

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche**  
**Scientifique**

**Université Ahmed Draïa Adrar**  
**Faculté Des Sciences et de Technologies**  
**Département Des Sciences et Technologie**



Mémoire De Fin D'étude En Vue De L'obtention Du Diplôme :  
**Master En Génie Civil**  
**Option :Structures**

Présenté Par :

**OULEDJAAFRI Latifa**

**SADDIK Abdelkader**

**THEME**

**Etude d'un bâtiment en R+9 avec sous-sol et Etage 1 en Béton armé et les Etages de 2-9 en construction métallique**

Soutenu Le 20/06/2018Devant un membre de jury composé de :

<b>Mr.BALEGHBenamer</b>	Univ. Adrar	<b>President</b>
<b>Mr.BASSOUDAbdelkader</b>	Univ. Adrar	<b>Examineur</b>
<b>Dr BENNACER Lyacine</b>	Univ. Adrar	<b>Encadreur</b>

**Année Universitaire2017-2018**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer notre remerciement à notre encadreur **Dr.BENNECER LYACINE**, les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

Nous n'oublierons pas de remercier vivement **Mr.OULED JAAFRI SALEM**, qui a mis à notre disposition tous les moyens nécessaires pour finir notre mémoire de fin d'étude.

Nous tenons également d'exprimer notre bienveillance au chef de notre département et aux **membres de jury**.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants du département (Génie Civil) et ceux qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

# Dédicaces

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce travail que je dédie à:

Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières et leurs recommandations. Que dieu les protège.

Mes chers frères.

Toute ma famille.

A mon binôme Saddik Abdelkader

Mes collègues et mes meilleurs amis.

Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur.

*Latifa Ouled Jaafri*

# Dédicaces

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce travail que je dédie à:

A mes très chers parents.

A ma mère que Dieu le Tout Puissant le garde en bonne santé.

A mon cher amis OMAR

A mes grands frères

A toute la famille : Saddik et Ouled jaafri.

A mon binôme : Ouled jaafri latifa

A mes amis

Et toute personne que je connais et toute la promotion de GC option structure 2017/2018

*ABDELKADER -SADDIK*

## Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation avec sous-sol et deux salles de sports dans la wilaya d'Oran.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes ,en premier lieu dans l'évaluation des charges et surcharges et des actions climatiques selon le règlement RNV99.Ensuite on a effectué la descente de charge pour le pré-dimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA 99, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le Eurocode3et avec l'aide du logiciel SAP2000 et enfin l'étude des fondations.

**Mots clés :** charpente métallique, RNV99,RPA 99, Eurocode3,SAP200.

## Abstract

The final project study is to investigate a metal frame building for a residential use with subsoil and two gyms in Oran city.

This project is developed by many stapes ;first in the evaluation of loads and overloads and climate actions according to the Regulation RNV99.Next the descent of loadspath for the preliminary design of structural elements, a seismic survey using the RPA 99 code, verification of the elements and assemblies of the structure according to the Eurocode3 and with the use of SAP2000 software .Finally the foundation design.

**Key words:** Metal frame, RNV99,RPA 99, Eurocode3,SAP200.

## الملخص:

مشروعنا النهائي للتخرج الجامعي هو دراسة وتحقيق في البناء المعدني للاستخدام السكني بالإضافة إلى طابق سفلي وقاعتي رياضة في ولاية وهران.

تم تطوير هاد المشروع بالمرور بعدة مراحل. أولا حساب الحمولات الثابتة والمتغيرة والأحداث المناخية باستخدام قوانين الثلج والرياح 99, لاحقاً جرينا مسار الحمل لتصميم أولي للعناصر الهيكلية ثم دراسة زلزالية بالاستعانة بقانون المنشآت 99 , ثم تحقيق مركبات البناء والربط استنادا على قوانين الأوروبية 03 وبرنامج SAP200 في الأخير نقوم بدراسة الأساسات .

كلمات المفتاحية : الإطار المعدني, قوانين الثلج والرياح ,قانون المنشآت ,القوانين الأوروبية لحساب الهياكل المعدنية

# Sommaire

## Introduction générale

Introduction générale:.....-2-

## I. Généralités

I.1.Présentation du projet :.....-4-

I.2.Règlements techniques :.....-4-

I.3 Matériaux utilisés :.....-4-

## II. Conception de l'ouvrage

II.1.Introduction :..... -8-

II.2.Conception architecturale :.....-8-

II.3.Conception structurale :.....-8-

II.4.Conception parasismique :.....-9-

II.5.Conception des escaliers ;.....-10-

## III. Evaluation des charges

III.1.Introduction.....-11-

III.2.Charge permanentes :.....-11-

III.3.Actions Variables:.....-14-

## IV. Pré- dimensionnement

IV.1.Introduction :.....- 33-

IV.2.Quelques notions relatives au règlement Eurocode03.....-33-

IV.3.Pré dimensionnement.....-35-

IV.3.1.Pré dimensionnement des solives.....-35-

IV.3.2.La poutre principale.....-37-

IV.3.3.Pré dimensionnement de la poutre pallier ;.....-39-

IV.3.4.Pré dimensionnement des poteaux ;.....-39-

## V Etude sismique

V.1.Introduction .....- 48 -

V.2.Le séisme.....- 48 -

V.3.Critères de classification par le RPA99 version2003.....- 48 -

V.4.Calcul de la force sismique totale :.....	- 49 -
V.5. Centre de masse :.....	- 53 -
V.6. Centre de torsion :.....	- 53 -
V.7. Excentricité :.....	- 53 -
<b>VI. Etude plancher</b>	
VI.1.Introduction :.....	- 56 -
VI.2.Calcul de plancher mixte :.....	- 56 -
VI.3.Etude des connecteurs.....	- 57 -
<b>VII.ANALYSE DE LA STRUCTURE</b>	
VII.1.Introduction :.....	- 67 -
VII.2.Logiciel SAP2000 :.....	- 67 -
VII.3.Etapes de la modélisation de la structure sous SAP 2000 :.....	- 67 -
VII.4.Analyse modale :.....	- 68 -
VII.5.Nombre de modes à considérer :.....	- 68 -
VII.6.Vérification de la structure :.....	- 70 -
<b>VIII Vérification de portique</b>	
VIII.1.Introduction :.....	- 73 -
VIII.2.Vérification des poteaux aux phénomènes de d'instabilité.....	- 73 -
VIII.3.Vérification des poutres :.....	- 77 -
VIII.4.Vérification du système de contreventement (2UPN200) ;.....	- 80 -
VIII.5 Calculs de ferrailage des poteaux en BA ;.....	- 82 -
<b>IX. Étude d'assemblage</b>	
IX.1.Introduction :.....	- 87 -
IX.2.Différents types d'assemblages dans notre cas ;.....	- 87 -
IX.3.Fonctionnement des assemblages :.....	- 87 -
IX.4.Calcul des assemblages .....	- 88 -
IX.4.1.L'assemblage poteau poutre par platine d'extrémité :.....	- 88 -
IX.4.2.Assemblage Poutre principale IPE330 et solive IPE200 :.....	- 91 -
IX.4.3.Assemblage poteau (BA) et poutre (PRS) :.....	- 95 -



IX.4.2.Assemblage contreventement.....- 96 -

**X. ETUDES FONDATIONS**

X.1.Introduction.....- 101 -

X.2.calculs des surfaces nécessaires pour les semelles :.....- 101 -

X.3.Etude du radier:.....- 101 -

X.4.Ferraillage du radier :.....- 103 -

X.5 Calcul du voile périphérique :.....- 106 -

Conclusion.....-111-

Annexes.....-113-

## Liste des figures

Figure (II- 1) ; constitution d'un plancher collaborant.....	- 8-
Figure (III- 1) : Plancher étage courant .....	-11 -
Figure (III- 2) : Plancher terrasse inaccessible.....	- 12 -
Figure (III- 3): murs cloisons extérieurs.....	- 13 -
Figure (III- 4) : Acrotère.....	- 13 -
Figure (III- 5) : les deux directions du vent .....	- 15 -
Figure (III- 6): force résultant R.....	- 16 -
Figure (III- 8) : Légende pour les parois verticales.....	- 19 -
Figure (III- 9) ; Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	- 19 -
Figure (III- 10) ; légende pour la terrasse .....	- 20 -
Figure (III- 11) ; Valeur de $C_p$ pour la toiture.....	- 20 -
Figure (III- 12) ; Pression sur mes zones D, E, F, G, H, I(V1) .....	- 23 -
Figure (III- 13); légende pour les parois verticales .....	- 25 -
Figure (III- 14) ; Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales .....	- 25 -
Figure (III- 15) ; légende pour la terrasse.....	- 26 -
Figure (III- 16) ; Pression sur mes zones D,E,F,G,H,I(V2) .....	- 30 -
Figure (IV - 1) : Lois types de comportement moment-rotation correspondant.....	- 34 -
Figure (IV - 2) ; Présentation schématique d'une solive.....	- 35 -
Figure (IV - 3) ; Poutre principale de rive pour plancher terrasse.....	- 37 -
Figure (IV - 4) ; Schéma d'escalier à deux paillasse.....	- 44 -
Figure (IV - 5 ) : Escalier des étages.....	- 45 -
Figure (IV - 6) ; la distribution des charge sur limon.....	- 46 -
Figure (V- 1) ; distribution de la résultante des forces sismiques.....	-53-
Figure (VI- 1) : Inertie de montage poutre/dalle.....	- 56 -
Figure (VI- 2): Les contraintes finales.....	- 60 -
Figure (VI- 3) ; la disposition des notations.....	- 62 -
Figure (VI- 4) ; distance entre les connecteurs.....	- 64 -
Figure (VII- 1) : spectre de réponse d'accélération.....	- 68 -
Figure (VII- 2) : Le déplacement au niveau k.....	- 69 -
Figure (VIII- 1) flambement par flexion.....	- 73 -
figure (VIII- 2) ; Les palées en X.....	- 81 -

Figure (VIII- 3) : Ferrailage des poteaux.....	- 85 -
Figure (IX- 1) ; L'assemblage poteau poutre.....	- 88 -
Figure (IX- 2) ; Position de l'axe neutre.....	- 89 -
Figure (IX- 3) ; Les espacements entre les boulons $\delta$ .....	- 89 -
Figure (IX- 4) ; Assemblage Rigide.....	- 90 -
Figure IX- 5 ; position des tiges.....	- 94 -
Figure (IX- 6):Assemblage en T, Poutre (PRS) et Poteau (HEB200).....	- 95 -
Figure (IX- 7) : Assemblage poteau – diagonale UPN.....	- 96 -
Figure (IX- 8) : Assemblage poteau – diagonale 2UPN.....	- 97 -
Figure IX- 9 : assemblage milieu.....	- 98 -
Figure X - 1 ; Schéma du radier nervuré.....	- 101 -
Figure X - 2 : Poussée de la terre.....	- 107 -

## Liste des tableaux

TAB( I -1) ; Caractéristique des nuances d'acier.....	-5-
TAB (I- 2) : Caractéristiques mécaniques... ..	-6-
TAB( III- 1) : Charge permanente d'un plancher courant.....	- 11 -
TAB(III- 2) : Charge permanente pour terrasse inaccessible.....	- 12 -
TAB (III- 3): Charge permanente pour les murs extérieurs.....	- 12 -
TAB (III- 4): Charge permanente pour les murs intérieurs.....	- 13 -
TAB( III- 5): Charge permanente pour les escaliers.....	- 13 -
TAB (III- 6): Charge permanente pour les paliers.....	- 14 -
TAB( III- 7): Charge permanente pour les Balcons.....	- 14 -
TAB (III- 8) ; Valeurs des pressions dynamiques.....	- 18 -
TAB (III- 9) : Cpe pour les parois verticales.....	- 19 -
TAB( III- 10) ;Valeurs de Cpe de la toiture.....	- 20 -
TAB( III- 11) ; Les valeurs des pressions qj.....	- 21 -
TAB( III- 12) ; Les valeurs des pressions qj sur la toiture (V1).....	- 23 -
TAB( III- 13) ; Actions d'ensemble.....	- 24 -
TAB (III- 14) ; Cpe pour les parois verticales de bâtiments.....	- 25 -
TAB (III- 15) ; Valeurs de Cpe de la toiture.....	- 26 -
TAB( III- 16) ; Les valeurs des pressions qj.....	- 27 -
TAB (III- 17) : Les valeurs des pressions qj sur la toiture (V2).....	- 28 -
TAB ( III- 18) ; Actions d'ensemble.....	- 29 -
TAB ( III- 19) ; Force de frottement direction du vent V1.....	- 30 -
TAB (III- 20) ; Force de frottement direction du vent V2.....	- 31 -
TAB (IV- 1) : Les valeurs limites flèches.....	- 35 -
TAB (IV- 2) : Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 200 .....	- 36 -
TAB (IV- 3) ; La poutre principale intermédiaire IPE330 :.....	- 38 -
TAB (IV- 4) ; Pré dimensionnement de la poutre.....	- 39 -

TAB( IV- 5) ; Pré dimensionnement des poteaux.....	- 41 -
TAB (IV- 6 ; Pré dimensionnement des poteaux BA.....	- 43 -
TAB (V- 1);Le poids de chaque niveau.....	- 51 -
TAB ( V- 2) ;Les résultats la force sismique.....	- 52 -
TAB (V- 3) ; L'effort tranchant au niveau de l'étage k.....	- 52 -
TAB (VII- 1) : périodes et facteurs de participation modale.....	- 68 -
TAB (VII- 2) : vérification des déplacements.....	- 70 -
TAB (VII- 3) ; Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .....	- 71 -
TAB (VIII- 1); Les caractéristiques de PRS.....	- 79 -
TAB (VIII- 2) ; caractéristique profilé.....	- 81 -
TAB (IX- 3) ; Récapitulation des moments fléchissant et des efforts.....	- 82 -
TAB (IX- 1) ; les classes des boulons.....	- 87 -
TAB (IX- 2) ; Caractéristiques géométriques des profilés HEB200.....	- 87 -
TAB (IX- 3) ; Caractéristiques géométriques des profilésIPE330.....	- 87 -
TAB ( IX- 4) ; Les efforts de sap2000v16.....	- 87 -



# INTRODUCTION

---

### Introduction Générale

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution et ce moment-là, en terme de comparaison des constructions en béton armé ou précontrainte, les constructions métalliques présentent de nombreux avantages qui sont :

- L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de la préfabrication intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage, est une grande simplicité.
- La possibilité du transport en raison du poids léger qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation.
- la grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.
- les transformations, adaptations, surélévations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.
- possibilité architecturales, plus étendue qu'en béton.

Par contre les inconvénients sont :

- résistance en compression moindre que le béton.
- Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, voilement).
- Mauvaise résistance au feu, et la nécessité d'entretien des revêtements contre la corrosion.
- il faut faire l'attention au niveau des assemblages afin que de se prémunir contre leurs risques de rupture brutale, qui conduiraient à la ruine de l'ouvrage par effondrement.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation. Il se situe à ORAN et plus exactement dans un endroit appelé Plateau.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master



# Chapitre I

---



***GENERALITES***



### I.1.Présentation du projet :

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment R+9 à usage multiple, constitué d'un sous-sol, d'un RDC et d'un étage 1 en béton armé et des étages (2-9) en construction métallique.

Ce projet est implanté en zone sismique IIa .L'ossature est formée d'une structure métallique (poteaux poutres) et de planchers mixtes collaborant (béton – acier)

#### I.1.a. Données géométriques du projet :

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- ✓ Longueur totale .....23,85 m
- ✓ Largeur totale .....20,00 m
- ✓ Hauteur de s/sol .....05,10 m
- ✓ Hauteur du rez-de –chaussé.....05,1 m
- ✓ Hauteur des étages .....03,06 m
- ✓ Hauteur total du bâtiment .....34,68 m

#### I.1.b. Localisation et données concernant le site :

Le projet en question est un bâtiment, implanté au centre-ville d'Oran sise au Plateau dont :

- ✓ La contrainte admissible du sol est de  $\sigma_{sol} = 2,2$  bars (rapport du sol du laboratoire LHCO)
- ✓ Altitude = .....100 m
- ✓ Le site est classé dans la zone ..... IIa

#### I.1.c. Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ✓ CCM 97 : Règle de calcul des constructions en acier
- ✓ RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- ✓ RNV99 : Règles définissant les effets de la neige et du vent
- ✓ BAEL : Béton armé aux états limites
- ✓ DTR C2.2 : Charges et structures
- ✓ EUROCODE03

Matériaux utilisés :

##### I.3.1.Aciers de construction

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique  $f_y$  (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

**TAB( I 1 ) ;**Caractéristique des nuances d'acier

Nuance D'acier	Epaisseur ( mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	$f_y$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ ( N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ ( N/mm <sup>2</sup> )
<b>Fe 360</b>	235	360	215	340
<b>Fe 430</b>	275	430	255	410
<b>Fe 510</b>	355	510	355	490

- ✓ La résistance à la traction :  $f_u = 360$  MPa
- ✓ La limite élastique :  $f_y = 235$  MPa.
- ✓ Le module de Young :  $E = 210\,000$ MPa
- ✓ Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$ .
- ✓ Module de cisaillement :  $G = E/(2(1+\nu)) = 81000$  MPa

### I.3.2.Béton

- ✓ le béton utilisé est dosé à 350kg/ m<sup>3</sup>.
- ✓ béton de propreté est dosé à 150 kg/m<sup>3</sup>.

#### a. Résistance de béton :

##### ✚ Caractéristiques du béton :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa
- ✓ La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

##### ✚ Contraintes limites :

- ✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée :

$$\text{Par : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

- En cas de situations accidentelles  $\sigma_{st} = 400$  Mpa
- En cas de situations normales  $\sigma_{st} = 348$  Mpa
- ✓ Etat limite de service : - La contrainte de compression limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ 
  - ⇒ 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 :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(2/3 f_e, 110 \eta f_{tj})$ .
    - Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 t_j \eta f)$ .
- ✓ Contraintes de cisaillement ; La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :
  - ⇒ Fissuration peu nuisible :  $\tau = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25$  MPa
  - ⇒ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau = \min(0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5$  MPa

- ✓ Coefficient de Poisson :Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes :

⇒  $\nu = 0$  à l'ELU

⇒  $\nu = 0.2$  à l'ELS

- ✓ Caractéristiques mécaniques ;

**TAB( I.2):**Caractéristiques mécaniques

Nuance		Fy (MPa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe 500	500

### I.3.3.Assemblages :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- ✓ Boulons à haute résistance type HR 8.8 et 10.9.
- ✓ Electrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins Équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées.

Puisque le site est en zone sismique, seul les assemblages rigides sont autorisés (voir RPA 8.1.1).



# Chapitre II

---



***CONCEPTION  
DE  
L'OUVRAGE***

## II .1.Introduction :

L'une de phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure, celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet.

### Conception architecturale :

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un RDC et 9 étages avec s/sol :

- ✓ s/sol sera aménagé en parking
- ✓ RDC et du 1<sup>er</sup> étage sont des salles de sport
- ✓ 2<sup>ième</sup> au 9<sup>ième</sup> étage seront destinés pour habitation.

