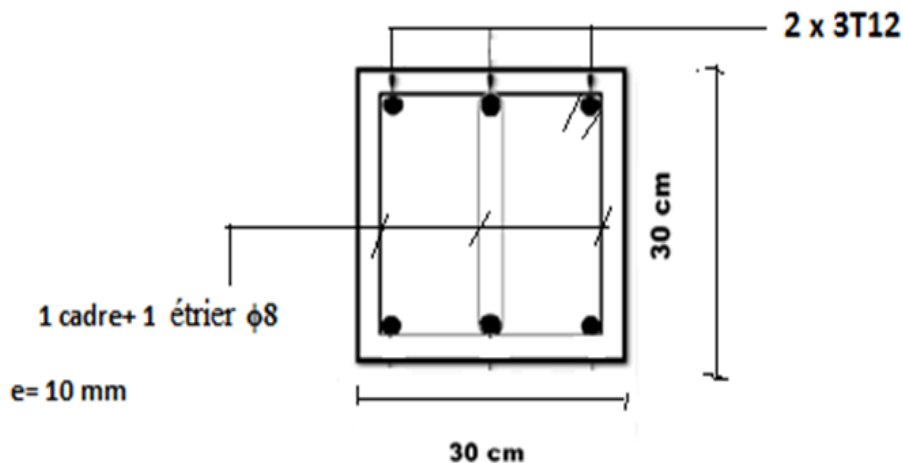


Figure 6. 8: Disposition des cadres

6.5 Conclusion :

A la fin on peut dire que notre structure repose sur des faux-puits résistantes et stables qui vérifient toutes les conditions existantes de calcul et de dimensionnement selon les règlements géotechniques en général.

PARTIE 4 :

**Etude managériale
comparative des deux
conceptions du bâtiment.**



CHAPITRE 1

ETUDE MANAGERIALE COMPARATIVE DU BATIMENT

1.1 Introduction :

Le terme management apparait comme une tendance de l'avenir de point qu'il consiste une partie vitale du travail qui permet d'intégrer tous les composantes nécessaires pour la réussite on cite : « l'économie, la gestion financière, ressources humaines et matériels, le délai, risques éventuels, la communication et compatibilité » ; ce cercle fermé qui doit être déterminé à fin de faire naître des objectifs clairs et réalisables.

Dans le monde actuel de la construction des ouvrages et des bâtiments on se rencontrera toujours des cas liés aux problèmes de mauvaises gestions ou on remarque souvent des projets réalisés dans des durées dépassées et avec des couts surestimés à cause de manque des consciences et responsabilités des chefs aussi bien l'absence des bonnes conditions du travail qui exigent l'hygiène et la sécurité donc comme étant des ingénieurs on doit anticiper et préparer les actions à entreprendre dans le futur(planifier) et faire des études qui répondent conformément aux règlements afin de la bonne exécution en tenant comptes des risques et des imprévues .

Pour ce chapitre on va proposer un planning de réalisation du projet afin de définir un devis quantitatif et estimatif à l'aide des techniques et logiciels de planification qui permettent de fixer les objectifs , définir et maitriser les moyens requis ,assurer un bon ordonnancement pour les différentes démarches ;ces étapes principales qui nous mènent à dire si notre projet va dans le bon sens quelque soit sa largeur ou sa complexité.

1.2 Le projet :

1.2.1 Définition :

Un projet est un processus unique, qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques telles que des contraintes de délais, de coûts et de ressources. (ISO 10006 ; 2003).

1.2.2 Les facteurs principaux d'un projet :

Le Coût, Délai, et Qualité sont les trois items constituent le triangle d'or du projet (CDQ)

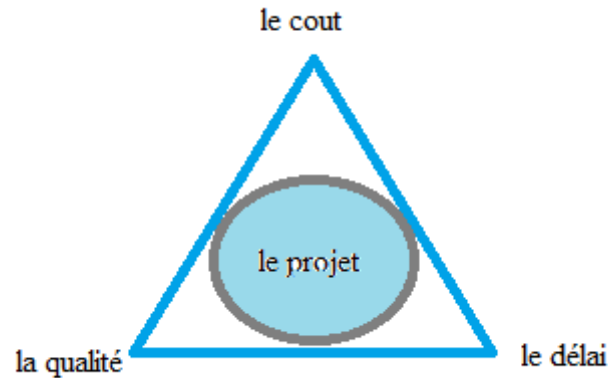


Figure 1. 1: les facteurs principaux d'un projet.

1.2.3 La caractéristique d'un projet :

- Tous projets visent à atteindre un but global, d'une façon générale le projet c'est l'engagement des acteurs, d'une responsabilité de résultat et des outils et moyens utilisés à partir de l'affirmation du but.
- Le projet implique un contenu spécifique répondre à un besoin exprimé même s'il n'est pas toujours clair.
- Tout projet ayant une durée bien défini avant son lancement.
- Le projet est un système ouvert aux influences de son environnement il est soumis à des variables exogènes.
- Le projet est soumis à un contexte d'incertitude qui le transforme en une aventure risquée.

Donc on dit que l'objectif atteint par chaque projet il faut qu'il soit « SMART » :

- ✚ Spécifique
- ✚ Mesurable
- ✚ Attribuable
- ✚ Réalisable
- ✚ Temporel

1.2.4 Le cycle de vie d'un projet :

Il ya cinq étapes du cycle de vie d'un projet quel que soit son type ou le secteur d'activité considéré :

- la phase de concept : lorsqu'une possibilité de bénéfice est identifiée, le résultat est évalué et les moyens possibles pour atteindre ce résultat sont aussi identifiés.
- La phase faisabilité : lorsque les moyens possibles sont identifiés, on évalue leur faisabilité et on compare leurs valeurs respectives. Un de ces moyens est retenu pour le développement ultérieur.
- La phase conception : lorsque la définition des attendus du projet est faite, les moyens pour les atteindre sont définis et le bénéfice escompté est calculé.
- La phase exécution : les activités pour réaliser les attendus désirés sont réalisées et la performance du projet suivie.
- La clôture du projet : les attendus sont réceptionnés par les propriétaires ou les Utilisateurs pour être exploités. (International Journal of Project Management, Turner ; 2006).