Conception structurale :

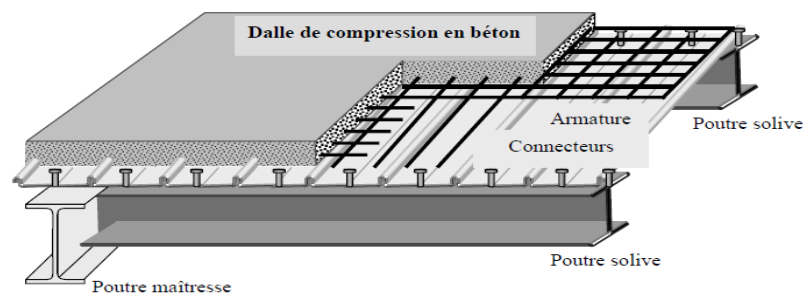
### II.3.1.Structure horizontale :

Elle désigne les plancher courants et terrasses

#### a) Planchers courant

Pour notre bâtiment, les planchers courants sont mixtes à dalle collaborante dont la composition est illustrée sur la figure.

- ✓ Les bacs aciers sont de type TN40.
- ✓ L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde, varie entre 7 et 15cm.
- ✓ Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- ✓ La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- ✓ Les planchers mixtes collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.



**Figure (II.1) :** constitution d'un plancher collaborant

- b) Plancher terrasse :** Il est identique aux plancher courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon,...)

**II.3.2. Structure verticale :****a) Systèmes de stabilités :**

La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique. La superstructure est principalement composée de murs en maçonnerie non porteurs d'épaisseur de 15 cm

**b) Dans la direction transversale :**

La stabilité est assurée par des portiques auto stables ductiles sur 5 travées avec poteaux encastres en pied et des palées triangulées en **X** à l'extrémité

**c) Dans la direction longitudinale**

la stabilité est assurée par des portiques auto stables ductiles sur 5 travées avec poteaux encastres en pied et des palées triangulées en **X** à l'extrémité .Les poteaux communs aux 2 directions sont réalisés en caisson, et les poteaux simples sont à section en I.

**d) Conception parasismique**

L'action sismiques est une action accidentelle a laquelle peut être soumise une structure située en zone sismique au moins une seul fois dans sa vie.

La conception structurale de notre bâtiment est parasismique au sens du RPA 99 (Version 2003).en effet ,l'ouvrage présente :

- ✓ une régularité en plan.
- ✓ une régularité en élévation

**e) Conception des escaliers ;**

Les escaliers sont des structures accessoire qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment .ils sont en structure métalliques les marchés en tôle, revêtues avec du béton et carrelage.

Pour chaque étage les escaliers composent de deux volets de marches portées par un limon.



# Chapitre III

---



## ***EVALUATION DES CHARGES***

### III.1.Introduction

Pour concevoir et calculer une structure il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

- ✓ Poids propre (structure porteuse et élément non porteurs)
- ✓ Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations)
- ✓ Actions climatiques et indirectes (neige, vent et température)
- ✓ Actions accidentelles (les séismes, les explosions ...)

### III.2.Charge permanentes :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

#### III.2.1. Plancher courant :

**TAB( III- 1) : Charge permanente d'un plancher courant**

Type		Charges permanentes
Cloison de répartition ép.=10cm		90 kg/m <sup>2</sup>
Revêtement (carrelage20x20) ép.=2cm		40 kg/m <sup>2</sup>
Lit de sable ép.=2cm		34 kg/m <sup>2</sup>
Mortier de pose (ép.=2cm)		40 kg/m <sup>2</sup>
Faux plafond ép.=2cm (10kg/m <sup>2</sup> )		20 kg /m <sup>2</sup>
Dalle collaborant en béton armé (0.08x2500)	0.08x2500	200 kg /m <sup>2</sup>
TN40 (Tôle d'acier Nervuré)		10 kg /m <sup>2</sup>
		G=434 kg/m <sup>2</sup>

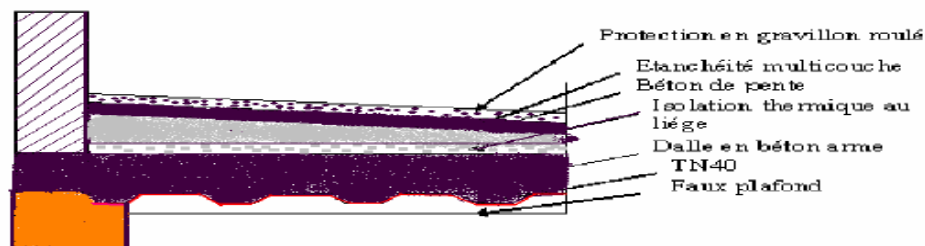


**Figure (III- 1) : Plancher étage courant**



**III.2.2.Plancher terrasse (inaccessible):****TAB(III- 2) : Charge permanente pour terrasse inaccessible**

Type		Charges permanents
Protection par gravillon (ép.=3cm)		60 kg/m <sup>2</sup>
Forme de pente béton (dalle flottante ;ép.=5cmx22)		110 kg/m <sup>2</sup>
Blocs de liège (4cmx4 kg/m <sup>2</sup> )		16 kg/m <sup>2</sup>
Etanchéité multicouche ép.=2cm		12 kg /m <sup>2</sup>
Faux plafond (planches de plâtre)		40 kg /m <sup>2</sup>
TN40 (Tôle d'acier Nervurée)		10 kg /m <sup>2</sup>
Dalle collaborant en béton armé (0.08cm)	0.008x2500	200 kg /m <sup>2</sup>
		<b>G=448 kg/m<sup>2</sup></b>

**Figure (IV- 2) :Plancher terrasse inaccessible****III.2.3.Maçonnerie :**

- a. Murs extérieurs : Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture.

**TAB (III- 3): Charge permanente pour les murs extérieurs**

type	Charges permanents
Enduit extérieure (Enduit en mortier de liants hydrauliques)	18 kg/m <sup>2</sup>
Briques creuses (Double cloison de 10cm)	75 × 2=150 kg/ m <sup>2</sup>
Enduit intérieur (en plâtre)	10 kg/m <sup>2</sup>
<b>G =178 Kg/m<sup>2</sup></b>	

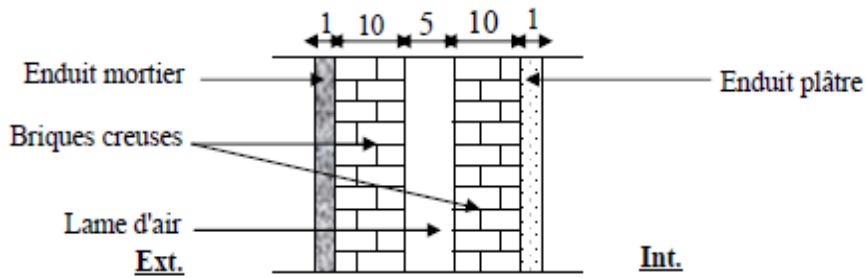


Figure (III- 3): murs cloisons extérieurs

**b. Murs intérieurs :**

**TAB (III- 4):** Charge permanente pour les murs intérieurs

type	Charge permanente
Enduit extérieur (1,5cm)	$0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ Kg/m}^2$
Brique creuses (10cm)	$0,1 \times 1400 = 140 \text{ Kg/m}^2$
Enduit intérieur (1,5 cm)	$0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ Kg/m}^2$
$G = 179 \text{ Kg/m}^2$	

**c. Acrotère :**

⇒ La surface de l'acrotère est :  $S = (0.02 \times 0.1)/2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$

⇒ Le poids propre de l'acrotère est :  $G = (0.069 \times 2500) = 172.5 \text{ Kg/m}_1$

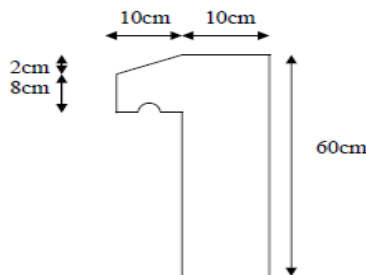


Figure ( III- 4) : Acrotère

**d. Escaliers :**

✚ Volée :

**TAB( III- 5):** Charge permanente pour les escaliers

type	Charges permanents
Tôle striée (épaisseur 5mm)	$45 \text{ kg/ m}^2$
Mortier de repos (épaisseur 2cm)	$36 \text{ kg/ m}^2$
Revêtement carrelage (épaisseur 2cm)	$40 \text{ kg/ m}^2$
$G = 121 \text{ kg/ m}^2$	

✚ Palier :

**TAB (III- 6):** Charge permanente pour les paliers

type	Charges permanents
TN40	10 kg/ m <sup>2</sup>
Dalle en béton (épaisseur = 8cm)	200 kg/ m <sup>2</sup>
Mortier de repos (épaisseur = 2cm)	36 kg/ m <sup>2</sup>
Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm)	40 kg/ m <sup>2</sup>
<b>G = 286 kg/ m<sup>2</sup></b>	

✚ Les Balcons :

**TAB( III- 7):** Charge permanente pour les Balcons

type	Charge permanente
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
Lit de sable (2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ Kg/m}^2$
Dalle en béton armé (15 cm)	$0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$
Enduit en ciment (1,5 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$
<b>G=525 kg/m<sup>2</sup></b>	

**III.3.Actions Variables :**

Elles englobent les actions qui découlent de l'usage de l'ouvrage et de ses parties, ainsi que les actions dues à l'environnement climatique.

a. Charge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont fixées par le règlement technique DTR (charges et surcharges).

Plancher étage courant (2-8étage) -----	150 kg/m <sup>2</sup>
Plancher terrasse inaccessible-----	100 kg/m <sup>2</sup>
Plancher étage courant (RDC+ 1 <sup>ère</sup> +2 <sup>ème</sup> ) -----	250 kg/m <sup>2</sup>
Plancher sous-sol-----	250 kg/m <sup>2</sup>
Acrotère -----	100 kg/m <sup>2</sup>
Escalier : (volée ) -----	250 kg/m <sup>2</sup>
(Palier) -----	250 kg/m <sup>2</sup>
Balcon-----	350 kg/m <sup>2</sup>

### III.4.Charges climatiques

#### III.4.1.Effet du vent :

##### A. Introduction :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la

Détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles, Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 99.

Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- ✚ La direction.
- ✚ L'intensité.
- ✚ La région.
- ✚ Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- ✚ La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

##### B. Le calcul :

On doit considérer que notre bâtiment est séparé de l'autre structure voisine et cela pour les causes suivantes :

- ✚ manque de données sur la construction voisine (la géométrie ; la durée de sa construction..)
- ✚ un plus de sécurité.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont Perpendiculaires aux parois de la construction (Figure IV- 5) .

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.

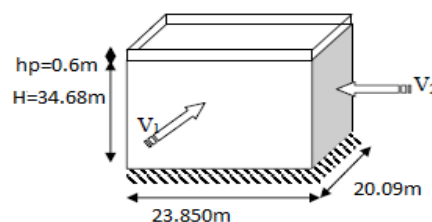
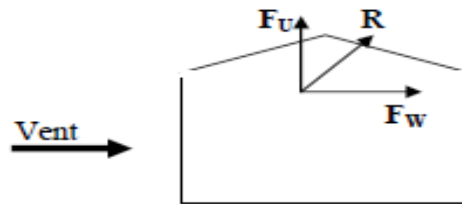


Figure (III- 5) : les deux directions du vent

L'effet du vent sera évalué par le calcul de la force résultante  $R$  qui se décompose en deux forces (voir fig. III-6)

Une force globale horizontale  $F_w$  qui correspond à la résultante des forces horizontales agissantes sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

Une force de soulèvement  $F_u$  qui représente la composante verticale des forces appliqués à la toiture.



**Figure( III- 6):** force résultant R

La force résultante  $R$  est donnée par la formule :

$$R = \Sigma( q_j \times S_j ) + \Sigma F_{frj} \text{ (daN) (§2.1.2 RNV99)[1]}$$

Où:

- ✚  $q_j$  : (daN/m<sup>2</sup>) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$ .
- ✚  $S_j$  : (m<sup>2</sup>) est l'aire de l'élément de surface  $j$ .
- ✚  $F_{frj}$  : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles

### C. Données relatives au site

- ✚ Catégorie du terrain IV
- ✚ Site plat:  $CT = 1$  (Tableau 2.5. RNV99)[1]
- ✚ Zone du vents I (ANNEXE.1. RNV99)
- ✚  $q_{réf} = 37,5$  daN/m<sup>2</sup> (Tableau 2.3. RNV99)
- ✚  $KT = 0,24$  ( RNV99)
- ✚  $Z_0 = 1$  m (Tableau 2.4. RNV99)
- ✚  $Z_{min} = 16$  m (RNV99)
- ✚  $\xi = 0,46$  (RNV99)

**E. Détermination de la pression due au vent** : La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par :

- ✚  $q_j = C_d \times W(z_j)$  (§1.2.2.1 RNV99)[1]
- ✚  $W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$  (§1.2.2.2 RNV99)[1]
- ✚  $C_d$  : le coefficient dynamique de la construction Figure 3.3[1]
- ✚  $W$  (en N/m<sup>2</sup>) : est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface, calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$
- ✚  $q_{dyn}$  : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .
- ✚  $C_{pe}$  : est le coefficient de pression extérieure.

✚ C<sub>pi</sub> : est le coefficient de pression intérieure

**F. détermination du coefficient dynamique C<sub>d</sub>** : On utilise l'abaque (fig3.2) pour déterminer le coefficient dynamique C<sub>d</sub> pour les structures métalliques

✚ Direction v1 la lecture pour h=34.68m et b=23.85 m donne C<sub>d</sub>=0.94

✚ Direction v2 la lecture pour h=34.68m et b=20.09 m donne C<sub>d</sub>=0.945

G. détermination de la pression dynamique

Pour la vérification de la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître – couple en éléments de surface j horizontaux,

La construction sans plancher intermédiaire dont la hauteur est supérieure à 10m doivent être considérées comme étant constituées de n élément de surfasse de hauteur égale h<sub>i</sub> ,n est donnée par la formule suivante :

- $q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j)$  (§3.2 RNV99)
- $q_{réf} = 37.5 \text{ daN/m}^2$
- C<sub>e</sub> : coefficient d'exposition au vent.

H. Détermination du coefficient d'exposition C<sub>e</sub> (Z):

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times k_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \quad (§3.3.2 RNV99)$$

- C<sub>t</sub>(z): le coefficient de topographie
- C<sub>r</sub>(z) : le coefficient de rugosité
- KT : facteur de terrain

$$\begin{cases} C_r(z) = KT \times L_n(z/z_0) & \text{pour } Z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = KT \times L_n(Z_{\min}/z_0) & \text{pour } z \leq Z_{\min} \end{cases} \quad (§4.2 RNV99)$$

Les résultats sont représentés dans le ( tableau IV-8)

TAB (III- 8) ; Valeurs des pressions dynamiques

niveau	h (m)	Z (m)	C <sub>r</sub>	C <sub>t</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
RDC	5.1	2.55	0.66	1	1.54	57.75
1 <sup>eme</sup> etage	5.1	7.65	0.66	1	1.54	57.75
2 <sup>eme</sup> etage	3.06	10.71	0.66	1	1.54	57.75
3 <sup>eme</sup> etage	3.06	13.77	0.66	1	1.54	57.75
4 <sup>eme</sup> etage	3.06	16.83	0.68	1	1.73	60
5 <sup>eme</sup> etage	3.06	19.89	0.72	1	1.60	64.87
6 <sup>eme</sup> etage	3.06	22.95	0.75	1	1.82	68.25
7 <sup>eme</sup> etage	3.06	26.01	0.78	1	1.92	72
8 <sup>eme</sup> etage	3.06	29.07	0.8	1	1.98	74.25
9 <sup>eme</sup> etage	3.06	32.13	0.83	1	2.08	78

## J. Direction V1 du vent :

### 1. Coefficient de pression extérieur C<sub>pe</sub> :

✓ **Parois verticales :**

Pour le calcul des valeurs de C<sub>pe</sub> on se réfère au (§1.1.1.2 RNV99)[1] :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe, 10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

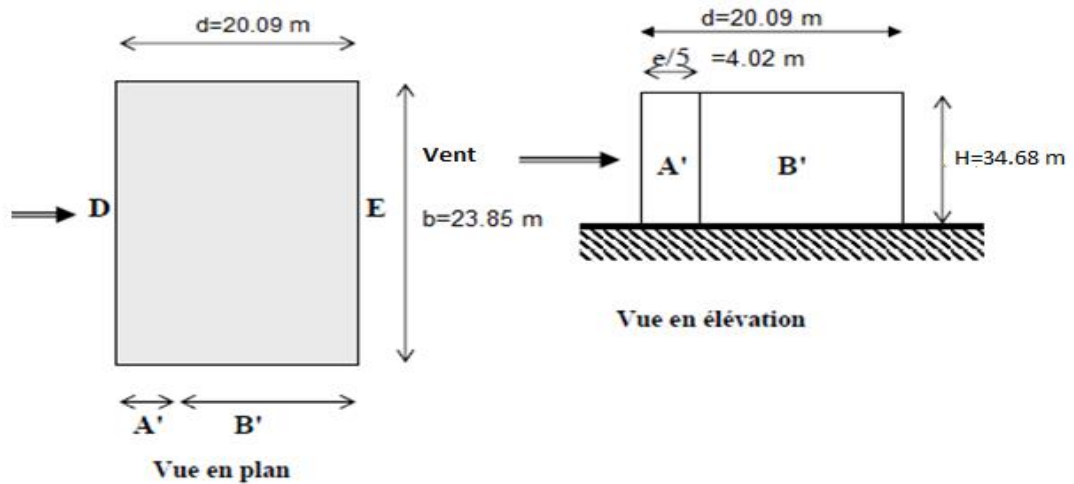
$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

**b**: la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; b=23.85m.

**d** : la dimension parallèle à la direction du vent V1 ; d=20.09m.

$$e = \min [b ; 2h] = \min [23.85; 34.68] . e = 23.85\text{m}$$

d < e : la paroi est divisée en 2 zones de pression A' ,B' ,C,D et E qui sont illustrées sur la (figure IV) suivante :



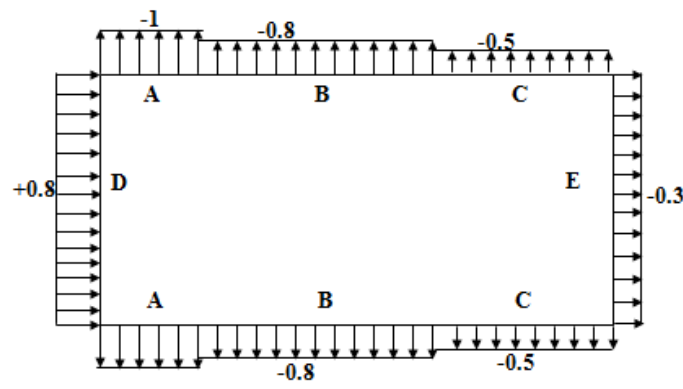
**Figure (III- 7) :** Légende pour les parois verticales

la surface de la paroi considérée  $S= 23.85 \times 30.6 = 727.425m^2 \geq 10m^2$ . Selon la formule (5.1) donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$

-D'après le tableau (5.1 RNV99)[1] ) on a :

TAB (III- 9) :  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiments 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 (III- 8) ;** Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales

- ✓ Pour la toiture :
  - ✚ La hauteur de l'acrotère  $h_p = 0.6m..$
  - ✚ Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ .
  - ✚ Selon (§1.1.5 chap5) les différentes zones de pression F,G,H et I sont représentées sur la figure
  - ✚  $e = \text{Min} [b ; 2h] = 23.85m$



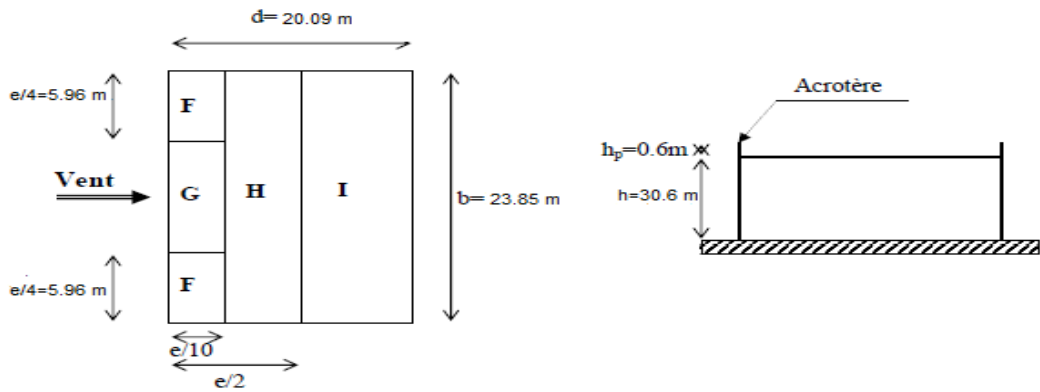


Figure (III- 9) ; légende pour la terrasse

✚ b: dimension du coté perpendiculaire au vent Selon le tableau (5.2 ;chap5) on a :

Dans notre cas  $h_p/h = 0,6/30.6 = 0,02$ .

TAB( III- 10) ; Valeurs de Cpe de la toiture

F	G	H	I
Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10
-1.6	-1.1	-0.7	±2

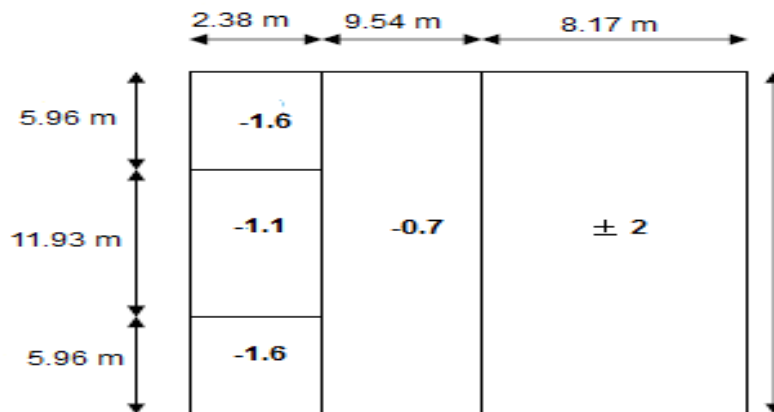


Figure (III- 10) ; Valeur de Cp pour la toiture

**2. Coefficient de pression interne C<sub>pi</sub> :**

Pour C<sub>pi1</sub>, C<sub>pi2</sub> dans le cas des bâtis avec cloisons intérieures sont 0.8 et -0.5

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ (§1.2.2.1 RNV99)[1]}$$

les résultants de q<sub>j</sub> sont données par le tableau IV-11

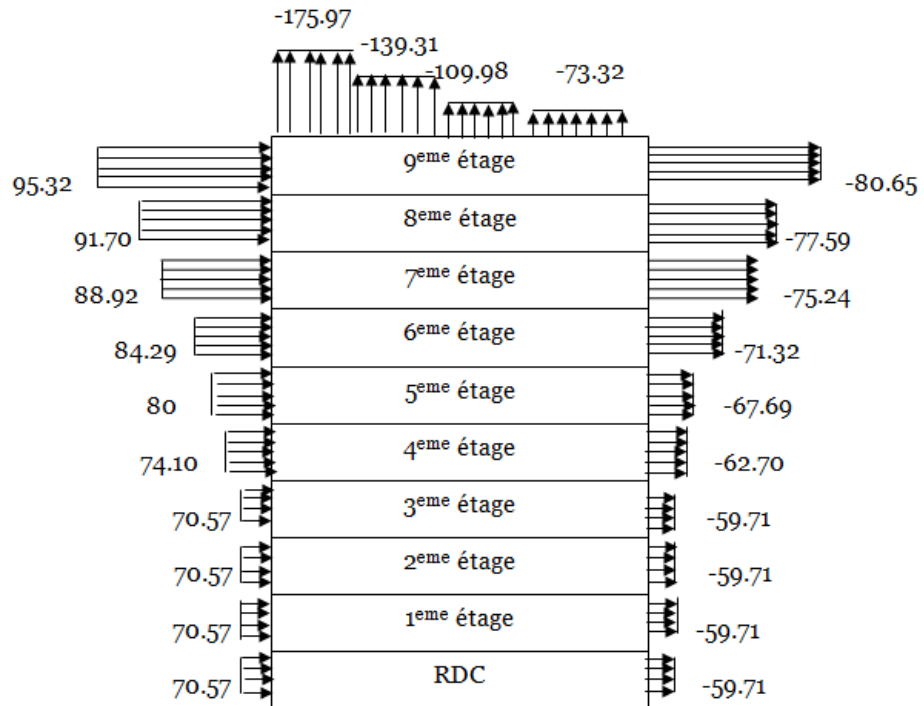
TAB( III- 11) ; Les valeurs des pressions qj

NIVEAU	ZONE	Cd	q <sub>dyn</sub> (dan/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi,1	Cpi,2	qj,1(dan/m <sup>2</sup> )	qj,2(dan/m <sup>2</sup> )
RCD	A'	0,94	57.75	-1	-0.5	0.8	-27.14	-97.71
	B'	0,94	57.75	-0.8	-0.5	0.8	-16.29	-86.85
	D	0,94	57.75	+0.8	-0.5	0.8	+70.57	0
	E	0,94	57.75	-0.3	-0.5	0.8	+10.85	-59.71
étage1	A'	0,94	57.75	-1	-0.5	0.8	-27.14	-97.71
	B'	0,94	57.75	-0.8	-0.5	0.8	-16.29	-86.85
	D	0,94	57.75	+0.8	-0.5	0.8	+70.57	0
	E	0,94	57.75	-0.3	-0.5	0.8	+10.85	-59.71
étage2	A'	0,94	57.75	-1	-0.5	0.8	-27.14	-97.71
	B'	0,94	57.75	-0.8	-0.5	0.8	-16.29	-86.85
	D	0,94	57.75	+0.8	-0.5	0.8	+70.57	0
	E	0,94	57.75	-0.3	-0.5	0.8	+10.85	-59.71
étage3	A'	0,94	57.75	-1	-0.5	0.8	-27.14	-97.71
	B'	0,94	57.75	-0.8	-0.5	0.8	-16.29	-86.85
	D	0,94	57.75	+0.8	-0.5	0.8	+70.57	0
	E	0,94	57.75	-0.3	-0.5	0.8	+10.85	-59.71
étage4	A'	0,94	60	-1	-0.5	0.8	-28.43	-102.6
	B'	0,94	60	-0.8	-0.5	0.8	-17.10	-91.2
	D	0,94	60	+0.8	-0.5	0.8	+74.10	0
	E	0,94	60	-0.3	-0.5	0.8	+11.40	-62.70
étage5	A'	0,94	64.78	-1	-0.5	0.8	-27.43	-110.77
	B'	0,94	64.78	-0.8	-0.5	0.8	-18.46	-98.46
	D	0,94	64.78	+0.8	-0.5	0.8	+80	0
	E	0,94	64.78	-0.3	-0.5	0.8	+12.31	-67.69

étage6	A'	0,94	68.25	-1	-0.5	0.8	-32.42	-116.71
	B'	0,94	68.25	-0.8	-0.5	0.8	-19.45	103.74
	D	0,94	68.25	+0.8	-0.5	0.8	+84.29	0
	E	0,94	68.25	-0.3	-0.5	0.8	+12.97	-71.32
étage7	A'	0,94	72	-1	-0.5	0.8	-34.2	-123.12
	B'	0,94	72	-0.8	-0.5	0.8	-20.52	-109.44
	D	0,94	72	+0.8	-0.5	0.8	+88.92	0
	E	0,94	72	-0.3	-0.5	0.8	+13.68	-75.24
étage8	A'	0,94	74.25	-1	-0.5	0.8	-35.27	-126.97
	B'	0,94	74.25	-0.8	-0.5	0.8	-21.16	-112.86
	D	0,94	74.25	+0.8	-0.5	0.8	+91.70	0
	E	0,94	74.25	-0.3	-0.5	0.8	+14.11	-77.59
étage9	A'	0,94	78	-1	-0.5	0.8	-36.66	-131.97
	B'	0,94	78	-0.8	-0.5	0.8	-21.99	-117.31
	D	0,94	78	+0.8	-0.5	0.8	+95.32	0
	E	0,94	78	-0.3	-0.5	0.8	+14.66	-80.65

**TAB ( III- 12 )**; Les valeurs des pressions qj sur la toiture (V1)

NIVEAU	ZONE	Cd	q <sub>dyn</sub> (dan/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi ,1	Cpi,2	qj,1(dan/m2)	qj,2(dan/m2)
toiture	F	0.94	78	-1.6	-0.5	0.8	-80.65	-175.97
	G	0.94	78	-1.1	-0.5	0.8	-43.99	-139.31
	H	0.94	78	-0.7	-0.5	0.8	-14.66	-109.98
	I	0.94	78	+0.2	-0.5	0.8	+51.32	-43.99
		0.94	78	-0.2	-0.5	0.8	+21.99	-73.32



**Figure (III- 11)** ; Pression sur mes zones D, E, F, G, H, I(V1)

.....

TAB (III- 13) ; Actions d'ensemble

NIVEAU	ZONE	Sj(m <sup>2</sup> )	qj(daN/m <sup>2</sup> )	FW (dan)	FU (dan)
<b>RDC</b>	<b>D</b>	121.63	70.57	8583.43	0
<b>étage1</b>		121.63	70.57	8583.43	0
<b>étage2</b>		61.47	70.57	4337.94	0
<b>étage3</b>		61.47	70.57	4337.94	0
<b>étage4</b>		61.47	74.10	4559.23	0
<b>étage5</b>		61.47	80	4917.6	0
<b>étage6</b>		61.47	84.29	5181.31	0
<b>étage7</b>		61.47	88.92	5465.9	0
<b>étage8</b>		61.47	91.70	5636.8	0
<b>étage9</b>		61.47	95.32	5859.32	0
<b>RDC</b>	<b>E</b>	61.47	-59.71	-3670.37	0
<b>étage1</b>		61.47	-59.71	-3670.37	0
<b>étage2</b>		61.47	-59.71	-3670.37	0
<b>étage3</b>		61.47	-59.71	-3670.37	0
<b>étage4</b>		61.47	-62.70	-3854.17	0
<b>étage5</b>		61.47	-67.69	-4160.90	0
<b>étage6</b>		61.47	-71.32	-4384.04	0
<b>étage7</b>		61.47	-75.24	-4625.00	0
<b>étage8</b>		61.47	-77.59	-4769.46	0
<b>étage9</b>	61.47	-80.65	-4957.55	0	
<b>toiture</b>	F	28.37	-175.97	0	-4992.27
	G	28.39	-139.31	0	-3955.01
	H	227.53	-109.98	0	-25023.75
	I	194.85	-73.32	0	-14286.40
			<b>Niveaux</b>	<b>ΣFW</b>	<b>ΣFU</b>
			<b>RDC</b>	4913.73	0
			<b>étage1</b>	4913.73	0
			<b>étage 2</b>	667.57	0
			<b>étage 3</b>	667.57	0
			<b>étage 4</b>	705.06	0
			<b>étage 5</b>	756.7	0
			<b>étage 6</b>	797.27	0
			<b>étage 7</b>	840.9	0
			<b>étage 8</b>	867.34	0
			<b>étage 9</b>	901.77	0
			<b>toiture</b>	0	-48256.68

**3. Direction V2 du vent :**

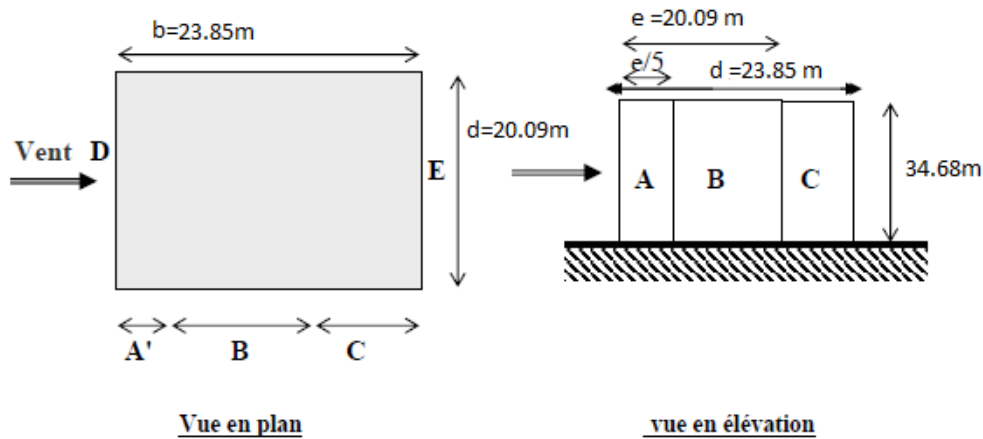
Suit les mêmes étapes que pour la direction V1.

Coefficient de pression extérieure Cpe :

❖ Parois verticales :

b=20.09m. ;d=23.85m. ; e=20.09m

d>e . la paroi est divisée en 3 zones de pression A,B,C,D et E qui sont illustrées sur la figure suivante.



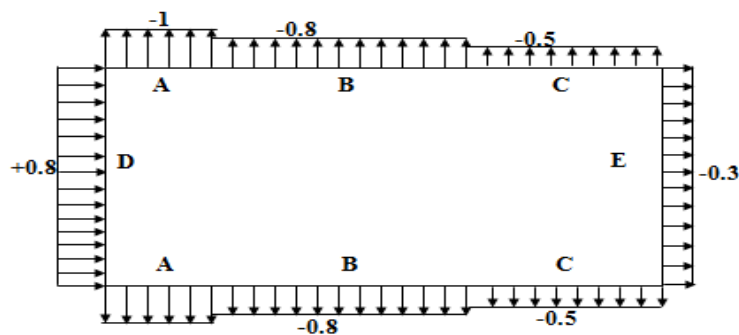
**Figure (III- 12);** légende pour les parois verticales

la surface de la paroi considérée  $S= 16.8 \times 17 = 285.6m^2 \geq 10m^2$ . donc :  $C_{pe} = C_{pe.10}$

D’après le tableau RNV99[1] on a

**TAB (III- 14) ;**  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiments

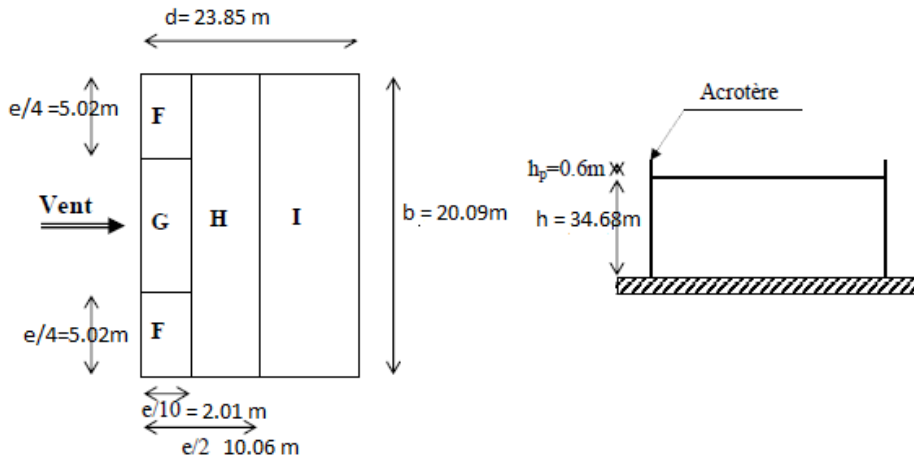
A	B	C	D	E
C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3



**Figure( III- 13) ;** Valeur de Cpe pour les parois verticales

❖ **Pour la toiture :**

- Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.
- Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure
- $e = \min [b ; 2h] = 20.09 \text{ m}$
- b: dimension du coté perpendiculaire au vent

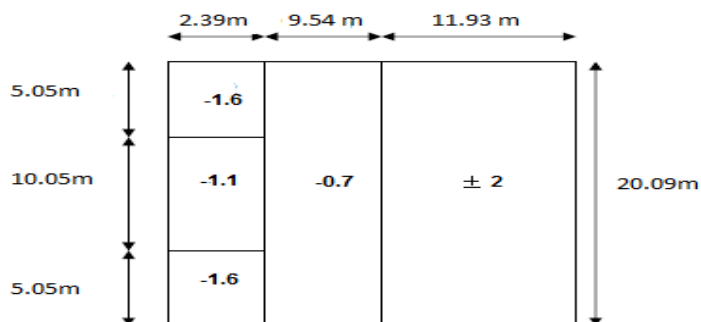


**Figure (III- 14) ;** légende pour la terrasse

Dans notre cas  $h_p/h = 0,6/34.68 = 0,01$ .

**TAB (III- 15) ;** Valeurs de Cpe de la toiture

F	G	H	I
Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10
-1.6	-1.1	-0.7	$\pm 2$



**Figure (III-15) :** Valeur de Cp pour la toiture

**1. Coefficient de pression interne  $C_{pi}$  :**

Pour  $C_{pi1}$ ,  $C_{pi2}$  dans le cas des bâtis avec cloisons intérieurs sont 0.8 et -0.5

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ RNV99}[1]$$

es résultants de  $q_j$  sont données par le tableau suivants.