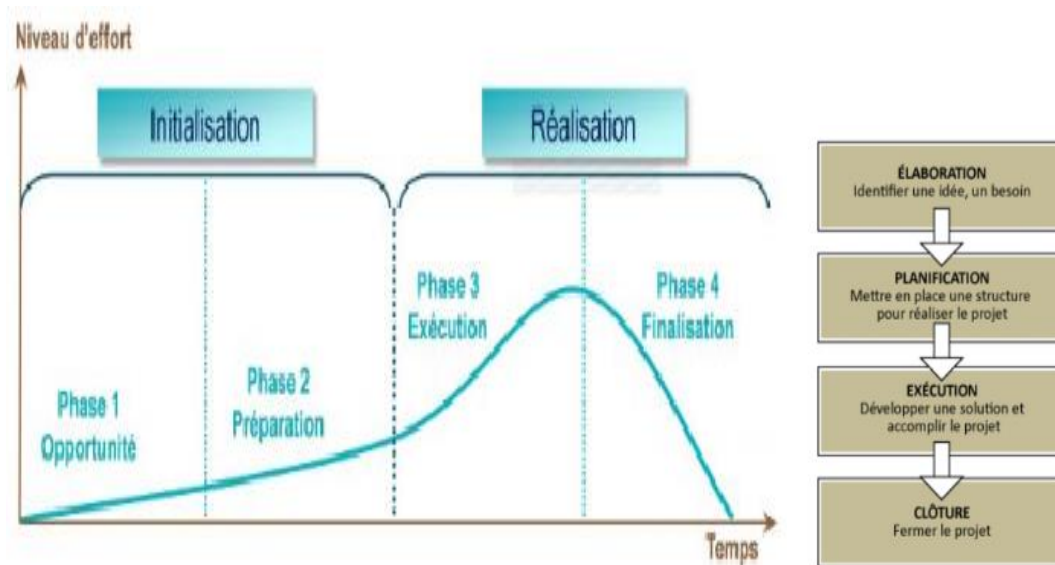


Figure 1. 2: le cycle de vie d'un projet.

1.2.5 Les intervenants dans un projet :

❖ Maitre de l'ouvrage :

On l'appelle également « maîtrise d'ouvrage », ou le directeur de l'établissement, c'est lui qui commande et assure la faisabilité de l'ouvrage tous en restant fidèle au programme et au financement défini.

Son rôle est de définir le cahier de charge et par conséquent les besoins, le budget, le calendrier prévisionnel ainsi que les objectifs du projet

Quelque exemple en Algérie : DLEP, OPGI, ANA, DTP...

❖ Maitre d'œuvre :

C'est l'homme de chantier, ou d'un autre terme le conducteur de projet désigné par le maître de l'ouvrage afin d'exécuter les travaux nécessaires pour la réalisation d'un projet.

Le maître d'œuvre conçoit les plans, organise, supervise, coordonne les différentes personnes qui travaillent sur un même projet (réalisation)

Quelques exemples en Algérie : les bureaux d'étude (MHT ; INTER ENTREPRISE, SARL ; KOTOBIA, SARL...)

❖ L'entreprise :

Rassemble l'ensemble des activités d'une personne ou d'un groupe de Personnes qui travaillent pour fournir des biens (exécution des travaux qui répondent conformément aux contrats sous l'ordre de maître d'œuvre).

Exemples dans le domaine génie civil pour l'ouest d'Algérie : SEROR, CRCC, COSIDER...

1.3 Le management d'un projet :

1.3.1 Définition :

Le Management de projet comprendra les tâches de direction, gestion, maîtrise, pilotage, qu'elles soient assurées par une même personne ou plusieurs, appartenant à une même entreprise ou à plusieurs entités, parties prenantes du projet. (Dictionnaire, AFITEP).

1.3.2 L'historique de management :

La gestion du projet est également considéré comme une discipline moderne , mais il faut noter que la racine principale provient de la fin du 20^{ème} siècle , ou Frederick Taylor (1850-1915) a apporter une analyse détaillé qui consiste dans la décomposition du travail en parties élémentaires tendant vers une « one best way » l'approche mécanistique.

Associé de Taylor, Henry Gantt (1886-1919) à étudier en détail l'ordonnancement du travail ainsi qu'il a développé un diagramme qui est devenu un outil puissant d'analyse pour les gestionnaires « diagrammes de Gantt 1910 ».

Parallèlement Henry Fayol (1841-1925) a inventé une approche similaire avec une même précision et rationalité à l'administration et à l'organisation bureaucratique ou

il à résumer les principes de gestion en : prévoir-organiser-commander –ordonner et contrôler.

Par suite en (1880-1924) Mary Parker Follet et Elton ont pris le facteur humain comme un axe de recherche pour le management.

1.3.3 Le manager ou le leadership :

Le manager est le responsable doté de grandes qualités qui permettent de mener à bien tout projet économique.

Sa formation doit être pluridisciplinaire (économique, gestion, compatibilité, ressources humaines...) pour lui permettre de cerner tous les problèmes rencontrés.

Le manager reste un homme d'action qui s'intéresse aux situations souhaitées et aux moyens utilisées pour améliorer et rassembler tout le personnel autour du projet à réaliser.

Tout manager occupe un poste dans une structure d'un système qui exige un comportement bien organisé lié à son travail.

Selon HENRY A.Mintzberg, (1992) le manager joue dix rôles répartis en trois catégories d'activités suivantes :

❖ **Rôle de décision :**

Chef d'entreprise.

Pacificateur.

Répartiteur des ressources.

Négociateur.

❖ **Rôle d'information :**

Récepteur.

Transmetteur.

Porte- parole.