**TAB ( III- 16) ; Les valeurs des pressions  $q_j$** 

NIVEAU	ZONE	$C_d$	$q_{dyn}(\text{dan/m}^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}(\text{dan/m}^2)$	$q_{j,2}(\text{dan/m}^2)$
RCD	A'	0,945	57.75	-1	-0.5	0.8	-27.29	-98.23
	B'	0,945	57.75	-0.8	-0.5	0.8	-16.37	-87.32
	D	0,945	57.75	+0.8	-0.5	0.8	70.95	0.00
	E	0,945	57.75	-0.3	-0.5	0.8	10.91	-60.03
étage1	A'	0,945	57.75	-1	-0.5	0.8	-27.29	-98.23
	B'	0,945	57.75	-0.8	-0.5	0.8	-16.37	-87.32
	D	0,945	57.75	+0.8	-0.5	0.8	70.95	0.00
	E	0,945	57.75	-0.3	-0.5	0.8	10.91	-60.03
étage2	A'	0,945	57.75	-1	-0.5	0.8	-27.29	-98.23
	B'	0,945	57.75	-0.8	-0.5	0.8	-16.37	-87.32
	D	0,945	57.75	+0.8	-0.5	0.8	70.95	0.00
	E	0,945	57.75	-0.3	-0.5	0.8	10.91	-60.03
étage3	A'	0,945	57.75	-1	-0.5	0.8	-27.29	-98.23
	B'	0,945	57.75	-0.8	-0.5	0.8	-16.37	-87.32
	D	0,945	57.75	+0.8	-0.5	0.8	70.95	0.00
	E	0,945	57.75	-0.3	-0.5	0.8	10.91	-60.03
étage4	A'	0,945	60	-1	-0.5	0.8	-28.35	-102.06
	B'	0,945	60	-0.8	-0.5	0.8	-17.01	-90.72
	D	0,945	60	+0.8	-0.5	0.8	73.71	0.00
	E	0,945	60	-0.3	-0.5	0.8	11.34	-62.37
étage5	A'	0,945	64.78	-1	-0.5	0.8	-30.61	-110.19
	B'	0,945	64.78	-0.8	-0.5	0.8	-18.37	-97.95
	D	0,945	64.78	+0.8	-0.5	0.8	79.58	0.00
	E	0,945	64.78	-0.3	-0.5	0.8	12.24	-67.34
étage6	A'	0,945	68.25	-1	-0.5	0.8	-32.25	-116.09
	B'	0,945	68.25	-0.8	-0.5	0.8	-19.35	-103.19
	D	0,945	68.25	+0.8	-0.5	0.8	83.85	0.00
	E	0,945	68.25	-0.3	-0.5	0.8	12.90	-70.95
étage7	A'	0,945	72	-1	-0.5	0.8	-34.02	-122.47
	B'	0,945	72	-0.8	-0.5	0.8	-20.41	-108.86
	D	0,945	72	+0.8	-0.5	0.8	88.45	0.00
	E	0,945	72	-0.3	-0.5	0.8	13.61	-74.84
étage8	A'	0,945	74.25	-1	-0.5	0.8	-35.08	-126.30
	B'	0,945	74.25	-0.8	-0.5	0.8	-21.05	-112.27



	<b>D</b>	0,945	74.25	+0.8	-0.5	0.8	91.22	0.00
	<b>E</b>	0,945	74.25	-0.3	-0.5	0.8	14.03	-77.18
<b>étage9</b>	<b>A'</b>	0,945	78	-1	-0.5	0.8	-36.86	-132.68
	<b>B'</b>	0,945	78	-0.8	-0.5	0.8	-22.11	-117.94
	<b>D</b>	0,945	78	+0.8	-0.5	0.8	95.82	0.00
	<b>E</b>	0,945	78	-0.3	-0.5	0.8	14.74	-81.08

**TAB (III- 17) : Les valeurs des pressions qj sur la toiture (V2)**

NIVEAU	ZONE	Cd	qdyn(dan/m2)	Cpe	Cpi ,1	Cpi,2	qj,1(dan/m2)	qj,2(dan/m2)
toiture	F	0.94	78	-1.6	- 0.5	0.8	-81.08	-176.90
	G	0.94	78	-1.1	- 0.5	0.8	-44.23	-140.05
	H	0.94	78	-0.7	- 0.5	0.8	-14.74	-110.57
	I	0.94	78	+0.2	- 0.5	0.8	51.60	-44.23
		0.94	78	-0.2	- 0.5	0.8	22.11	-73.71

## ❖ Calcul de la force résultant R sur le bâtiment :

TAB ( III- 18) ; Actions d'ensemble

NIVEAU	ZONE	Sj(m <sup>2</sup> )	qj(daN/m <sup>2</sup> )	FW (dan)	FU (dan)
<b>RDC</b>	<b>D</b>	102.46	70.95	7269.54	0
<b>étage1</b>		102.46	70.95	7269.54	0
<b>étage2</b>		61.47	70.95	4361.30	0
<b>étage3</b>		61.47	70.95	4361.30	0
<b>étage4</b>		61.47	73.71	4530.95	0
<b>étage5</b>		61.47	79.58	4891.78	0
<b>étage6</b>		61.47	83.85	5154.26	0
<b>étage7</b>		61.47	88.45	5437.02	0
<b>étage8</b>		61.47	91.22	5607.29	0
<b>étage9</b>		61.47	95.82	5890.05	0
<b>RDC</b>	<b>E</b>	61.47	-60.03	-3690.04	0
<b>étage1</b>		61.47	-60.03	-3690.04	0
<b>étage2</b>		61.47	-60.03	-3690.04	0
<b>étage3</b>		61.47	-60.03	-3690.04	0
<b>étage4</b>		61.47	-62.37	-3833.88	0
<b>étage5</b>		61.47	-67.34	-4139.39	0
<b>étage6</b>		61.47	-70.95	-4361.30	0
<b>étage7</b>		61.47	-74.84	-4600.41	0
<b>étage8</b>		61.47	-77.18	-4744.25	0
<b>étage9</b>		61.47	-81.08	-4983.99	0
<b>toiture</b>	<b>F</b>	28.37	-176.90	0	-5018.65
	<b>G</b>	28.39	-140.05	0	-3976.02
	<b>H</b>	227.53	-110.57	0	-25041.27
	<b>I</b>	194.85	-73.71	0	-14362.39
			<b>Niveaux</b>	<b>ΣFW</b>	<b>ΣFU(dan)</b>
			<b>RDC</b>	3579.5	0
			<b>étage1</b>	3579.5	0
			<b>étage 2</b>	671.26	0
			<b>étage 3</b>	671.26	0
			<b>étage 4</b>	697.07	0
			<b>étage 5</b>	752.39	0
			<b>étage 6</b>	792.96	0
			<b>étage 7</b>	836.61	0
			<b>étage 8</b>	863.04	0
			<b>étage 9</b>	906.06	0
			<b>toiture</b>	0	-48398.33

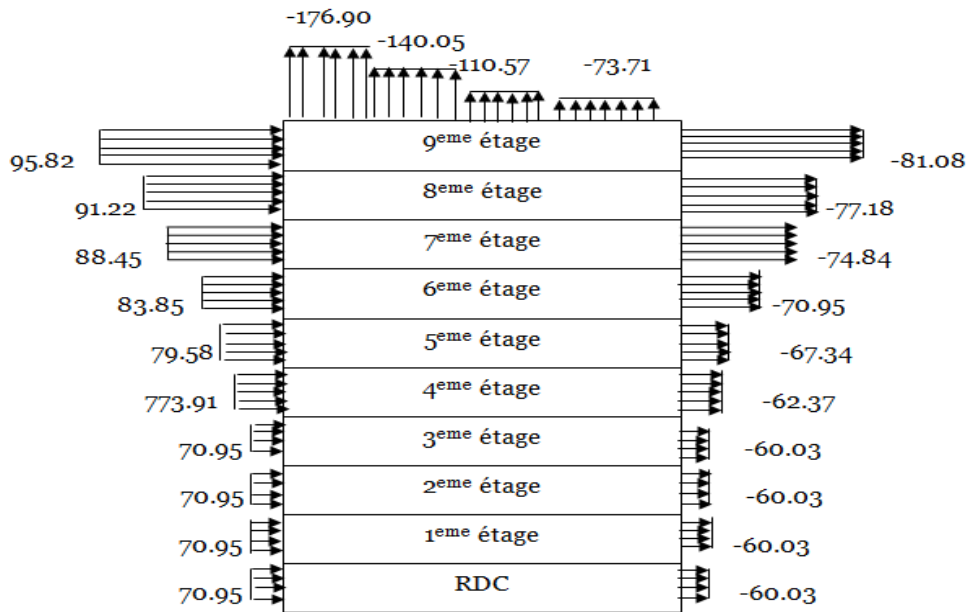


Figure (III- 15) ; Pression sur mes zones D,E,F,G,H,I(V2)

**III.4.2.Calcul de la force de frottement :**

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie IV, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent et la toiture.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :  $F_{fr} = \sum(q_{dyn}(Z_j) * C_{frj} * S_{frj})$  (RNV99)[1]

$C_{fr} = 0.01$  (Tableau 2.1 RNV99)

TAB( III- 19) ; Force de frottement direction du vent V1

Niveau	$q_{dyn}(Z_i)$	$C_{fr}$	$S_{frj}(m^2)$	$F_{fr}(\text{danN.m})$
RDC	57.75	0.01	102.46	59.17
1 <sup>ème</sup> étage	57.75	0.01	102.46	59.17
2 <sup>ème</sup> étage	57.75	0.01	61.47	35.50
3 <sup>ème</sup> étage	57.75	0.01	61.47	35.50
4 <sup>ème</sup> étage	60	0.01	61.47	35.50
5 <sup>ème</sup> étage	64.78	0.01	61.47	35.50
6 <sup>ème</sup> étage	68.25	0.01	61.47	35.50
7 <sup>ème</sup> étage	72	0.01	61.47	35.50
8 <sup>ème</sup> étage	74	0.01	61.47	35.50
9 <sup>ème</sup> étage	78	0.01	61.47	35.50
toiture	78	0.01	479.15	373.74

**TAB (III- 20) ; Force de frottement direction du vent V2**

Niveau	$q_{dyn}(Z_i)$	$C_{fr}$	$S_{frj}(m^2)$	$F_{fr}(\text{danN.m})$
RDC	57.75	0.01	121.63	70.24
1 <sup>eme</sup> étage	57.75	0.01	121.63	70.24
2 <sup>eme</sup> étage	57.75	0.01	72.98	42.15
3 <sup>eme</sup> étage	57.75	0.01	72.98	42.15
4 <sup>eme</sup> étage	60	0.01	72.98	42.15
5 <sup>eme</sup> étage	64.78	0.01	72.98	42.15
6 <sup>eme</sup> étage	68.25	0.01	72.98	42.15
7 <sup>eme</sup> étage	72	0.01	72.98	42.15
8 <sup>eme</sup> étage	74	0.01	72.98	42.15
9 <sup>eme</sup> étage	78	0.01	72.98	42.15
toiture	78	0.01	479.15	373.74

### III.4.3.Effet de la neige

Charge de neige sur les toitures : La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_K \quad [ \text{kN/m}^2 ]$$

$S_K$  : est la charge de neige sur le sol

$\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture,

Notre bâtiment situé à la wilaya d'Oran c'est-à-dire en zone de neige : zone B

- ✓  $\mu = 0,8$
- ✓  $S_K = ((0,04 \times H) + 10) / 100$
- ✓  $H$  : l'altitude par rapport au niveau de la mer en (m)  $H = 100 \text{ m}$
- ✓  $S_K = ((0,04 \times 100) + 10) / 100 = 14 \text{ kg} / \text{m}^2$
- ✓  $S = \mu S_K = 0,8 \times 14 = 11,2 \text{ dan} / \text{m}^2$

### III.4.4.effet de la variation de la température :

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres dans les appuis et dans les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée de gradient thermique)

Pour notre structure ; on n'a pas pris en compte l'effet de la température pour les justifications suivantes :

- la longueur minimale pour la quelle on doit tenir compte l'effet thermique est de 50m, et celle de notre cas est de: 34.68m
- la zone d'implantation (ORAN) a une faible variation de température.



# Chapitre IV



***PRE DIMENSIONNEMENT***

### IV.1.Introduction :

Les présentes règles ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des projets de constructions en acier. L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions. Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives), on pré dimensionne chaque élément à partir de trois conditions de résistance et de déformation.

### IV.2.Quelques notions relatives au règlement Eurocode03

#### 1. Objectif

Le règlement eurocode3 a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier. Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

#### 2. Domaine d'application :

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci-dessous :

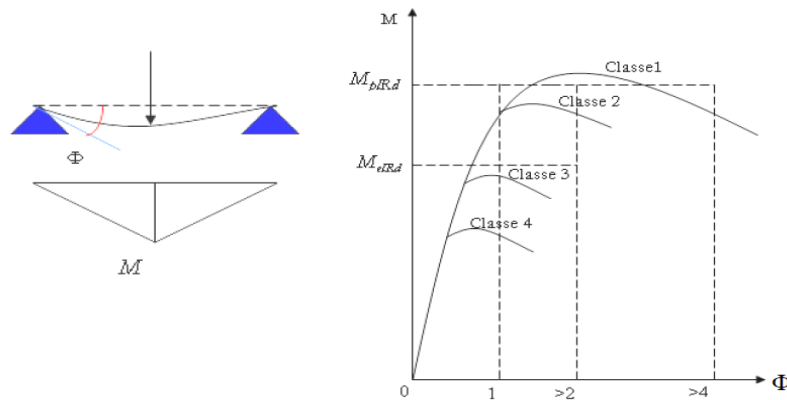
- ✓ les bâtiments courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins.
- ✓ les structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier à haute résistance.

#### 3. Classification des sections transversales selon le Eurocode03

Pour les besoins de calcul l'Eurocode3 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

- A. Classe 1 ;** Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- B. Classe 2 ;** Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- C. Classe 3 ;** Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- D. Classe 4 ;** Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous ;



**Figure (IV - 1) :** Lois types de comportement moment-rotation correspondant p

- **$M_{plRd}$** : moment à l'état plastique réduit.
- **$M_{elRd}$** : moment à l'état élastique réduit
- **$\Phi_p$** : rotation
- **$\Phi_{pl}$** : rotation à l'état plastique

#### 4. Coefficient partiel de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité  $M$  pour les matériaux doit être prise égal aux valeurs suivantes :

- ⇒ Section de classe (1, 2,3)  $\rightarrow \gamma_{M0}=1.1$
- ⇒ Section de classe (4)  $\rightarrow \gamma_{M1}=1.1$
- ⇒ Sections nettes au droit des trous  $\rightarrow \gamma_{M2}=1.25$
- ⇒ Cas des états limites ultimes des éléments  $\rightarrow \gamma_{M1}=1.10$

#### 5. Valeurs limites des flèches

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci- dessous ;

TAB (IV- 21) : Les valeurs limites flèches

Conditions	flèche dans l'état final)
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où $\delta_{V_{\max}}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

### IV.3. Pré dimensionnement

#### IV.3.1. Pré dimensionnement des solives

Les solives Sont des poutrelles en IPE qui travaillent a la flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante:

$$0.7m \leq L \leq 1.50m \quad (\text{DTR})$$

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour une distance de  $L=1.35m$

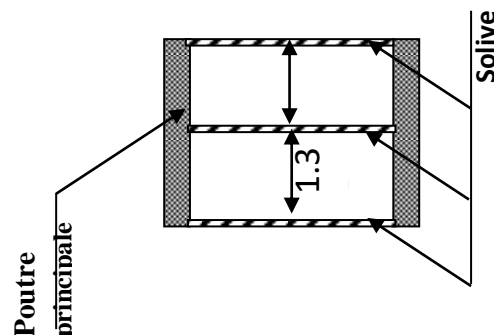


Figure (IV - 2) ; Présentation schématique d'une solive

#### 1. Les solives plancher terrasse

S : surface reprise par la solive

$$S = 5.20 \times 1.35 = 7.02 \text{ m}^2$$

✚ La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

- ✓  $G = 448 \text{ kg/m}^2$
- ✓  $Q = 100 \text{ kg/m}^2$



✚ prend en compte la surcharge de Neige :  $N_N = 11.2 \text{ kg/m}^2$

### a. Condition de flèche

- La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{\max} \leq \bar{f}$
- Pour une poutre bi articulée ;

$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI}$$

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} \quad \text{Planchers en général}$$

⇒ Q : la charge non pondérée  $Q = G + q + N_N = 559.2 \text{ kg/m}^2$

⇒ Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

⇒ La charge sur la solive ;  $Q = 559.2 \times 1.35 = 754.92 \text{ kg/m}$

⇒ Le module d'élasticité  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

⇒  $L = 5.20 \text{ m} = 520 \text{ cm}$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = 1645.39 \text{ cm}^4$$

$I_y = 1645.39 \text{ cm}^4$  (  $I/A_{\text{IPE200}} = 1645.39/28.5 = 57.73 \text{ cm}^2 > I/A_{\text{HEB280}} = 1645.39/$

$131.4 = 12.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **IPE200** pour les solives

**TAB (IV- 2) : Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 200**

DESIGN ATION abrégiée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>r</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 200</b>	22.4	28.5	200	100	8.5	1943	142.4	220.6	2.47	8.2	2.24

### b. Vérification de la flèche

$$\frac{L}{250} = \frac{520}{250} = 2.08 \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 7.54 \times (520)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1943} = 1.76 \leq 2.08 \quad \text{CV}$$

### c. La classe de la section transversale :

✚ **La semelle**

$b = 100 \text{ mm}$

$C = b/2 = 100/2 = 50 \text{ mm}$

$t_r = 6.9 \text{ mm}$

$C/t_r = 5.88 < 10\varepsilon \cong 10$  donc la semelle est de **classe 1**.

### ✚ Ame fléchie

$$d=159 \text{ mm}$$

$$t_w=5.6 \text{ mm}$$

$$d/t_w=28.39 < 72\varepsilon \cong 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener la plasticité.

#### d. Vérification de la valeur limite de vibration

$$f_o = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\alpha}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \text{ Tel que :}$$

$$\alpha = 22,37$$

$$L=3,15\text{m}$$

$$m=40.63\text{kg}$$

$$I=541\text{cm}^4$$

$$f_o = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{22,37}{(520)^2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{40,63}} = 0,003\text{hz} < 3\text{hz CV.}$$

#### e. Condition de résistance

$$G=448+11.2=459.2\text{kg/m}^2$$

$$Q \text{ (pondérée)} = 4/3G + 17/12(p+N_N)$$

Pour une bonde de 1.35m

$$Q=769.8 \times 1.35 = 1039.23\text{kg/m}^2$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1039.23 \times (5.2)^2}{8} = 3512.60\text{kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{27.5 \times 220.6}{1,1} = 5515\text{kg.m}$$

$$M_{sd}=3512.60\text{kg.m} \quad ; \quad M_{pl.y}=5515 \text{ kg.} \Rightarrow M_{sd} < M_{pl.y} \text{ Donc c'est vérifié}$$

## 2. Les solives de plancher courant

Vue que la charge  $Q=595.2\text{kg/m}^2$  et les solives des étages courants ont la même longueur

$\Rightarrow$  Donc on garde le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure.