❖ **Rôles interpersonnels**

Symbole.

Dirigeant.

Liaison.

nous devons toujours accorder une grande importance au travail d'ensemble car le sens de partage et la communication entre les membres du groupe nous mène à un travail organisationnel et rentable à la fois ,toutes communications permettent au manager de récolter les informations dont il a besoin pour la bonne marche de

l'entreprise pour cela il doit non seulement communiquer mais il doit aussi chercher des informations aussi bien demeurer en contact avec les cadres et les autres départements pour tout ce qui touche à la vie de son service .

1.3.4 Les processus de management de projet :

Il ya neuf processus cité par le PMBOK, qui correspondent aux dimensions que le management de projet doit considérer pour assurer le pilotage d'un projet :

- management de l'intégration.
- management du contenu.
- management des délais.
- management des coûts.
- management de la qualité.
- management des ressources humaines.
- management de la communication.
- management des risques.
- management des approvisionnements.

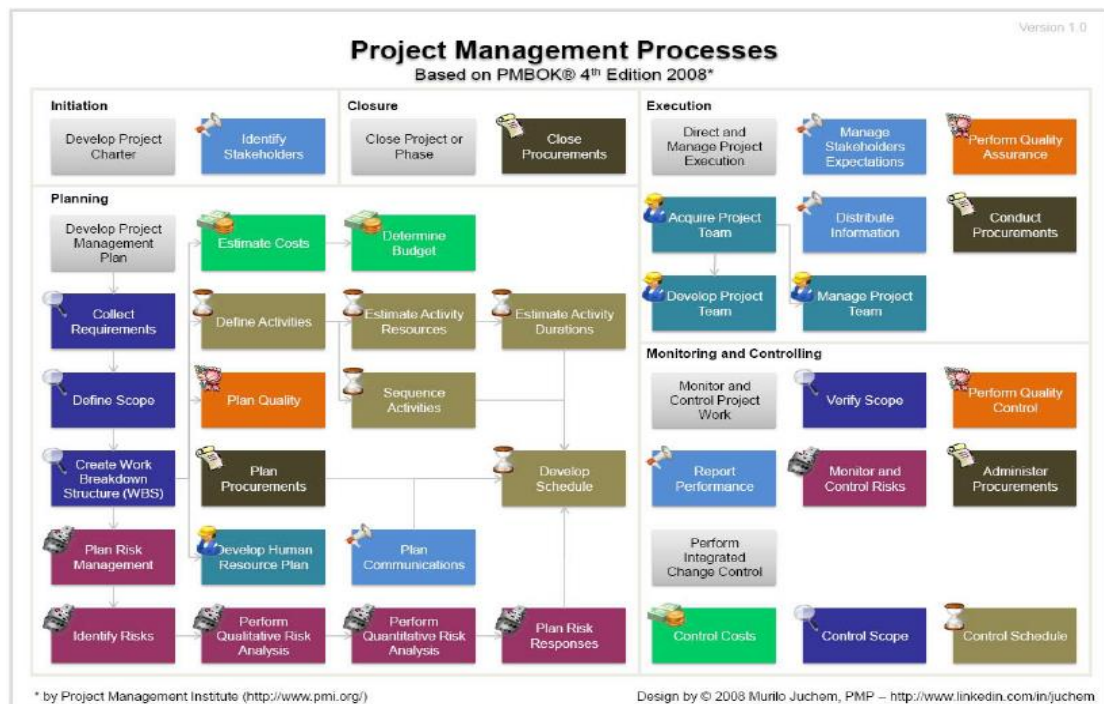


Figure 1. 3: Les Processus de management de projet cités par le PMBok, 4^{ème} édition.

1.3.5 Les objectifs :

Le processus d'élaboration d'un projet doit répondre à trois objectifs :

- ✓ le respect de l'échéancier
- ✓ la satisfaction des attentes du client

✓ le respect du budget et des délais prévus.

On peut dire que le degré d'atteinte des objectifs qui détermine le degré des succès de tout projets.

La réglementation en vigueur en Algérie concernant le marché public est régie par le décret présidentiel N 02-250 DU 24/07/2002 modifié et complété par le décret Présidentiel N 03-301 du 11/09/2003 :

Le maitre d'ouvrage est tenu par rapport à ces textes officiels de procéder à un avis d'appel public. La procédure concernant les modalités de soumission est également indiqué dans le cahier des charges parmi les informations devant être remises lors de la soumission deux sont important :

« Le délai de réalisation et coût globale du projet ».

Pour le présent travail nous avons uniquement comme objectif de définir le délai et le coût de réalisation du projet.

Afin d'atteindre ces objectifs, plusieurs outils de planification sont utilisés

1.4 La planification du projet :

1.4.1 Définition :

La planification est un aspect très important du management de projet, notamment pour les projets qui présentent un nombre important de tâches et déroulent sur une longue durée Soit pour les mono projets ou les multi projet à gérer.

La planification comporte un enchaînement d'actions et des taches réactives et dynamiques et permet de prendre en compte l'incertitude (Trong Hung NGUYEN ; 2011).

« Si on me donnait une heure pour résoudre un problème à propos duquel ma vie dépendait, je passerais :

- 40 minutes à l'étudier,
- 15 minutes à le revoir
- 5 minutes à le corriger »

Albert Einstein (1879-1955)



→ Les avantages de la planification :

- La planification est un outil de prise de décision et un pont de communication entre les différents intervenants du projet.
- Le planning est un excellent instrument de navigation car il permet d'éviter les conflits.
- IL définit la meilleure façon d'atteindre les objectifs ainsi le but final du projet.
- Il permet la bonne gestion et exécution en tenant compte la cohérence les besoins en matériels, matériaux et la mise en œuvre.
- Il permet d'assurer le suivi financier au fur et mesure de l'avancement du projet.

1.4.2 Le découpage de projet :

La conduite d'un projet reposent sur la détermination chronologique des phases en précisent les taches, les ressources, les livrables et les jalons.