## 3. La poutre principale intermédiaire pour plancher courant

En fonction de l'espacement qui existe entre les solives cette poutre sera sollicitée par 3 charges ponctuelles.

$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI}$$

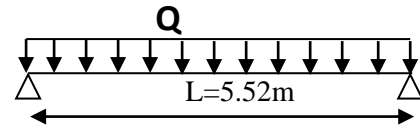


Figure (IV - 3); Poutre principale de rive pour plancher terrasse

Chargement de la poutre ;

- ✓  $G=434 \times 4.92 + 22.4 \times 4.92 \times 3 = 2465.90 \text{ kg/m}$
- ✓  $Q=2465.90 + (150 + 11.2) \times 4.92 = 3259 \text{ kg/m}$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = 8496,9 \text{ cm}^4$$

$I_y = 11770 \text{ cm}^4$  ( $I_y/A_{\text{IPE330}} = 188 \text{ cm}^2$  et  $I_y/A_{\text{HEB260}} = 126 \text{ cm}^2$ )  $\Rightarrow$  IPE330

TAB (IV-3) ; La poutre principale intermédiaire IPE330 :

profile	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE330</b>	49.1	53.8	330	160	11.5	11770	788.1	804.3	154	13.7	3.55

**a. Vérification de la flèche**

$$\frac{L}{250} = \frac{552}{250} = 2,208$$

$$\frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 32.59 \times (552)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 11770} = 2.1 < 2.208 \text{ Donc : c'est vérifié}$$

**b. La classe de la section transversale (IPE330)**

⚡ La semelle

$$b=1560\text{mm}$$

$$C=b/2=160/2=80\text{mm}$$

$$t_f=10.7\text{mm}$$

$C/t_f=7,47 < 10\varepsilon \cong 10$  donc la semelle est de classe 1.

⚡ Ame fléchie

$$d=271 \text{ mm}$$

$$t_w=7.5\text{mm}$$

$d/t_w=36.13 < 72\varepsilon \cong 72$  donc l'âme est de classe 1

**c. Condition a la résistance**

$$Q=4/3(G+g)+17/12(q+N)=872,5\text{kg/m}$$

La charge Q sur une bonde de (4,92m)

$$Q=872,5 \times 4,92=4292.7\text{kg/m}$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{4292,7 \times (5,52)^2}{8} = 1635.03 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{27,5 \times 788.1}{1,1} = 19702.5 \text{ kg.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.y} \text{ Donc : CV}$$

**IV.3.2. Pré dimensionnement de la poutre palier ;**

La charge offerte à la poutre palliée est due aux deux demis de volées et le cloison ci-dessus plus le palier ;

$$G_{cloison}=178\text{kg/m}^2 \quad G_{volée}=121 \text{ kg/m}^2 \quad G_{palier}=286 \text{ kg/m}^2$$

Charge d'exploitation : Q = 250 daN/m<sup>2</sup>

$$Q=1,35 (706) +1,5 (250)=1328,1 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{5 \times Q \times L^4}{384 EI} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = 1129.64 \text{ cm}^4$$

La poutre palière est de profilée IPE180

**TAB (IV- 4) ; Pré dimensionnement de la poutre**

élément	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	profilé	I <sub>x</sub> exacte	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	S(cm <sup>2</sup> )	P(dan/m <sup>2</sup> )
P. Solive	1645,39	IPE200	1943	220,6	28,48	22,4
p. principale	800592	IPE330	11770	804,3	53,8	49,1
p. secondaire	1645,39	IPE200	1943	220.6	28,48	22,4
Poutre palière	1129,64	IPE180	1317	166.4	23,9	18,8

**IV.3.3. Pré dimensionnement des poteaux ;**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs provenant des charges permanentes, de la neige et de la surcharge d'exploitation aux fondations.

Les poteaux sont sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N<sub>sd</sub> de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$N_{sd} \leq N_{C.Rd}$$

**tell que :**

- ✓  $N_{sd}$  : Effort de compression.
- ✓  $N_{CDR}$  : La résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement il été retenu des profils HEA dont la résistance au flambement dans le plan x-x est meilleure que celle des profils IPE
- ✓ La surface reprise par le poteau central :  $S = 5.5 \times 4.92 = 27.06 \text{ m}^2$
- ✓ La surface reprise par le poteau rive :  $S = 5.52 \times 2.3 = 12.65 \text{ m}^2$ .
- ✓ Charge permanent de plancher terrasse :  $G = 448 \text{ Kg/m}^2$ .
- ✓ Charge permanent de plancher courant :  $G = 434 \text{ Kg/m}^2$ .
- ✓ Charge d'acrotère :  $G = 172,5 \text{ Kg/ml}$ .
- ✓ Charge des cloisons extérieures :  $G = 178 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Charge de poutre de chinage et de solive IPE200 :  $G = 22.4 \text{ Kg/m}$ .
- ✓ Charge de poutre principale IPE300 :  $G = 4202 \text{ Kg/m}$ .
- ✓ Charge d'exploitation terrasse :  $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$ .
- ✓ Charge d'exploitation courant :  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Charge de neige :  $N_0 = 11,2 \text{ Kg/m}^2$

**1. Exemple de calcules Pour 9<sup>ième</sup>étage :****a. Poteau central HEB 100 (On prend le poteau le plus sollicité) :****⇒ Détermination des charges**

- ✓ Charge permanente =  $448 \text{ kg/m}^2$
- ✓ Charge de poutre de chinage et de solive IPE200 :  $G = 22,4 \text{ Kg/m}$ .
- ✓ Charge de poutre principale IPE300 :  $G = 42,2 \text{ Kg/m}$ .
- ✓ Surcharge d'exploitation =  $100 \text{ kg/m}^2$
- ✓ Neige normal =  $11.2 \text{ kg/m}^2$
- ✓  $Q = 4/3G + 17/12(q + N) = 841 \text{ kg/m}^2$
- ✓  $N = 841 \times 27.06 = 22757.46 \text{ Kg} = 227.57 \text{ KN}$
- ✓  $N_{c,Rd} = A f_y / \gamma M_0 = 530 \text{ KN} > 227.57 \text{ KN}$  donc **c'est vérifier**

**b. Poteau de rive HEB 100 On prend le poteau le plus sollicité ;****⇒ Détermination des charges ;**

- ✓ Charge permanente =  $434 \text{ kg/m}^2$
- ✓ Charge de poutre de chinage et de solive IPE200 :  $G = 22,4 \text{ Kg/m}$ .
- ✓ Charge de poutre principale IPE300 :  $G = 42,2 \text{ Kg/m}$ .
- ✓ Charge des cloisons extérieures :  $G = 178 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Charge d'acrotère :  $G = 172,5 \text{ Kg/ml}$ .
- ✓ Surcharge d'exploitation =  $100 \text{ kg/m}^2$

- ✓ Neige normal=11.2 kg/m<sup>2</sup>
- ✓  $Q=4/3G+17/12(q+ N)=1033.86 \text{ kg/m}^2$

$$N= 1101.66 \times 12.65 = 139.36 \text{ KN}$$

$$N_{c.Rd} = A f_y / \gamma M_0 = 530 \text{ KN} > 130.78 \text{ KN} \text{ donc c'est vérifier}$$

**TAB (IV-5) ; Pré dimensionnement des poteaux**

Etage	Position des poteaux	profilé	N <sub>cd</sub>	N <sub>sd</sub>	Admis non admis
9 <sup>ieme</sup> étage	p. central	HEB100	650	227.57	Profilé admis
	p. rive	HEB100	650	139.36	Profilé admis
8 <sup>ieme</sup> étage	p. central	HEB100	650	469.26	Profilé admis
	p. rive	HEB100	650	313,82	Profilé admis
7 <sup>ieme</sup> étage	p. central	HEB160	1357,5	710,95	Profilé admis
	p. rive	HEB160	1357,5	488,28	Profilé admis
6 <sup>ieme</sup> étage	p. central	HEB160	1357,5	952,64	Profilé admis
	p. rive	HEB160	1357,5	662,72	Profilé admis
5 <sup>ieme</sup> étage	p. central	HEB160	1357,5	1194,33	Profilé admis
	p. rive	HEB160	1357,5	837,20	Profilé admis
4 <sup>ieme</sup> étage	p. central	HEB200	1952,5	1436,02	Profilé admis
	p. rive	HEB200	1952,5	1011,66	Profilé admis
3 <sup>ieme</sup> étage	p. central	HEB200	1952,5	1677,71	Profilé admis
	p. rive	HEB200	1952,5	1186,12	Profilé admis
2 <sup>ieme</sup> étage	p. central	HEB200	1952,5	1919,40	Profilé admis
	p. rive	HEB200	1952,5	1360,58	Profilé admis

### c. Pré-dimensionnement des poteaux en béton armé :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite. L'effort normal ultime agissant Nu d'un poteau doit être supérieur ou égale à la valeur suivante :

$$Br \geq \frac{\beta.Nu}{\frac{fbc}{0,9} + \frac{0,85.A.fe}{Br.\gamma_s}}$$

⇒ **Calculé la section réduite :**

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{\text{PRS}} + N_{\text{PS}}$$

$$N_u = 1.15 P_u.$$

$$N_u = 1807,88 \text{ kN selon un outil de calcul}$$

$$\text{On peut prendre } B = 1\% \rightarrow A = 0,01 \times B r$$

$\beta$ : C'est la correction qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \dots\dots\dots \lambda \leq 50 \\ \Rightarrow \beta = 0.85 \lambda^2 / 1500 \dots\dots\dots 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \Rightarrow \text{On fixe } \lambda = 35 \text{ (stabilité vis à vis du flambement)} \end{array} \right.$$

$$\text{Dance ; } \beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2$$

D'après le B.A.E.L on prend :  $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$  Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\Theta = 1$  la durée d'application charges > 24 heure

$$\gamma = 1,5 \text{ (Cas générale)}$$

$$\Rightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas générale)}$$

Donc :

$$Br \geq \frac{1.2 \times 1807,88 \times 10^{-3}}{\frac{14.17}{0,9} + \frac{0,85 \times 0.01 \times 400}{1,15}} \rightarrow Br \geq 0.116 \text{ m}^2$$

➤ **Poteau carrée (a = b)  $Br \geq (a - 0.02)^2$**

$$a \geq \sqrt{Br} + 0.02 = 0.36 \text{ m}$$

⇒ On prend :  $a = b = 0,40 \text{ m}$

➤ **Les conditions de RPA 99 versions 2003 :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq \frac{h_p}{20} \rightarrow \min(40; 40) \geq \frac{510}{20} = 25.5 \dots CV \\ \min(a; b) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \min(40; 40) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots CV \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Condition de flambement et Elancement  $\lambda$  :**

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 5,1 \Rightarrow L_f = 3,57 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow \begin{cases} I = \frac{0,40^3 \times 0,40}{12} = 2,1 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \\ B = 0,40 \times 0,40 = 0,16 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$i = \sqrt{\frac{2,1 \times 10^{-3}}{0,16}} \Rightarrow i = 0,114 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{3,57}{0,114} \Rightarrow \lambda = 31,31 < 50 \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

TAB (IV- 6) ; Pré dimensionnement des poteaux BA

Etage	N (kN)	Poteau (axb) cm <sup>2</sup>	Les conditions de RPA 99	Condition de flambement et Elancement $\lambda$
1 <sup>ier</sup> étage	1807,88	40x40	vérifie	$\lambda = 31,31 \leq 50 \dots$ vérifie
RDC	2349,56	45x45	vérifie	$\lambda = 27,46 \leq 50 \dots$ vérifie
sous-sol	2891,24	50x45	vérifie	$\lambda = 25,5 \leq 50 \dots$ vérifie

**d. Predimensionnements de poutres en PRS:** a cause de la retombais on va choisir les profilées en PRS.

### 1. des membrures :

D'après le (Tab. 2.1) qui représente le rapport largeur –épaisseur maximaux pour parois comprimée Semelle en console, on considère que la semelle est de classe 1 :

➤ D'après L'Euro code 3 partie1-1 :

$$C / tf \leq 9 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = 1 \quad \text{et} \quad f_y = 235 \quad (2.1)$$

➤ D'après le livre conception et disposition constructive :

$$400 \leq b \leq 1300 \text{ mm}$$

b : est la largeur de la semelle.

⇒ On prend  $b = 400 \text{ mm.}$

➤ D'après (2.1)  $tf \geq 40 \text{ mm.}$  On prend  $tf = 50 \text{ mm}$

### 2. Epaisseur de l'âme tw :

L'épaisseur de l'âme doit et prédéterminée en tenant compte de trois conditions dont on ne retiendra que la plus limitant et Les phénomènes de voilements les difficultés d'usinage d'une âme trop mince

➤ D'après le (Tab 2.2) qui représente les rapports largeur –épaisseur maximaux pour parois comprimées âme .Pour notre cas on considère que . et l'âme est de classe 3, âme fléchie donc :

➤ D'après le livre conception et disposition constructive :



⇒  $d / t_w \leq 124 \varepsilon$  L'épaisseur minimale de l'ame :  $t_w \geq 0.005hw$

⇒ On prend  $hw = 750 \text{ mm}$  donc  $t_w \geq 3.25 \text{ mm}$

⇒ On prend  $t_w = 20 \text{ mm}$

Poids propre de poutre PRS :

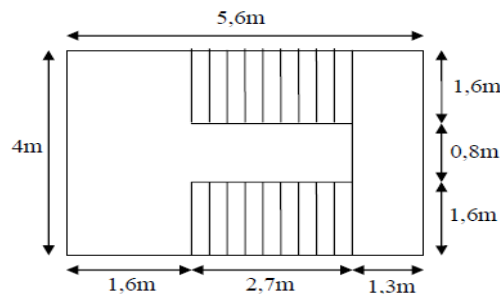
$g = \rho * A$  avec

$A = hw * t_w + 2 * b * t_f = 0.079 \text{ m}^2$  et  $\rho_{\text{acier}} = 78,42 \text{ kN/m}^3$

⇒ Donc :  $g = 6,195 \text{ kN/ml}$

**3. Predimensionnements des escalier**

les escaliers sont constitués en charpente métallique et pour le dimensionnement des marches (g : giron) et contre marches (h), on utilise la formule de BLONDEL



**Figure (IV - 4) ; Schéma d'escalier à deux paillasse**

**59cm ≤ (g+2h) ≤ 66cm**(condition de BLONDEL)

Avec ; h: varie de 14cm à 20cm et g : varie de 22cm à 30cm

- ⚡ Hauteur d'étage cordant .....he = 3,06m
- ⚡ Hauteur d'étage (so-sol ; RDC ; 1<sup>er</sup>);.....he = 5.10m
- ⚡ Giron .....g = 30cm

**a. Calcule les escalier ;**

**On a :**

$59\text{cm} \leq (30 + 2h) \leq 66\text{cm} \Rightarrow 14,5\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Pour : h= 17cm on a 15 marches par volée

**b. La longueur de la ligne de foulée sera :**

$L = g (n-1) = 30(10-1)$

$L = 2,7 \text{ m}$

**c. L'inclinaison de la paille :**

$$tg(\alpha) = \frac{170}{240} \leftrightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

**d. La longueur de la paille :**

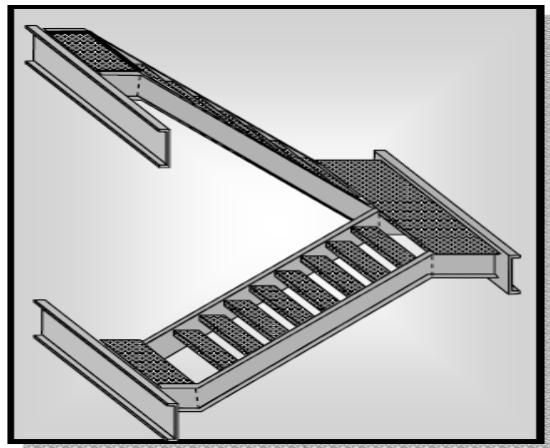
$$L = \frac{170}{\sin \alpha} = 2,94m$$

**e. Dimensionnement des éléments porteur :****✚ Volée :**

$$G = 121 \text{ daN/m}^2$$

$$G = 336 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

**✚ Cornière de marche :** On modélise la marche comme une poutre simplement appuyé :**Figure (IV - 5) :** Escalier des étages

On vérifie la condition de flèche :  $\frac{(5Pl^4)}{348EL} \leq \frac{L}{300}$

$$L = 160 \text{ cm}$$

$$P = (120 \times 0,3 + 250 \times 0,3) = 111,3 \text{ daN/ml} \Rightarrow I \geq 8,466 \text{ cm}^4$$

⇒ On optera à des cornières ; L45×45×6

**✚ La vérification :**

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

$$P = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q = 166,19 \text{ daN/ml}$$

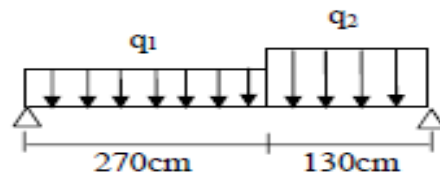
$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x} = 18,40 \text{ daN/mm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée ;  $\sigma_f = 18,40 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$  et notre cornière est **admise**

✚ **Limon UPN ;**

$$q_1 = 0.8 (121 + 250) = 296,8 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = 0.8 (336 + 250) = 468,8 \text{ daN/ml}$$



**Figure (IV - 6) ; la distribution des charge sur limon**

On vérifie la condition de flèche :  $\frac{(5Pl^4)}{348EL} \leq \frac{L}{300}$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$P = 468,8 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Dance : } I \geq 557,20 \text{ cm}^4$$

⇒ On optera pour le limon du profilé **UPN140**

✚ **La vérification pour le limon du profilé UPN140 ;**

$$\text{On a : } \begin{cases} q_1 = 429,06 \text{ daN/ml} \\ q_2 = 658,40 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{charge équivalent : } q_{equi} = (q_1 L_1 + q_2 L_2) / (L_1 + L_2) ;$$

$$\text{avec ; } \begin{cases} L_1 = 270 \text{ cm} \\ L_2 = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

$$q_{equi} = 503,59 \text{ daN/ml}$$

✚ **La condition de résistance :  $\sigma_f \leq \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$**

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x} = 11,65 \text{ daN/mm}^2$$

➤ La condition est vérifiée ;  $\sigma_f = 11,65 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$  et

notre profilé UPN140 est **admis**



# Chapitre V

---



## *ETUDE SISMIQUE*

## V.I. Introduction

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition est brusque et surtout imprévue.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas de séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans un domaine limite.

## V.2. Le séisme

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de 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 atteignant la surface du sol..

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0. C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, acier, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

## V.3. Critères de classification par le RPA99 version2003

### V.3.1. Classification de l'ouvrage

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Oran se situe dans une zone de sismicité moyenne ZONE IIa

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.

- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment a usage d'habitation, il est considéré comme ouvrage de grande importance 1B .Selon le rapport géotechnique relatif a cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S2

#### V.4.Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \quad \text{formule(4.1)}$$

#### V.4.1.Coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par un tableau (4.1) dans le RPA en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment. Et dans notre cas ;

- Zone IIa
- il s'agit d'un bâtiment a usage d'habitation : groupe 2     **A=0.25**

#### V.4.2. Coef de comportement global de la structure (R) :

Le **RPA** exige dans le cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux direction concéderais il ya lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite. Donc on prend la valeur de **R=3** pour notre structure

#### V.4.3.Facteur d'amplification dynamique moyen D :

##### a) Calcul de la période :

Fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

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

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Nous avons un portique en acier avec remplissage dense

D'après le tableau (4.2)  $\Rightarrow \xi = 5\%$      D'où :  $\eta = 1 > 0.7 \Rightarrow \eta = 1$

- ❖ **T** : période fondamentale de la structure
- ❖  $T = C_t * h_n^{3/4}$

- ❖  $h_n$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).  $h_n = 34.68\text{m}$
- ❖  $C_t$  : coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage donné par le tableau (4.6).
- ❖ On a : contreventement assuré par palées triangulées et des murs en maçonnerie :  $C_t = 0.05$
- ❖ Donc :  $T = 0,05 \cdot (34.68)^{3/4} = 0.64\text{s}$

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions Considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite. Pour notre cas  $R=3$

Les périodes caractéristiques associées a la catégorie de site est donnée par (Tableau 4.7 [2]) Donc :  $T_1 = 0,15\text{ sec}$  ;  $T_2 = 0,40\text{ sec}$ .

$$T_2 \leq T = 0.71\text{s} \leq 3\text{s} \text{ donc : } D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 1.70$$

#### V.4.4.Facteur de qualité (Q):

La qualité de contrôle de la construction et sa valeur est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

A partir du (tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 )

$$\text{On trouve : } Q = 1 + \sum P_q = 1.15$$

#### V.4.5.Calcul de poids total de la structure W(t):

- ❖  $W$  ; est égal à la somme des poids  $W_i$
- ❖  $W = \sum W_i$  Avec :  $W_i = G + \beta \cdot Q$  formule (4.5)
- ❖  $G$  : poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes Solidaires de la structure.
- ❖  $Q$  : charge d'exploitation.
- ❖  $\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. Dans notre cas :  $\beta = 0.20$

#### 1. Calcul des surfaces de la structure :

Les  $S_1$  a  $S_{10}$  sont les surfaces correspondantes à chaque niveau sauf le niveau terrasse :

$$S_{\text{etage}} = 477 - 17,48 = 459.52 \text{ m}^2 \text{ (surfaces correspondantes à chaque niveau)}$$

$$S_{\text{terr}} = 477 \text{ m}^2 \text{ (surface de la terrasse)}$$

➤ Le poids de chaque niveau est donné par les tableaux suivant :

TAB (V- 1);Le poids de chaque niveau

NIVEAU	Wi (kN)
So-sol	9230.864
RDC	9230.864
1 <sup>eme</sup> etage	9371.354
2 <sup>eme</sup> etage	10194.805
3 <sup>eme</sup> etage	6888.095
4 <sup>eme</sup> etage	7851.968
5 <sup>eme</sup> etage	7871.619
6 <sup>eme</sup> etage	7834.895
7 <sup>eme</sup> etage	7832.640
8 <sup>eme</sup> etage	7869.127
9 <sup>eme</sup> etage	7811.796

$$\diamond W_{TOT} = \Sigma W_i = 179551.841\text{kN}$$

⇒ Donc la force sismique globale agissant à la base est :

$$V = \frac{0.25 * 1.70 * 1.15 * 91988.027}{3} = 14986.383 \text{ kN}$$

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

$$V = F_t + \Sigma F_i \quad (\text{art 4.2.5 RPA99})$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} F_t = 0.07T * V & \text{si } T \geq 0,7\text{s} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7\text{s} \end{cases}$$

$$\text{On a : } T = 0.79\text{s} \quad \text{et} \quad F_t = 828.74\text{kN}$$

La partie restante de V soit (V - Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

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



TAB (V- 2) ; Les résultats la force sismique

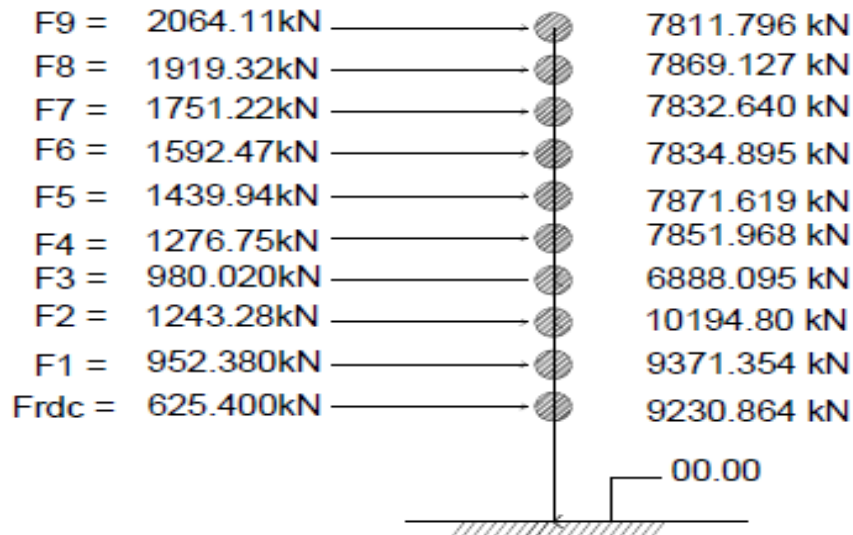
NIVEAU	Wi(kN)	hi(m)	V-FT(kN)	Wi*hi	ΣWi*hi	Fi(kN)
<b>9</b>	7811,80	39.78	14157.6	310753,40	2131436,73	<b>2064,11</b>
<b>8</b>	7869,13	36.72		288954,45		1919,32
<b>7</b>	7832,64	33.66		263646,66		1751,22
<b>6</b>	7834,90	30.6		239747,94		1592,47
<b>5</b>	7871,62	27.54		216784,41		1439,94
<b>4</b>	7851,97	24.48		192216,23		1276,75
<b>3</b>	6888,10	21.42		147543,10		980,02
<b>2</b>	10194,81	18.36		187176,71		1243,28
<b>1</b>	9371,35	15.3		143381,66		952,38
<b>RDC</b>	9230,86	10.2		94154,77		625,40
<b>S-SOL</b>	9230,86	5,1		47077,39		312,70

#### v.4.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :  $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$  (art 4.2.6 RPA99)

TAB (V- 3) ; L'effort tranchant au niveau de l'étage k

NIVEAU	Fi (kN)	FT(kN)	Vk(kN)
<b>9</b>	<b>2064,11</b>	828,74	2892,85
<b>8</b>	1919,32		4812,17
<b>7</b>	1751,22		6563,38
<b>6</b>	1592,47		8155,86
<b>5</b>	1439,94		9595,80
<b>4</b>	1276,75		10872,55
<b>3</b>	980,02		11852,58
<b>2</b>	1243,28		13095,86
<b>1</b>	952,38		14048,24
<b>RDC</b>	625,40		14673,64
<b>S-SOL</b>	312,70		<b>14986,34</b>



**Figure (V- 1)** ; distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

### V.5. Centre de masse :

Le centre de masse CG (XG, YG) est donné par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum m_i \times X_i}{\sum m_i} \quad Y_G = \frac{\sum m_i \times Y_i}{\sum m_i}$$

$$\text{✚ Pour l'étage courant} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 11.25 \text{ m} \\ Y_G = 9.87 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{✚ Pour l'étage terrasse} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 11.30 \text{ m} \\ Y_G = 9.87 \text{ m} \end{cases}$$

### V.6. Centre de torsion :

Le centre de masse Ct (Xt, Yt) est donné par la formule suivante :

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \quad Y_t = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}}$$

$$\text{✚ Pour l'étage courant} \Rightarrow \begin{cases} X_t = 11.51 \text{ m} \\ Y_t = 10.09 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{✚ Pour l'étage terrasse} \Rightarrow \begin{cases} X_t = 11.53 \text{ m} \\ Y_t = 10.082 \text{ m} \end{cases}$$

### V.6. Excentricité :

Les coordonnées de l'excentricité théorique sont données par la relation suivante :

$$e = \begin{cases} e_x = X_G - X_t \\ e_y = Y_G - Y_t \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 \text{✚ Pour l'étage courant} &\Rightarrow \begin{cases} e_x = 11.25 - 11.51 = -0.26 \text{ m} \\ e_y = 9.87 - 10.09 = -0.22 \text{ m} \end{cases} \\
 \text{✚ Pour l'étage terrasse} &\Rightarrow \begin{cases} e_x = 11.30 - 11.53 = -0.23 \text{ m} \\ e_y = 9.87 - 10.082 = -0.21 \text{ m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Le RPA limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale des 5% de la plus grande dimension de la structure.

Donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur de l'excentricité théorique résultant des plus et 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

$$e = \max(e_{\text{théorique}}; e_{RPA}) = 5\% [L_{\text{max}} = 23.85] = 1.16 \Rightarrow \begin{cases} e_x = 1.16 \text{ m} \\ e_y = 1.16 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow e = \begin{cases} e_x = 116 \text{ cm} \\ e_y = 116 \text{ cm} \end{cases}$$



# Chapitre VI

---



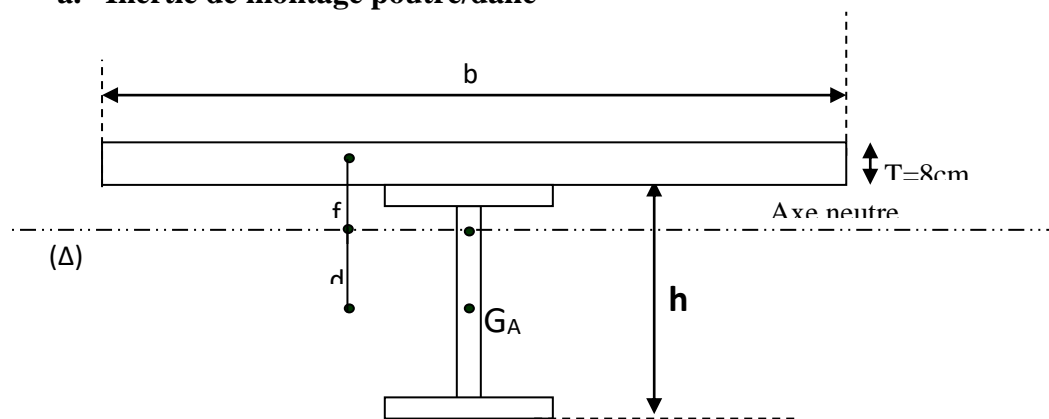
## *ETUDE DES PLANCHERS*

**VI.1. Introduction :**

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre de fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m<sup>2</sup>, les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses. Qu'elles-mêmes portées sur des poteaux. Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions métalliques.

**VI.2. Calcul de plancher mixte :**

Le calcul est fait selon la méthode prescrite dans le document « structure métallique selon Eurocode03 » jean Morel

**a. Inertie de montage poutre/dalle**

**Figure (VI- 1) ; Inertie de montage poutre/dalle**

bf : La largeur de la solives

$\alpha$  : Coefficient du système statique et de la travée étudiée

l : La portée de la solives

L : L'entraxe des solives

be : La largeur associée aux solives

s : L'aire de la section mixte

B : L'aire de la section du béton ;

A : L'aire de la section du profilé ;

t : L'épaisseur de la dalle en béton armé ;

**b. Section mixte :**  $S = A + \frac{B}{n}$  avec  $B = bt$

A : la section d'acier

B : la section de béton

n : le coefficient d'équivalence acier/ béton

$$\text{IPE200} \rightarrow A = 28,5 \text{ cm}^2$$

$$B = 800 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow S = 81,83 \text{ cm}^2$$

$$n = 15$$

**Le moment d'inertie :**

$\Rightarrow$  Calcul de d

d: la position de l'axe neutre( $\Delta$ )de la section mixte par rapport à  $G_A$ , centre de gravité de la poutre d'acier

$$d = \frac{bt}{n} \times \frac{t+h}{2S} = \frac{100 \times 8}{15} \times \frac{8+20}{2 \times 81,83} = 9,12 \text{ cm}$$

$$V = \frac{h}{2} + d = 19,12 \text{ cm}$$

$$V' = (h+t) - V = 10,88 \text{ cm}$$

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1943 + 28,5 \times (9,12)^2 + \frac{100 \times 8^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times 8}{15} \left( \frac{8+20}{2} - 9,12 \right)^2 = 5867,93 \text{ cm}^4$$

**VI.2.1. Calcul du (M) ;**

$$M = b \times \frac{ql^2}{8}$$

M : moment fléchissant maximal dans la section mixte

$$b = \min (bf + 0,2a_l ; L)$$

$$b = \min (0,1 + 0,2 \times 5,2 ; 1,35)$$

$$b = \min (1,14 ; 1,35)$$

$$b = 1,14$$

$$q = \frac{4}{3} (G_{dalle} + G_{solive}) + \frac{3}{2} Q \rightarrow q = 833,53$$

on aura  $q(\text{plancher courant}) \geq q(\text{plancher terrasse})$ .  $M = 2969,45 \text{ kg.m}$

**VI.2.2. Calcul des contraintes de flexion**

❖ **Dans la poutre d'acier :**

$\Rightarrow$  **Contraintes de traction :**

$$\sigma_a = \frac{M \times V}{I} = \frac{296945 \times 19,12}{5867,93} \quad \text{Tel que} \quad \sigma_a = 967,56 \text{ daN / cm}^2$$

⇒ Contraintes de compression :

$$\sigma'_a = \frac{M}{I} (V' - t) = \frac{296945}{5867,93} \times (10,88 - 8)$$

$$\sigma'_a = -145,74 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

A. Dans la dalle en béton ;

⇒ Contrainte de Compression sur la fibre supérieure :

$$\sigma'_{b2} = \frac{M}{n \times I} V' = \frac{296945}{15 \times 5867,93} \times 10,88$$

$$\sigma'_{b2} = -36,70 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

⇒ Contrainte de Compression sur la fibre inférieure :

$$\sigma'_{b1} = \frac{M}{n \times I} (V' - t) = \frac{296945}{15 \times 5867,93} \times (10,88 - 8)$$

$$\sigma'_{b1} = -9,71 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

VI.2.3.L'effort tranchant :

$$V_{sd} = 1,14 \left( \frac{4}{3} \times 456,4 + \frac{3}{2} \times 150 \right) \frac{5,2}{2} \Rightarrow V_{sd} = 2470,59 \text{ kg/m}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \quad (\text{Art 5.4.6 CCM97})$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0}$$

$A_v$  : l'aire de cisaillement

$$A_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,6 \text{ mm}$$

$$A_v = 1,04 \times 200 \times 4,7 = 1164,8 \text{ mm}$$

$$V_{pl.Rd} = 16810,44 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2470,59 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 16810,44$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{a \times h}$$

h : hauteur totale d'une section de la solive (IPE200 classe A) = 200 mm

a : l'épaisseur de l'âme = 5,6 mm

$$\tau = \frac{24,70 \times 10^3}{5,6 \times 200} = 22,05 \text{ MPa} \leq 0,6 f_y = 165 \text{ MPa}$$

**VI.2.4. Condition de la flèche**

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \times l^4}{EI}$$

$q=456,4+150 = 606,4 \text{ daN/m}^2$  (la charge non pondérée)

$$E=2,1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$$

$$I=5867,93 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,06 \times 520^4}{2,1 \times 10^6 \times 5867,93}$$

$$f = 0,47 \text{ cm} < \frac{l}{250} = 1,84 \quad \text{Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

**a. contraintes additionnelles de retrait**

$$\beta = \frac{h+t}{2} = 14 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta}$$

$$\text{IPE200} \rightarrow A=28,5 \text{ cm}^2$$

$$I_A=1943 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{1943}{28,5 \times 14} = 4,87 \text{ cm}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 14,87 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 22,87 \text{ cm}.$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{296945}{5867,93} = 50,60 \text{ daN / cm}^3$$

$$E_a \times \varepsilon = 2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4}$$

$$E_a \times \varepsilon = 420 \text{ daN / cm}^2$$

D'où les valeurs des contraintes :



$$\sigma_a = K(h - y_1) = 50,60 \times (20 - 14,87)$$

$$\sigma_a = 259,58 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma'_a = Ky_1 = 50,60 \times 14,87$$

$$\sigma'_a = -752,42 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - Ky_1)$$

$$\sigma'_{b1} = -22,16 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - Ky_2)$$

$$\sigma'_{b2} = -49,15 \text{ daN / cm}^2$$

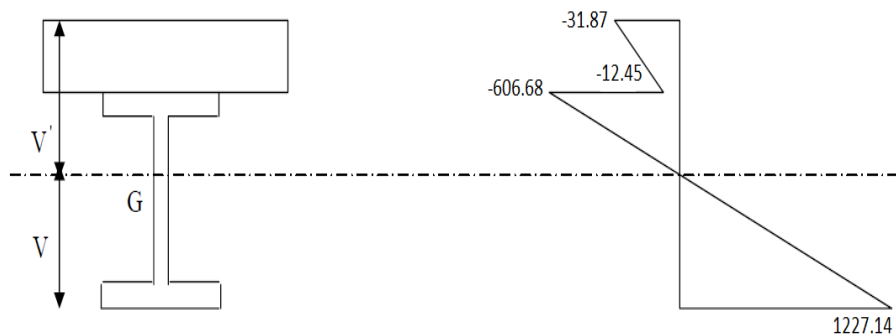
⇒ **Les contraintes finales**

$$\sigma_a = 259,58 + 967,56 = 1227,14 < 2750 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma'_a = -752,42 - 145,74 = -606,68 < 2750 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = -22,16 - 9,71 = -31,87 < 120 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = -49,15 + 36,70 = -12,45 < 120 \text{ daN / cm}^2$$



**Figure (VI- 2) : Les contraintes finales**

### VI.2.5. Calcul de la poutre maitresse :( IPE 330)

#### A. Les charges :

⇒ Charge permanente ;

🚧 Dalle béton :  $G = 434 \times 5,2 = 2256,8 \text{ daN/ml}$

🚧 Solive :  $G = 22,4 \text{ daN/ml}$

🚧 Poids propre de la poutre :  $G = 42,2 \times 4 = 168,8 \text{ KN/ml}$

🚧  $G \text{ total} = 2448 \text{ daN/ml}$

⇒ **Charge variable**

🚧 Charge d'exploitation  $Q = 150 \times 5,2 = 780 \text{ daN / ml}$

⇒ **Charge total linéique**

✚ Non pondéré  $G+Q = 2448 + 780 = 3228 \text{ daN/ml}$

✚ Pondéré  $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q = \frac{4}{3} \times 3228 + \frac{3}{2} \times 780 = 5474 \text{ daN/ml}$

**B. Condition de flèche : (pour une poutre encastree)**

On aura la formule ;

$$f = \frac{q \times l^4}{384EI} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I \geq \frac{250 \times 32,28 \times 560^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1758,47 \text{ cm}^4$$

⇒ Ce qui correspond à un profil **IPE 330**

**C. Effort tranchant :**

$$V_{sd} = q \frac{l}{2} = 4179,06 \times \frac{5,6}{2} = 11701,37 \text{ daN}$$

**D. La contrainte de cisaillement est :**

$$\tau = \frac{V_{sd}}{a \times h} = \frac{11701,37}{7,5 \times 330} = 4,73 \text{ daN/mm}^2 \leq 0,6\sigma_e = 14,4 \text{ daN/mm}^2 \quad \Rightarrow \text{Acceptable}$$

### VI.3. Etude des connecteurs

#### VI.3.1. Définition :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier.

En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

#### VI.3.2. Choix des connecteurs :

Les connecteurs sont généralement réalisés par des corniers ou bien des UPN ou parfois des goujons pour cette étude le choix a été porté sur des connecteurs souples en profilés, car les connecteurs rigides sont moins pratiques a cause qu'il peuvent introduises des risques de ruptures au niveau du béton.