- ✓ Une tache : une action à mener pour aboutir à un résultat ; toute taches d'un projet sont reliées entre elles par des relations de dépendance (exemple : terrassement)
- ✓ Les jalons d'un projet sont des dates importantes ou des événements essentiel pendant la réalisation du projet .Dans le cadre du planning ils repèrent par des taches des durés nulles ,Point de passage où l'on confronte formellement l'ensemble des résultats obtenus pendant la phase aux résultats attendus , ils limitent les bornes du temps pour chaque phase et servent de point de synchronisation.
- ✓ Un livrable est tout documents ou résultat qui résulte de l'achèvement d'une partie d'un projet ou du projet lui même (exemple : un cahier de charge.)

1.4.3 La notion WBS :

Le **WBS** « Works breakdown structure » est un réseau des taches de projet ou bien une structure hiérarchie ou arborescent en éléments plus facile à analyser et maîtriser.

La conception d'un WBS passe par :

- ✓ L'établissement d'une liste des livrables du projet
- ✓ La division des livrables en sous taches ou sous ensemble.
- ✓ Les activités essentiel Pour la réalisation de chaque livrable ou sous livrable.

→ Les WBS des deux variantes du bâtiment appropriés sont représentés dans l'annexe F.

1.4.4 Définition des ressources :

❖ Les ressources humaines :

Il ya plusieurs intervenants ou groupes qui travaillent sur ce projet:

Variante N°1 : bâtiment en béton armé

- Groupe ingénieur : qui s'occupe de la conception et la réalisation.
- Groupe coffreur : qui s'occupe de tous les tâches de coffrage dans le projet. (5 personnes).
- Groupe ferrailleur : qui s'occupe de tous les tâches de ferrailage dans le projet. (3 personnes)
- Groupe maçon : qui s'occupe de tous les tâches de bétonnage dans le projet. (5 personnes)
- Groupe électricien : qui s'occupe de tous les tâches d'électricités dans le projet. (3 personnes)
- Groupe menuiserie : qui s'occupe de tous les tâches de menuiserie dans le projet. (3 personnes)
- Groupe pour en enduit : qui s'occupe de tous les tâches d'enduit dans le projet. (3 personnes).
- Groupe de plomberie : c'est le groupe qui s'occupe de la plomberie (3 personnes)
- Groupe gardiens : c'est le groupe qui s'occupe de la surveillance du projet. (2 personnes)

Variante N°2 : bâtiment en charpente métallique :

- Groupe de fourniture et transport : qui s'occupe de transporter les profilés métalliques utilisées. (5 personnes)
- Groupe de montage et assemblages : qui s'occupe de la réalisation des portiques du bâtiment (5 personnes)
- Groupe maçon : qui s'occupe de tous les tâches de bétonnage dans le projet. (5 personnes)
- Groupe électricien : qui s'occupe de tous les tâches d'électricités dans le projet. (3 personnes)

- Groupe menuiserie : qui s'occupe de tous les tâches de menuiserie dans le projet. (3 personnes)
- Groupe pour en enduit : qui s'occupe de tous les tâches d'enduit dans le projet. (3 personnes).
- Groupe de plomberie : c'est le groupe qui s'occupe de la plomberie (3 personnes)
- Groupe gardiens : c'est le groupe qui s'occupe de la surveillance du projet (2 personnes)

❖ **Les ressources matérielles :**

Engins :

Les ressources matérielles type engins affecté à notre projet sont :

- ✓ Tracteur pour eau
- ✓ Grue
- ✓ Pelle hydraulique/mécanique.
- ✓ Camion 10 tonnes
- ✓ Pompe à injection du béton
- ✓ Malaxeur/bétonnière
- ✓ Compacteur/niveleuse.
- ✓ Chargeur.

❖ **Matériaux :**

Les ressources matérielles type produit affecté à notre projet « construction en béton » sont :

Tableau 1. 1:les ressources matérielles (béton armé).

Fer pour ferrailage	Faïence et Dalle de sol
Bois pour coffrage	Gains d'électricité
Carrelage granito	Table de commande
Enduit en ciment	Cadre portes et fenêtres
Brique	Projecteurs électriques
Zingue	Panneau d'affichage
Hourdis	Fils d'électricité
Treillis soudés	Feuille de polystyrène

Tuile	Boîtes d'interrupteurs
Tube en béton pour l'eau usée	Cadres pour escalier
Gros béton	Lampe et douille
Panneau d'affichage	Boîtes de prises
Une cintreuse pour les barres d'acier	Verre
Peinture	Plomberie et tuyauterie

Les ressources matérielles type produit affecté à notre projet « construction en charpente métallique » sont :

Tableau 1. 2: les ressources matérielles (charpente métallique).

Les profilées laminées (les poteaux en H et les poutres en I)	Faïence
Les barres d'acier	Gains d'électricité
L'enduit	Carrelage
treillis soudées et armatures (pour dalle mixte et fondation)	Plomberie et tuyauterie
Boulons type HR pour assurer l'assemblage	Cadre portes et fenêtres
HI-BOND 55 (coffrage perdu)	Projecteurs électriques
Profilées laminées type double cornière pour le contreventement	Zingue
Béton pour la maçonnerie et les dalles de compression	Panneau d'affichage
Verre	Lampe et douille
Peinture	Tuile
Boîtes d'interrupteurs	Fils d'électricité
Les appareille de découpage d'acier.	2 postes à soudures.

1.4.5 Le devis estimatif et quantitatif :

Le devis estimatifs est un élément qui permet d'analyser l'élément composants le prix et de comporte toutes indications permettant d'apprécier les propositions de pris.

Le devis quantitatifs est une liste contractuelle des éléments d'ouvrages et des postes qui composent un marché ainsi que des quantités correspondantes. (Le dictionnaire professionnel du BTP.)

→ Les devis estimatifs et quantitatifs de notre projet sont en annexe G.

1.4.6 Les techniques de planification :

Le planning s'agit d'une décomposition structure des projets en sous ensemble simples ; il passe par la modélisation du réseau de l'enchaînement des tâches.

Il ya plusieurs représentations existent a la base de toute construction de planning :

1.4.6.1 Planning à barres : GANTT

Le diagramme de Gantt est un outil utilisé en ordonnancement et gestion de projet et permettant de visualiser dans le temps les diverses tâches composant un projet. Il permet de représenter graphiquement l'avancement du projet.

Ce diagramme permet de:

- planifier de façon optimale et communiquer sur le planning établi et les choix qu'il impose.
- déterminer les dates de réalisation d'un projet,
- d'identifier les marges existantes sur certaines tâches,
- visualiser d'un seul coup d'œil le retard ou l'avancement des travaux.

→ Notre diagramme de GANTT sera joint dans l'annexe H.

❖ L'outil utilisé c'est le **Ms-Project**.

Ms-Project : est l'outil de gestion de projet le plus répandu dans le grand public, il permet la réalisation des diagrammes de Gantt, des réseaux PERT, la gestion des ressources et l'optimisation de la planification.

Les étapes de création et la gestion d'un projet sont :

1. Définir le calendrier global.
2. Définir les ressources.
3. Définir les tâches.
4. Organiser l'ordonnancement des tâches.
5. Attribuer les ressources aux tâches.
6. Démarrer le projet
7. Informer les acteurs.
8. Introduire les étapes d'avancement.
9. Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.


10. Clôturer le projet.


1.4.6.2 Méthode de potentielles étapes et planning des tâches PERT :


La méthode PERT (Program Evaluation and Review Technique) est un graphe représente les tâches et les transitions entre les tâches. Il utilise une représentation en graphe pour déterminer la durée minimum d'un projet connaissant la durée de chaque tâche et les contraintes d'enchaînement.

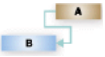
Le graphe des tâches : chaque tâche est représentée par un rectangle et les transitions par des flèches

Les liens entre les tâches peuvent être de natures diverses :

 Fin -> début (la tâche suivante ne peut commencer que si la tâche précédente est finie),

 Fin -> fin (la tâche suivante se termine quand la tâche précédente se termine),

 Début -> début (le début de la tâche précédente déclenche le début de la tâche suivante),

 Début -> fin (le début de la tâche précédente marque la fin de la tâche suivante).

Parmi tous les chemins d'un graphe il en existe un appelé chemin critique

- ✓ Le chemin critique : est la série des tâches qui doivent être réalisées sans retard pour ne pas modifier la durée du projet. (O.STEPHANE. Management des systèmes gestion de projet.2009-2010).

1.4.6.3 Méthode des potentiels des tâches :

Le réseau des antécédentes : est un outil de planification de projet développé en 1964 par H.B.Zachry en coopération avec IBM.

Cette méthode à été améliorée a la suite par la technique de Pert et chemin critique pour permettre une représentation plus exacte entre les différentes activités

1.4.7 Résultats obtenus :

L'estimation du cout de chaque tâche se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tâche aux ressources nécessaire pour accomplir cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations sur logiciel MS Project 2003 on obtient les résultats suivants :

Tableau 1. 3: résultats obtenues

Résultats	Bâtiment en béton armé	Bâtiment en charpente métallique
Durée du projet de travail	245 jours	139 jours
La date de début du projet	27/12/2012	27/12/2012
La date de fin du projet	29/08/2013	16/05/2013
Montant de réalisation en HT	77672309,35DA	42049238,90 DA
TVA 17 %	13204292,59DA	7148370,61 DA
Montant de réalisation en TTC	90876601,94 DA	49197609,51 DA

1.4.8 La courbe en S :

Définition : c'est la courbe qui permette de voir directement l'évolution de la consommation d'argent à travers le temps, elle a pour objectif principal d'améliorer la gestion d'un ou plusieurs projets, ainsi elle facilite le control et le suivi.

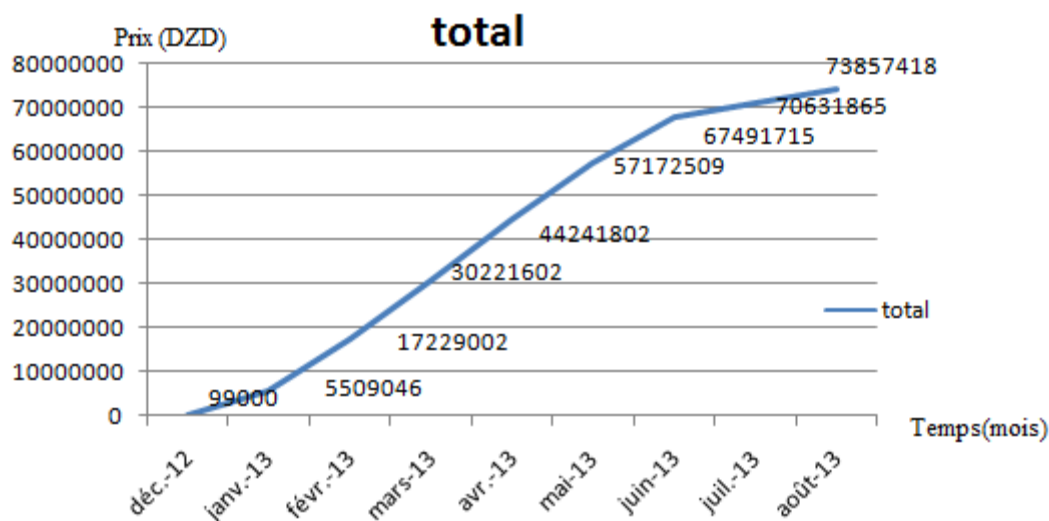


Figure 1. 4: La courbe en s de variante N°1.