#### VI.3.3. Notation :

$h_c$ : la hauteur du connecteur .

$d$  : l'espacement entre deux connecteurs successives.

$h_b$  : l'épaisseur de la dalle.

$e_c$  : l'épaisseur de l'âme

$S$  : effort tangentiel par unité de longueur

$\overline{G}_{adm}$  : L'effort de glissement admissible

$G_c$  : L'effort appliqué sur le connecteur

$b$  : largeur d'une bonde de la dalle collaborant

$h$  : la distance entre le centre de gravité de la poutre d'acier et la fibre supérieur de la dalle collaborant

$X$  : la distance entre l'axe neutre a la fibre supérieure de la dalle collaborant

$A$  : aire de la section de la poutre en acier

$B$  : aire de la section de béton seul

$S'$  : moment statique de la section rendue homogène

$I_1$  : moment d'inertie de la section réduite rendue homogène

$d_0$  : distance entre le centre de gravité de la section d'acier et la section de béton

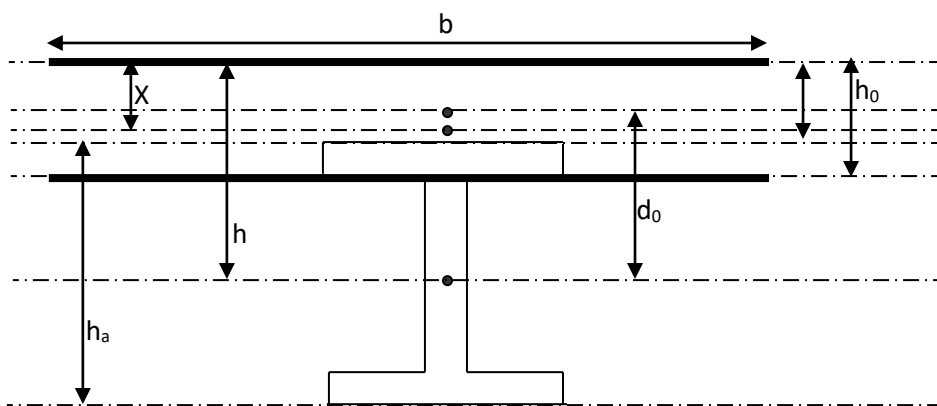


Figure (VI- 3) ; la disposition des notations

#### VI.3.4. Calcul des connecteurs :

$$0,25cm \leq e_c \leq 2,0cm$$

$$h_c \geq 9\sqrt{e_c}$$

$$d \leq 10h_b$$

$$d \leq 10 \times 8 = 80cm$$

$$h_c = h_b - 2cm$$

Tel que :  $h_c = h_b = 6\text{ cm}$

Les deux centimètres c'est pour tenir compte de l'enrobage des connecteurs dans le béton de la dalle.

On utilise les connecteurs de type **L60x60x4** qui à des caractéristique suivantes :

- ❖ hauteur du connecteur  $h_c=6\text{cm}$
- ❖ largeur du connecteur  $b_c=5\text{cm}$
- ❖ épaisseur de l'âme  $e_c=0,4\text{cm}$

**VI.3.4.Vérification des conditions :**

Le connecteur assure un ancrage efficace dans la dalle si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $h_c \geq 9\sqrt{e_c} \rightarrow 6cm > 9\sqrt{0,4} = 5,69cm$  OK
- $0,25 \leq e_c \leq 2cm \rightarrow 0,3 \leq 0,4 \leq 2$  OK

**a. Calcul de la distance entre les connecteurs :**

On a dit antérieurement que la distance ne doit pas dépasser les 10fois l'épaisseur de la dalle de béton ( $d \leq 10 h$ ) plus qu'on doit vérifiées la relation suivante ( $G_c \leq G_{adm}$ )

$$\overline{G_{adm}} = 40(e_c + 2\sqrt{e_c})\sqrt{b_c \sigma_{28}}$$

$$\sigma_{28} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\overline{G_{adm}} = 2680,46 \text{ daN} \quad G_c = S.d$$

$$S = \frac{T \times S'}{I_1}$$

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{8,33 \times 315}{2} = 1311,97 \text{ daN}$$

$$S' = \frac{b \cdot X^2}{2}$$

$$X = \frac{2 \times h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times h}{n \times A}}}$$

$$h_0 = 8cm$$

$$d_0 = \left(\frac{h_0}{2} - e\right) + \frac{h_a}{2} = \left(\frac{8}{2} - 0,69\right) + \frac{20}{2}$$

$$d_0 = 13,31cm$$

$$h = d_0 + \frac{h_0}{2} = 17,31cm$$

$$X = \frac{2 \times 13,31}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 114 \times 17,31}{15 \times 28,5}}} = 6,34$$

$$X = 6,34cm$$

$$S' = \frac{b \cdot X^2}{2} = \frac{114 \times (6,34)^2}{2}$$

$$S' = 2291,15cm^3$$

$$I_1 = nI_a + nA(h - X)^2 + \frac{b \times X^3}{3} = 15 \times 1943 + 15 \times 28,5(17,31 - 6,34)^2 + \frac{114 \cdot 6,34^3}{3}$$

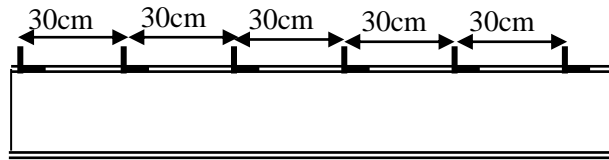
$$I_1 = 40634,04cm^4$$

$$S = \frac{T \times S'}{I_1} = \frac{1311,97 \times 2291,15}{40634,04} = 73,97 \text{ daN / cm}$$

$$G_c \leq \overline{G_{adm}} \Rightarrow S \times d \leq \overline{G_{adm}}$$

$$d \leq 36,24 \text{ cm} \rightarrow d = 30 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

⇒ **Conclusion** : la distance entre les connecteurs est  $d=30\text{cm}$  pour tous les étages



**Figure (VI- 4) :** distance entre les connecteurs

### VI.3.5. Calcul du ferrailage :( BAEL91.chapitre13) :

$$G = G1 + G2$$

$$G1 = 2,0 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids du béton pour une hauteur totale de 0,08 m).}$$

$$G2 = \text{chape} + \text{isolation} + \text{béton de pente} + \text{gravillon} = 1,98 \text{ KN/ m}^2$$

$$G = 3,98 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \text{charge d'exploitation} = 1,50 \text{ KN/ m}^2$$

$$P_{elu} = 1,35 G + 1,5 Q = 7,62 \text{ kN/ m}^2$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur

$$\alpha = \frac{I_x}{I_y} = \frac{3,15}{5,6} = 0,56 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Les moments pour les deux bandes de 1m de largeur sont :

⇒ **Zone travée:**

$$M_{\max \text{ travée}} = \frac{9Pl^2}{128} = 5,32 \text{ kN / ml}$$

$$\mu_u = 0,072 < 0,186 \rightarrow \text{Donc section sans armatures comprimées.}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,093 \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 6,93 \text{ cm}$$

$$A = \frac{5,32 \times 10^{-3}}{0,069 \times 347,82} = 2,21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on a } 8 \text{ HA } 6 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La dalle est ferrailée dans les deux sens avec espacés de **12cm**.

⇒ Zone d'appui :

Le calcul se fera de la même manière que précédemment sauf que cette fois ci les armatures tendues seront de la cote supérieure.

$$M_a = \frac{Pl^2}{8} = 9,45 \text{ kN} / \text{ml}$$

Après calcul on trouve les sections d'acier suivantes :

$$A_s = 5,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- ❖ En va ferrailer par ; 8 HA 10 = 6,28 cm<sup>2</sup>
- ❖ La dalle est ferrailée dans les deux sens avec espacés de 12cm



# Chapitre VII

---



***ANALYSE  
DE  
LA STRUCTURE***

**VII.1.Introduction :**

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine. Plusieurs types d'approches sont possibles pour pouvoir apprécier le comportement du model :

- ✚ Modélisation par éléments finis.
- ✚ Modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes

**VII.2.Logiciel SAP2000 :**

C'est un logiciel Américain de l'université de Berkeley (Californie),il a été développé dans le souci de pouvoir répondre aux exigences des ingénieurs dans le domaine du génie civil.

SAP 2000 dispose de modules intégrés très puissants utilisables pour des structures en béton et en acier. Le programme fournit à l'utilisateur des options pour créer, modifier, analyser et concevoir des modèles structuraux avec une interface et un environnement interactif enrichi par une bibliothèque, une simple clic de souris sur un élément suffit à apporter tous les données et résultats sur ce dernier.

Le programme est structuré de façon à proposer une grande variété de codes internationaux de conception et contrôle automatisé du béton et de l'acier.

Dans le processus d'analyse et de contrôle le programme produit des rapports de demande/capacité relatifs aux sections et aux combinaisons de charges choisies, ces rapports demande/capacité sont alors employés pour l'optimisation de la structure.

**VII.3.Etapes de la modélisation de la structure sous SAP 2000 :**

- 1) opter pour un système d'unités (KN/m).
- 2) définition de la géométrie de base.
- 3) définition des matériaux.
- 4) définition des sections.
- 5) définition de l'élément dalle (Shell).
- 6) ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
- 7) définition des charges à appliquer.
- 8) introduction du spectre de réponse à appliquer.
- 9) définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :
  - $C1 = G + Q$
  - $C2 = 1,35G + 1,5Q$
  - $C3 = G + Q \pm EX$
  - $C4 = G + Q \pm EY$
  - $C5 = 0,8G \pm EX$
  - $C6 = 0,8G \pm EY$
  - $C7 = G + Q \pm 1,2 EX$
  - $C8 = G + Q \pm 1,2 EY$
  - $C9 = 1,5G - 1,35V$
- 10) affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- 11) ajouter un diaphragme à chaque plancher.
- 12) Définir les conditions aux limites :
  - ✚ pour les fondations en choisissant un type d'appui.



- ✚ pour les poutres des portiques en ajoutant des articulations pour les portiques articulés et en rigidifiant les zones qui doivent l'être selon la conception choisie au départ.

13) lancer l'analyse.

14) ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **.OUT** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisis est suffisant.

15) visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.

#### VII.4 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.

Pour le comportement global, celui-ci peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous les types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation. Le spectre avec lequel nous avons travaillé est représenté à la figure suivante :

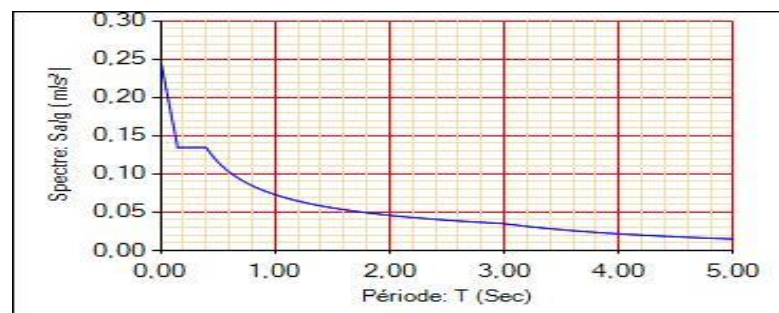


Figure (VII - 1) ; spectre de réponse d'accélération

#### VII.5 Nombre de modes à considérer :

TAB (VII- 1) : périodes et facteurs de participation modale

Mode	Période	Ux (%)	Uy (%)	$\Sigma U_x$ (%)	$\Sigma U_y$ (%)
1	0,728	0.000	71.60	0.000	71.60
2	0,685	50.90	0.000	51.90	71.70
3	0,407	00.00	0.000	51.90	71.70
--	--	--	--	--	--
--	--	--	--	--	--
--	--	--	--	--	--
<b>56</b>	0.066	0.002	0.0002	<b>90.28</b>	<b>93.71</b>

D'Après le RPA 99/2003: Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que:

- $K = 3 \times (N)^{1/2}$  et  $T_K \leq 0,20$  sec.
- N : le nombre de niveaux au dessus du sol.

➤  $T_K$  : la période de mode K

Dance ;  $N= 10 \Rightarrow K \geq 3 \times (1)1/2 \Rightarrow K \geq 9.49$  modes

On remarque d'après le tableau précédent que la participation de la masse n'atteint pas les 90% avec un nombre de modes très grand. Donc on va considérer un nombre de modes supérieur à 3 modes (condition RPA), ce dernier sera égal à 10 modes.

## VII.6 Vérification de la structure :

### VII.6.1. Vérifications selon Euro code 03 :

Après le lancement de l'analyse, SAP2000 fournit la possibilité d'avoir un ratio demande/capacité des sections, ce qui permettra d'optimiser au maximum notre structure et cela suivant l'Euro code 03.

Comme première constatation nous pouvons dire que certaines sections passent tandis que d'autres doivent être changées vu qu'elles sont sous dimensionnées, cela nous amène à travailler d'une façon itérative jusqu'à l'obtention des ratios voulus.

### VII.6.2. Vérification selon le RPA 99/v2003 :

#### a. La période :

La valeur de T calculée à partir de SAP2000 ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques ( $T=0,79s$ ) appropriées de plus de 30%. On a la période tirée à partir de SAP2000v16 qui est de  $T_s=0,73s$ . Il faut que la condition suivante soit vérifiée.

$$T_s \leq (T + T \times 30\%) = (0,79 + 0,79 \times 30\%) = 1.09s$$

Donc la condition est vérifiée.

#### b. Les déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' est calculé de la manière suivante :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$  Avec R : coefficient de comportement égal à 6.

$\delta_{ek}$  = déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

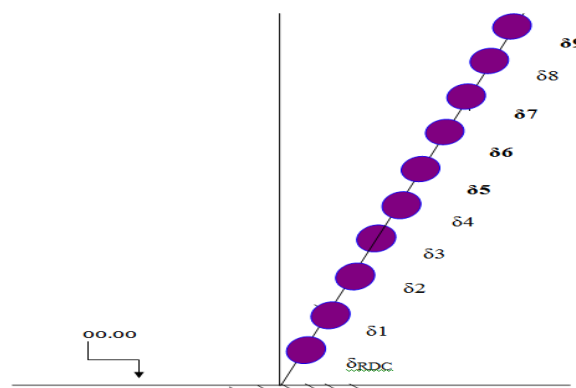


Figure (VII - 2) : Le déplacement au niveau k

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à . c'est à dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Pour notre cas nous avons des hauteurs d'étages qui sont de 3,06m, donc le déplacement relatif doit être inférieur à 3,06cm.

**TAB (VII- 2) : vérification des déplacements**

niveau	$\delta_{ek} \text{ max (cm)}$		$\Delta k \times R \text{ (cm)}$		0.01h <sub>e</sub> (cm)	RPA
	$\delta_x$	$\delta_y$	$\Delta x$	$\Delta y$		
9	3,31	3,62	1,05	1,08	3.06	C.V
8	2,96	3,26	1,05	1,14	3.06	C.V
7	2,61	2,88	1,05	1,17	3.06	C.V
6	2,26	2,49	1,08	1,17	3.06	C.V
5	1,9	2,1	1,05	1,14	3.06	C.V
4	1,55	1,72	1,02	1,11	3.06	C.V
3	1,21	1,35	0,93	1,02	3.06	C.V
2	0,9	1,01	0,87	0,24	3.06	C.V
1	0,61	0,69	0,72	0,81	5.10	C.V
RDC	0,37	0,42	0,6	0,66	5.10	C.V
So-sol	0,17	0,2	0,42	0,48	5.10	C.V

### c. Résultante des forces sismiques de calcul:

D'après l'article du RPA99/2003 : la résultante des forces sismiques a la base  $V_{\text{obtenue}}$  par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 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  $0.8 V/V_t$ . »

On a :

$$\Rightarrow V_t = 14014.519 \text{ KN (résultat SAP2000)}$$

$$\Rightarrow V = 14986.34 \text{ KN (chap VI)}$$

$$\Rightarrow V \times 80\% = 0,8 \times 14986.34 = 11989.072 \text{ KN} < V_t = 14014.519 \text{ kN}$$

Donc : La vérification est admise

### ❖ Justification vis à vis de l'effet P-Δ ;

D'après l'article du RPA . 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 :

$$\Theta = P_k \Delta k / V_k h_k \leq 0,10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » (chap III)

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k" (chapVI)

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau

**TAB (VII- 3) ; Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$**

Niveau	$P_k$ (kN)	$V_k$ (kN)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Theta$	$\Theta \leq 0,10$
<b>9</b>	6197,071	2892,8512	0,0108	3,06	0,0075607	CV
<b>8</b>	14008,867	4812,1676	0,0114	3,06	0,0108454	CV
<b>7</b>	21877,994	6563,3826	0,0117	3,06	0,0127451	CV
<b>6</b>	29710,634	8155,8556	0,0117	3,06	0,0139286	CV
<b>5</b>	37545,529	9595,7985	0,0114	3,06	0,0145767	CV
<b>4</b>	45417,148	10872,552	0,0111	3,06	0,0151527	CV
<b>3</b>	53269,116	11852,575	0,0102	3,06	0,014981	CV
<b>2</b>	60157,211	13095,855	0,024	3,06	0,0360283	CV
<b>1</b>	70352,016	14048,236	0,081	5,1	0,0795371	CV
<b>RDC</b>	79723,37	14673,639	0,066	5,1	0,0703107	CV
<b>So-sol</b>	88954,234	14986,34	0,048	5,1	0,0558653	CV

D'après les résultats si dessus on a  $\theta \leq 0,10$ , donc l'effet P est négligeable dans notre cas.



# Chapitre VIII

---



*calcul des portiques*

### VIII.1. Introduction :

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée,

- ✚ tant globalement, au niveau de la structure.
- ✚ Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-dessous des limites admissibles.