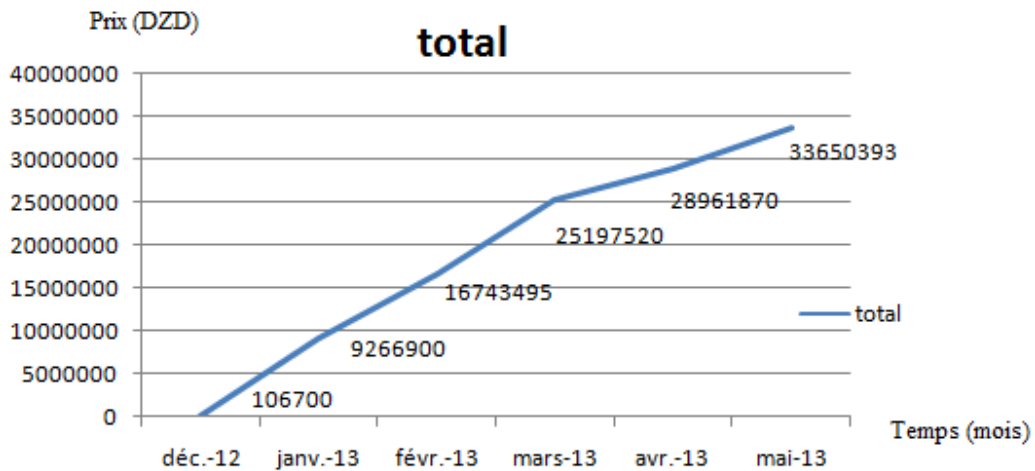


Figure 1. 5 : La courbe en s de variante N°2.

→ Interprétations des courbes :

La méthode des courbes en S est un outil de suivi d'avancement de cout, elle s'appuie sur une représentation graphique pour la communication au sein du projet.

Dans la courbe en s :

- L'axe des X désigne les mois de travail.
- L'axe des Y désigne le coût du projet consommé pour chaque mois.

Les courbes obtenues pour les deux variantes nous montre l'évolution du coût en fonction du temps.

Le bâtiment en béton armé sera construit dans une durée de 8 mois on voit entre le 1^{er} moi et le 3^{ème} moi du travail que la consommation d'argent est plus importante ensuite il ya un accroissement moyen entre le 4^{ème} et le 6^{ème} moi car dans cette période les ressources utilisés sont presque les même pour la construction des étages du bâtiment puis une augmentation très important entre le 7^{ème} moi et le dernier moi due à l'introduction des plusieurs groupes qui travail en même temps.

Le bâtiment en charpente métallique sera réalisé dans 5 mois : dans les 4 mois premiers il ya une augmentation moyenne du budget consommé mais dans le dénier moi l'accroissement est un peux plus important a cause du travail de plus qu'un groupes en même durée.

On conclut que cette courbe permet de connaitre les valeurs liées à l'investissement dans les projets. Par conséquent si un entrepreneur dispose d'une somme d'argent il saura exactement à quel période de la durée de vie de son projet, cette somme est suffisante.

1.5 Conclusion :

Aujourd'hui, la notion d'économie et l'étude managériale en matière de construction à bien évolué et devenue très essentielle.

Nous avons représentées dans notre projet une étude entre deux variantes bâtiments ou on a conclut que chaque projet quelque soit son type, sa longueur ou sa complexité doit être mené d'un planning organisationnel liée à une estimation de durée et de cout pour un meilleur déroulement et ordonnancement.



CHAPITRE 2

COMPARAISON

2.1 Introduction :

De nos jours on voit des structures réalisées complètement en béton ou en acier. En ce qui concerne les immeubles de grande hauteur, les deux matériaux constituent un choix judicieux. Chacun de deux matériaux ayant ses caractéristiques propres donc il ya plusieurs raisons pour les utilisés mais la question qui reste : acier ou béton armé ?

Généralement les deux méthodes opposées de construction sont utilisées couramment L'étude présentée dans ce mémoire consiste a comparé les performances de deux bâtiments réalisés, l'un, en béton armé l'autre en charpente métallique.

Dans le but d'effectuer cette comparaison entre les deux différentes variantes nous avons réalisé une :

Etude technique :

Englobe principalement la nature de la structure en indiquant la charge dynamique et les autres surcharges (neige, vent...), en tenant compte les points de différence plus les avantages et les inconvénients des deux modes de constructions. On a fourni un volume bien précis du béton pour la réalisation des différents éléments structuraux du bâtiment en béton armé tout en tenant compte d'une quantité de ferrailage

Pour le bâtiment en charpente métallique on a identifié le type et le nombre des profilés métalliques afin de réaliser les éléments porteurs

Sans oublier le volume du béton qui a utilisé pour la réalisation des infrastructures.

Etude managériale :

Comporte essentiellement les couts et les délais de réalisations pour chaqu'une des deux structures.

2.2 La comparaison entre le bâtiment en béton armé et le bâtiment en charpente métallique :

Plusieurs indicateurs sont retenus dans cette étude :

2.2.1 Aspects architecturaux :

La méthode de construction conventionnelle en béton permet une grande variété de style et de formes désirées cette supériorité du béton armé sur les autres matériaux de construction permet son application lors de l'édification de presque tous les ouvrages et pour la fabrication d'innombrables éléments de construction. Pour les ouvrages d'art, le béton est le matériau de construction indispensable: on construit en béton des ponts, des barrages, des tunnels Autoroutes, des murs de soutènement, etc. Dans les constructions civiles il convient aussi bien aux immeubles d'habitation qu'aux bâtiments industriels.

Maintenant le béton ne se contente plus d'être seulement un élément caché, porteur d'autres matériaux; il est devenu utile dans toute l'acceptation du mot, qui entre en considération pour les constructions architecturales entières. De là est née une grande homogénéité, une grande franchise et une simplicité dans la décoration des ouvrages, Contrairement à l'acier qui trouve, surtout dans la construction civile, juste pour des raisons techniques et économiques, comme ossature métallique permettant de réaliser de grandes hauteurs de construction ou de grandes portées

2.2.2 Confort et sécurité sur le chantier :

Un chantier de construction en charpente métallique est plus confortable et plus agréable ; la mise en œuvre des éléments semi finis préfabriquées en usines est réduite ,la masse du travail, les accidents, le transport et le stockage (Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m² de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m² de plancher par jour.) contrairement au chantier de construction en béton armé qui est plus chargé et plus gênés a cause de la quantité des matériels, matériaux et les mains d'œuvre aussi

Il faut tenir compte de La nécessité de disposer des travailleurs formés dans les deux cas pour le suivi et l'exécution des plans mais essentiellement dans le cas de la réalisation d'un immeuble en acier il faut des mains d'œuvre qualifiés (montage et assemblage) car un mauvais boulonnage ou une erreur dans l'utilisation des pièces ou des profilés peuvent provoquer une exécution imparfaite. Pour le reste des travailleurs ça ne nécessite pas une qualification spéciale.

Les éléments métalliques des structures en acier sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui sert à diminuer l'incertitude liée au travail sur chantier et d'obtenir une précision de construction élevée par rapport le travail sur un chantier d'un projet réalisé en béton armé.

2.2.3 Aspect Techniques :

Les choses les plus remarquables dans l'étude technique des deux variantes c'est que l'acier permet une réduction de la descente des charges grâce à sa légèreté ,ce qui nous a conduit à avoir des fondations plus petites (les dimensions des faux puits et les semelles).

En ce qui concerne la Transmission des charges le béton assure une très bonne transmission des charges, néanmoins une mauvaise disposition d'armature peut diminuer cette transmission par contre La soudure incomplète ou un mauvais serrage des boulons n'assure pas la bonne transmission des charges et peut entraîner par la suite des problèmes dans la zone nodale.

La Construction métallique à un avantage principal est sa grande capacité portante et sa ductilité pour un faible poids (15226,30 KN) que l'autre construction (20877,90 KN). Il est capable de subir des déformations avant de se rompre : des déformations de manière semblable en compression et en traction.

Le fer grâce à sa ductilité a une bonne tenue en fatigue c'est à dire qu'il a une capacité importante de supporter un grand nombre de cycles de vie et aussi dans les zones sismique il absorbe l'énergie reçue lors d'un séisme.

D'après l'étude dynamique des deux types de bâtiments on a observé une large différence et après l'étude de plusieurs variantes des voiles et plusieurs types et positions des systèmes de contreventement afin d'obtenir une stabilité optimale on a constaté que la quantité des systèmes de contreventements et des voiles n'est pas la clé de la résistance par contre c'est le choix de la bonne position sans oublier de dire que la bonne position n'est pas la même dans les deux types bâtiments.

La période propre du bâtiment en béton (0,37 s) est plus petite que celle de l'autre bâtiment (0,79 s) les forces sismique et l'effort tranchant à la base aussi.

Il ya une différence dans la manière de construire par l'acier et le béton :

Les trois phases essentielles pour la construction d'un élément en béton armé sont : le ferrailage, le coffrage et le bétonnage.

Les phases importantes pour la construction en charpente métallique sont d'abord les fournitures des profilés, l'assemble et le montage.

On utilise souvent des coffrages en bois pour la construction en béton armé car ils résistent à la pression du béton frais sur les parois, le coffrage et le durcissement du béton prennent un temps important. De plus, comme le béton est incapable de résister à la traction, la mise en place d'armatures est nécessaire, ce qui allonge encore le temps de construction.

Pour les planchers mixtes dans le bâtiment en acier On utilise les tôles (Hi-Bond dans notre cas) en plus des armatures (coffrage perdu) qui joue à la fois le rôle de plateforme (dalle collaborant résistante).

Les tôles profilées qui constitue la plate-forme de travail permettent aussi d'accélérer le processus de construction d'autres éléments dans un ouvrage en charpente métallique. Par conséquent Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures pour les concepteurs.

2.2.4 Aspect environnementale :

- ✚ bâtiment en charpente métallique :
 - L'acier donne une meilleure pénétration de la lumière.

- Après la démolition du bâtiment, l'acier est recyclable.
- Il ya une Liberté d'adaptation à tous type de sites ou chantiers a cause de ces déférentes possibilité de textures.
- Faible stabilité via à vis les effets climatiques et accidentels, Résistance moin due au feu.

bâtiment en béton armé:

- Une bonne durabilité des structures à cause de la résistance à l'usure, au feu et la rouille.
- La masse thermique du béton donne une capacité d'économiser l'énergie
- une excellente isolation (contre vibration et son)
- On peut utiliser les granulats du béton pour les remblais ou pour les plates formes routières donc on peut dire que le béton est aussi entièrement recyclable.
- Parmi les grands avantages du béton sur l'acier appliqué aux grands bâtiments il faut signaler l'entretien beaucoup moindre (le problème de corrosion pour l'acier).

2-2-5 Aspect économique :

On sait qu'aujourd'hui l'économie est une loi essentielle et la gestion de projets via des méthodes et des techniques nous donnent les clés pour pouvoir juger, agir, analyser, planifier et contrôler notre projet.

D'après notre étude les résultats les plus essentielles sont comme suit :

Le bâtiment en béton armé :

- Une durée de construction de 8 mois
- Le prix brut est de : 90876601,94 DA
- Frais de transport réduits grâce à l'accessibilité locale du béton
- Le béton permet de réduire les frais d'éclairage (le pouvoir réflecteur)
- Il occasionne aussi moin des frais d'entretien que l'acier
- Les frais d'exploitations sont réduits car les écarts de températures sont atténués par la masse thermique.

Le bâtiment en charpente métallique :

- Une durée de construction de 5 mois.
- Le prix brut est de : 49197609,51 DA
- La on voit que le cout du cette structure est un de ces principaux avantages suite à la réalisation plus rapide du bâtiment

- le temps de mise en oeuvre est fort réduit 30 % plus rapide que de bâtir en béton armé (le temps travail ,la durée du montage et d'assemblage des portiques et les délais de finitions des travaux sont réduits)
- Tous ça offre la possibilité de construire des structures temporaires qui peuvent être démontées ou remontées
- L'intérêt économique des structures provient de dimensions plus réduites que les structures en béton donc le coût total et Les coûts de financement sont plus faibles
- La structure en charpente est prête à l'emploi plus rapidement et donc revenue d'utilisation plus élevée.

« A partir des résultats obtenus et d'un point de vue économique on constate que le bâtiment en charpente métallique c'est le moins disant dans le coût et il est réalisé dans une durée courte et du point de vue technique les deux bâtiments soit en acier ou en béton sont stables et résistants »

2.3 Conclusion :

Pour conclure on dit que les deux matériaux ont fait moyennement l'objet d'évolutions constantes répondant aux défis esthétiques fonctionnels, économiques et environnementaux. Chacun de ces deux matériaux a ses avantages et ses inconvénients c'est la raison qui conduit les ingénieurs et les concepteurs à choisir de combiner l'acier et le béton pour optimiser le comportement et le coût à la fois. Cette combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée tant dans les bâtiments que dans les ponts et les ouvrages d'arts « la construction mixte ».

A l'heure actuelle les centres de recherche dirigent leurs découvertes et leurs études vers la recherche des autres matériaux innovants et de nouvelles applications pour des matériaux existants , les principaux axes privilégiés sont :

- ★ Stabilité et dynamique de la structure.
- ★ analyse et innovation pour une mobilité durable et responsable.
- ★ construire, déconstruire, préserver, adapter les infrastructures de manière efficace et durable.
- ★ Efficacité énergétique et confort.
- ★ mieux prendre en compte le changement climatique, les risques naturels et les impacts environnementaux.

Conclusion générale :

Ce projet fin d'étude nous a permis de mettre en pratique nos connaissances techniques ; les approfondies et aussi de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception et l'étude des structures de bâtiment.

Dans les deux premières parties de ce mémoire on a fait une étude technique des deux variantes de bâtiment à étages en utilisant beaucoup des documents techniques et réglementations algériennes (RPA99 ,CCM97,BAEL91....) qui nous a facilité la détermination des sollicitations et du ferrailage des éléments structuraux dans la dernière partie on a fait une étude managériale et économique de projet ce qui nous conduira à déterminer les objectifs de coût et de délais à l'aide du logiciel Microsoft Project qui est utilisé pour la planification et le pilotage de notre projet .pour les deux types de bâtiments nous avons agi sur deux plans principaux :la résistance et l'économie.

La stabilité est assurée par les systèmes de contreventement dans les structures en aciers et par les voiles dans les structures en béton armé ,on a constaté que le choix de leur bonne position est un facteur prédominant qui donne une bonne conception et un comportement optimal de la structure ce qui traduit par une économie sur l'utilisation soit béton ou d'acier .

En fonction des avantages de l'un et des désavantages de l'autre, on préfère un matériau plutôt qu'un autre et d'après les résultats obtenues par la comparaison on a pu conclure que la charpente métallique reste le meilleur choix, car plusieurs ingénieurs pensent que le béton sera progressivement supplanté par le métal du fait qu'il ductile, résistant, facile dans le montage, rapide pour l'exécution et économique mais son principal point de faiblesse reste le feu. Cependant il existe des structures mixtes construites avec les deux matériaux, le béton pour le noyau et l'acier pour les façades et les contreventements (de l'acier enrobé avec du béton) pour une meilleure construction qui nous garantit une sécurité et un coût optimal.

Enfin nous espérons que le modeste travail sera un début pour des études prochaines et plus complexes dans la vie professionnelle.

Références bibliographiques :

- CHARGES ET SURCHARGES (DTR B.C 2.2) ministère de l'habitat et de l'urbanisme (ALGERIE).
- REGLES NEIGE ET VENT « RNV99 » (DTR .C2-4.7) ministère de l'habitat et de l'urbanisme.
- REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA99 VERSION 2003 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé, CBA 93
- règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton arme suivant la méthode des états limites : BAEL91 ; Jean-Pierre Mougin, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- Document technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-4.4 ; règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (ALGERIE).
- TALEB.R, 2008, calcul des structure selon le RPA99 version2003 : exemple d'un bâtiment contreventé par voiles, séminaire JPOGC'08 « journée porte ouvertes sur le génie civil, le 2 juin 2008 »
- « Calcul des éléments de construction métallique selon L'EUROCODE 3 » .Jean Morel
- « calcul des fondations superficielles et profondes » par Roger Frank ,1999
- « Cours pratique de mécanique des sols », par jean COSTET, Guy SANGLERAT, tome2.
- A.BENNANI. Cours De Ms Project, 2011-2012.
- HAMZAOUI F., cours management, 2016.
- FAKIR .I et GOURMALA.I, 2016;Etude d'un bâtiment en charpente métallique (R.D.C + 4) à Remchi (bloc angle en u) mémoire de master université Tlemcen.
- CHERROUD .F, 2013, Etude d'un bâtiment avec établissement du devis mis en place à partir d'un logiciel de Planification.mémoir de master université de Tlemcen

- International Journal of Project Management, Turner; 2006.
- Management des systemes.gestion de projet, O.STEPHANE, 2009-2010.
- TRONG HUNG NGUYEN ; contribution a la planification de projet : proposition d'un modèle d'évaluation des scenarios de risque-projet (thèse de doctorat de l'université de Toulouse ,2011).
- PMI. 2008. A guide to the project management body of knowledge (PMBOK guide). Project Management Institute, Inc
- ISO 10006, 1997, International Organization for Standardization, Quality Management. Guidelines to Quality in Project Management
- AFNOR, 1992, Dictionnaire de management de projet.



ANNEXES



ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E

ANNEXE F

ANNEXE G

ANNEXE H