Et pour ce la on va étudier dans ce chapitre trois types de comportement caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité qui sont :

✓ **Le voilement :**

Dans une plaque soumise à une compression uniforme sur deux cotés opposés, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

✓ **Le flambement :** qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple)

ou comprimées et fléchies (flambement flexion).

✓ **Le déversement :** qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

### VIII.2. Vérification des poteaux aux phénomènes de d'instabilité (flambement +diversement) :

#### 1. Poteau HEB100

$$*f_y = 275 \text{ N} / \text{mm}^2 = 27,5 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

Chargement ou sollicitations

$$N = 77,53 \text{ KN}$$

$$G+Q+1,2E_y \rightarrow M_{yy} = 34,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{zz} = 116,12 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl} = A \times f_y = 26 \times 27,5 = 715 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times f_y = 104,2 \times 27,5 = 286,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times f_z = 51,42 \times 27,5 = 141,40 \text{ KN.m}$$

#### A. flambement par flexion:

$$\eta_2 = 1 \Rightarrow \text{encastrement}$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{12} + K_{11}} \rightarrow K_{11} = K_{12} = 1,5 \times \frac{I}{L}$$

(rayon de giration) annexe.5eurocode3

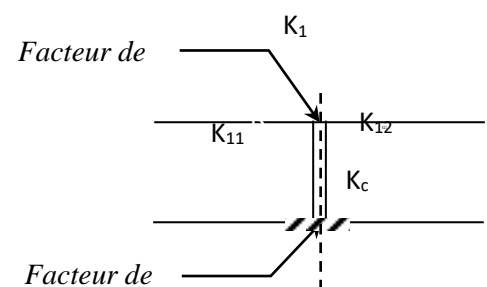


figure (VIII- 1) flambement par flexion

-Plan portique (inertie  $I_{yy}$ ) :

$$\text{Soit : } \eta_1 = \frac{2 \times \frac{449,5}{3,06}}{2 \times \frac{449,5}{3,06} + 2 \times 1,5 \times \frac{11770}{5,52}} = 0,044$$

$$\frac{L_{ky}}{L_0} = \left[ \frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 1,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2} \right]^{0,5} = 1,97$$

$$\frac{L_{ky}}{L_0} = 1,97 \rightarrow L_{Ky} = 1,97 \times 3,06 = 6,03m$$

Plan portique (inertie  $I_{zz}$ ) :

$$\eta_1 = \frac{2 \times \frac{449,5}{3,06}}{2 \times \frac{449,5}{3,06} + 2 \times 1,5 \times \frac{1943}{4,6}} = 0,19$$

$$\frac{L_{kz}}{L_0} = 1,84 \rightarrow L_{Kz} = 1,84 \times 3,06 = 5,63m$$

Section de classe 1

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{603}{4,16} = 144,95 \rightarrow \bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) [\beta_A]^{0,5} = \frac{144,95}{86,8} = 1,67$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{563}{2,52} = 223,96 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{23,96}{86,8} = 0,27$$

avec :

$$\triangleright \lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = [235 / f_y]^{0,5} = 0,92$$

$$\triangleright \bar{\lambda}_y : \text{élancement réduit}$$

Les coefficients de réduction correspondants sont:

$$\chi_y = 0,21 < 1 \quad ; \quad \frac{h}{b} = \frac{100}{100} = 1 < 1,2 \rightarrow tf < 100mm \text{ courbe (b)}$$

$$\chi_z = 0,93 < 1 \quad ;$$

$$\chi = \chi_z = 0,93 \quad \chi : \text{Coefficient de réduction de flambement}$$

$$M_{cr} = 143,66kN.m$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = (\beta_w \frac{M_{ply}}{M_{cr}})^{0,5} \quad \bar{\lambda}_{lt} : \text{Élancement de déversement}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = (\frac{28,65}{143,66})^{0,5} = 0,44 > 0,4 \Rightarrow \text{courbe (a)} \Rightarrow X_{lt} = 0,95$$

### B. Risque de déversement donc:

Le déversement représente un mode potentiel de ruine

$$\frac{N \times \gamma M_1}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{Lz} \times M_y \times \gamma M_1}{\chi_{Lz} \times M_{ply}} + \frac{K_z M_z}{M_{plz}} < 1 \quad \chi_{\min} = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,27 \Rightarrow \chi_z = 0,93$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z N}{\chi_z A f_y} \leq 1,5 \quad \text{avec} \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \leq 0,9$$

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \mu_{Lt} = 0,15 [\bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 1] \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,8(\text{car}\Psi) = 0 \quad (\text{figure 5.5.3})$$

$\beta_{MLT}$  : facteur de moment uniforme équivalent pour le diversement

$$\mu_{Lt} = 0,15 [0,95 \times 1,3 - 1] = 0,03525 < 0,9 \quad \Rightarrow \quad K_{Lt} = 1 - \frac{0,035 \times 77,3}{0,93 \times 715} = 0,995 < 1$$

$$\mu_z = 0,27(2 \times 1,8 - 4) + \left( \frac{51,42 - 33,45}{33,45} \right) = 0,43 \leq 0,9 \quad \Rightarrow \quad K_z = 1 - \frac{0,43 \times 77,53}{0,93 \times 715} = 0,95 \leq 1,5$$

Finalement :

$$\frac{N \times \gamma M1}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{Lt} \times M_y \times \gamma M1}{\chi_{Lt} \times M_{ply}} + \frac{K_z M_z}{M_{plz}} < 1$$

$$\frac{77,53 \times 1,1}{0,93 \times 715} + \frac{0,99 \times 34,22 \times 1,1}{0,95 \times 2865} + \frac{0,95 \times 116,12}{1414} = 0,22 < 1$$

**2. Profil HEA 100 admis donc réserve de résistance de 78%**

- **Poteau HEB160**

Chargement ou sollicitations

$$N = 296,26 \text{ KN}$$

$$G+Q+1,2Ey \rightarrow$$

$$M_{yy} = 160,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{zz} = 473,84 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl} = A \times f_y = 78,1 \times 27,5 = 1493,25 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times f_y = 354 \times 27,5 = 97,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times f_y = 170 \times 27,5 = 46,75 \text{ KN.m}$$

**A. Flambement par flexion:**

$$\eta_2 = 1 \Rightarrow \text{encastrement}$$

-Plan portique (inertie  $I_{yy}$ ) :

$$\eta_1 = 0,2 \quad ; \quad \frac{L_{ky}}{L_0} = 1,8 \rightarrow L_{Ky} = 1,8 \times 3,06 = 5,51 \text{ m}$$

Plan portique (inertie  $I_{zz}$ ) :

$$\eta_1 = 0,17 \quad ; \quad \frac{L_{kz}}{L_0} = 1,86 \rightarrow L_{Kz} = 1,86 \times 3,06 = 5,69 \text{ m}$$

Section de classe 1

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{551}{4,04} = 136,39 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{136,39}{86,8} = 1,57$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{569}{4,05} = 140,5 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{140,5}{86,8} = 1,62$$

Les coefficients de réduction correspondants sont:

$$\chi_y = 0,3 < 1 \quad \text{et} \quad \chi_z = 0,29 < 1$$

$$M_{cr} = 139 \text{ kN.m}$$



$$\bar{\lambda}l_t = \left(\frac{97,35}{139}\right)^{0,5} = 0,84 > 0,4 \Rightarrow \text{courb}(a) \Rightarrow X_{lt} = 0,69$$

### B. Risque de déversement donc :

Le déversement représente un mode potentiel de ruine

$$\frac{N \times \gamma M1}{\chi_Z \times N_{pl}} + \frac{K_{L_t} \times M_y \times \gamma M1}{\chi_{L_t} \times M_{ply}} + \frac{K_z M_z}{M_{plz}} < 1$$

$$\chi_{\min} = 0,29$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z N}{\chi_z A f_y} \leq 1,5 \quad \text{avec} \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M_z} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}\right) \leq 0,9$$

$$K_{L_t} = 1 - \frac{\mu L_t \times N}{\chi_Z \times A \times f_y} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \mu L_t = 0,15[\bar{\lambda}_Z \times \beta_{MLT} - 1] \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,3 \quad \text{E03 (figure 5.5.3)}$$

$\beta_{MLT}$  : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

$$\mu L_t = 0,15[1,62 \times 1,3 - 1] = 0,1659 < 0,9 \quad \Rightarrow \quad K_{L_t} = 1 - \frac{0,1659 \times 261,7}{0,29 \times 1493,25} = 0,8997 < 1$$

$$\mu_z = 0,27(2 \times 1,8 - 4) + \left(\frac{170 - 111,2}{111,2}\right) = 0,42 \leq 0,9 \quad \Rightarrow \quad K_z = 1 - \frac{0,42 \times 261,7}{0,29 \times 1493,25} = 0,74 \leq 1,5$$

Finalement :

$$\frac{N \times \gamma M1}{\chi_Z \times N_{pl}} + \frac{K_{L_t} \times M_y \times \gamma M1}{\chi_{L_t} \times M_{ply}} + \frac{K_z M_z}{M_{plz}} < 1$$

$$\frac{296,26 \times 1,1}{0,29 \times 1493,25} + \frac{0,89 \times 160,93 \times 1,1}{0,69 \times 9735} + \frac{0,95 \times 473,84}{4675} = 0,87 < 1$$

### 3. Profil HEA 160 admis avec réserve de résistance de 13% - Poteau HEB200

Chargement ou sollicitations

$$\begin{aligned} N &= 250,69 \text{ KN} \\ G+Q+1,2E_y &\rightarrow \\ M_{yy} &= 316,39 \text{ KN.m} \\ M_{zz} &= 485,55 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$N_{pl} = A \times f_y = 78,1 \times 27,5 = 2147,75 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times f_y = 642,5 \times 27,5 = 176,687 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times f_y = 305,8 \times 27,5 = 184,097 \text{ KN.m}$$

#### A. Flambement par flexion:

$$\eta_2 = 1 \Rightarrow \text{encastrement}$$

✚ Plan portique (inertie  $I_{yy}$ ) :

$$\eta_1 = 0,37 ; \frac{L_{ky}}{L_0} = 2,53 \rightarrow L_{Ky} = 2,53 \times 3,06 = 7,74m$$

✚ Plan portique (inertie  $I_{zz}$ ) :

$$\eta_1 = 0,3 ; \frac{L_{kz}}{L_0} = 1,65 \rightarrow L_{Kz} = 1,65 \times 3,06 = 5,05m$$

✚ Section de classe 1

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{774}{8,54} = 90,6 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{90,6}{86,8} = 1,04$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{505}{5,07} = 99,60 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{99,60}{86,8} = 1,14$$

✚ Les coefficients de réduction correspondants sont :

$$\chi_y = 0,62 < 1$$

$$\chi_z = 0,51 < 1$$

$$Mcr = 316,39kN.m$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left( \frac{176,69}{316,39} \right)^{0,5} = 0,75 > 0,4 \Rightarrow courb(a) \Rightarrow X_{lt} = 0,81$$

**B. Risque de déversement donc :**

✚ Le déversement représente un mode potentiel de ruine

$$\frac{N \times \gamma M1}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{Lt} \times M_y \times \gamma M1}{\chi_{Lt} \times M_{ply}} + \frac{K_z M_z}{M_{plz}} < 1$$

$$\mu_{Lt} = 0,15[1,27 \times 1,3 - 1] = 0,09765 < 0,9 \Rightarrow K_{Lt} = 1 - \frac{0,09765 \times 250,69}{0,42 \times 2147,75} = 0,972 < 1$$

$$\mu_z = 0,27(2 \times 1,8 - 4) + \left( \frac{305,8 - 200,3}{200,3} \right) = 0,42 \leq 0,9 \Rightarrow K_z = 1 - \frac{0,42 \times 250,69}{0,42 \times 2147,75} = 0,88 < 1$$

✚ Finalement :

$$\frac{N \times \gamma M1}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{Lt} \times M_y \times \gamma M1}{\chi_{Lt} \times M_{ply}} + \frac{K_z M_z}{M_{plz}} < 1$$

$$\frac{250,69 \times 1,1}{0,51 \times 2147,75} + \frac{0,97 \times 316,39 \times 1,1}{0,81 \times 17668} + \frac{0,88 \times 485,55}{8409,5} = 0,62 < 1$$

C. Profil HEA 200 admis avec réserve de résistance de 38%

**VIII.3.Vérification des poutres :**

**1. Les poutres (IPE330)**

**A. Vérification à la flexion :**

✚ La résistance de la poutre à la flexion est déterminée à partir de :

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{plRd} = \frac{w_{pl} f_y}{\gamma M_0}$$

$$\text{Ou: } w_{pl} \geq \frac{\gamma M_0 M_{sd}}{f_y}$$

$$M_{sd} = 142,16 \text{ kN.m}^2$$

$$w_{pl,y} = 804,3 \text{ cm}^3$$

$$\frac{\gamma M_0 M_{sd}}{f_y} = \frac{1,1 \times 142,16 \times 10^3}{275} = 568,4 \text{ cm}^3$$

$804,3 \text{ cm}^3 > 568,4 \text{ cm}^3$  (Vérifie)  $\Rightarrow$  Donc le profilé est admis

### B. Vérification au cisaillement

✚ La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$$V_{plRd} = \frac{A_v f_y}{\gamma M_0 \sqrt{3}} \text{ avec } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

✚ Pour un profilé de IPE 330 on a

$$A_v = 6260 - 2 \times 160 \times 11,5 + (7,5 + 2 \times 18) \times 11,5$$

$$A_v = 30,80 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{30,80 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 444,55 \text{ kN}$$

✚ La vérification de à l'effort tranchant est satisfaite car

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

$$80,35 \text{ kN} \leq 444,55 \text{ kN}$$

D'après l'article 5.4.8 EC3 l'influence de l'effort tranchant est ignorée si celui-ci n'exède pas 50% de la résistance plastique de la section au cisaillement.

$$\frac{V_{sd}}{V_{pl}} = 0,18 < 0,5$$

### C. Vérification au déversement

La résistance en flexion de la poutre peut être limitée par le déversement de la membrure comprimée

$$w_{pl} = 804,3 \text{ cm}^3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0,5}$$

$\beta_w = 1$  pour une section de classe 1 ou 2

$$M_{cr} = 142,16 \text{ kN.m} \text{ donné par logiciel sap2000v16}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,38 < 0,4 \text{ il n'y a pas un risque de déversement}$$

### D. Vérification d'IPE330 au voilement

✚ Classe de la section

La semelle

$$b = 160 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 80 \text{ mm}$$

$$t_f = 11,5 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 6,9 < 10\varepsilon \cong 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d = 251 \text{ mm}$$

$$t_w = 7,5 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 33,46 < 72 \varepsilon \cong 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

✚ La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

### Critère de vérification au voilement

La résistance au voilement à vérifier lorsque :

$$\frac{d}{t_w} < 30 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$$

$$\text{Dans notre cas} \quad \frac{a}{d} = 2 > 1$$

$$\text{Soit} \quad k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/2)^2} = 6,34$$

$k_\tau$  : étant le coefficient de voilement par cisaillement

$$\text{Soit} \quad \frac{d}{t_w} = 33,46 < 30 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} = 75,5$$

⇒ Donc la vérification s'impose.

## 2. Vérification des poutres (PRS) ;

**A. Vérification à la flexion :** La résistance de la poutre à la flexion est déterminée à partir de :  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

**TAB (VIII- 4) ; Les caractéristiques de PRS**

h(mm)	bf(mm)	tf(mm)	tw(mm)	Iy(cm <sup>4</sup> )	Iz(cm <sup>4</sup> )
8500	400	50	20	711145,83	352343,75

$$M_{sd} = 1544,87 \text{ kN.m}$$

$$\frac{\gamma M_0 M_{sd}}{f_y} = 617,95 \text{ cm}^3$$

$$18812,5 \text{ cm}^3 > 6179,48 \text{ cm}^3 \dots\dots\dots CV$$

## B. Vérification au cisaillement

➤ La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

Pour un profilé de ce PRS on a

$$A_v = 376 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 52,76 \cdot 10^5 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 954,576 \text{ kN}$$

➤ La vérification de à l'effort tranchant est satisfaite car :  $\Rightarrow V_{sd} \leq V_{PL,rd}$

### C. Vérification au déversement :

$W_{PL,y}$  = Module de résistance plastique sur y

$$W_{PL,y} = 18,12 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,35 < 0,4 \text{ il n'y a pas un risque de déversement}$$

$\Rightarrow$  D'après l'article (§5.2.2.7 EC3) lorsque l'élançement réduit, il est nécessaire de tenir compte du déversement

### D. Vérification d'PRS au voilement

a. Classe de la section

$\Rightarrow$  La semelle ;  $C/t_f = 7 < 10\varepsilon \cong 10$  donc la semelle est de classe 1.

$\Rightarrow$  Ame fléchie ;  $d/t_w = 37,5 < 72\varepsilon \cong 72$  donc l'âme est de classe 1.

- La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

b. Critère de vérification au voilement ;

- La résistance au voilement à vérifier lorsque :

$$\frac{d}{t_w} < 30 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$$

- Dans notre cas  $\frac{a}{d} = 2 > 1$

$$\text{Soit } k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/2)^2} = 6,34$$

$k_\tau$  : étant le coefficient de voilement par cisaillement

$$\text{Soit } \frac{d}{t_w} = 37,5 < 30 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} = 75,5$$

$\Rightarrow$  Donc la vérification s'impose.

### VIII.4. Vérification du système de contreventement (2UPN200) ;

Le type de palée triangulée utilisés dans cette étude et qui est autorisée par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003

#### ➤ Les palées en X :

Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature

Dans le cadre de cette étude j'ai utilisé des sections en 2UPN200 qui est de forme représentée ci-dessous :

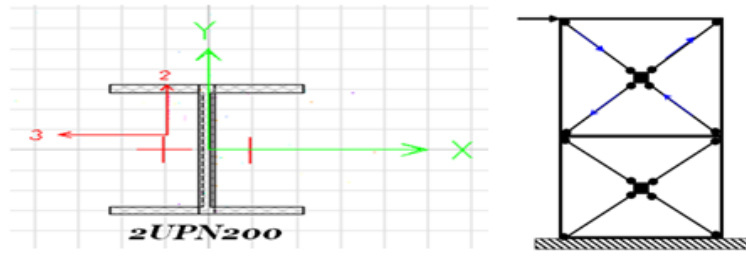


Figure (VIII- 2) ; Les palées en X

**A. Vérification a la traction**

TAB (VIII- 5) ; caractéristique profilé

caractéristique profilé	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ cm <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> )	$W_{ply}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{pl z}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{brute}$ (cm <sup>2</sup> )	$P_p$ (kg/ml)	$i_y$ (cm)	$i_z$ (cm)
2 UPN200	3822.16	968.52	458.315	119.406	64.38	58.8	7.7	3.9

**- Longueur d'une barre**

$$l = m$$

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle de niveau RDC

$$N_{sd} = 309,78 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma M_0} = 64,38 \times \frac{27,5}{1,1} = 1609,5 \text{ KN}$$

$309,78 < 1609,5 \Rightarrow N < N_{pl}$  donc le profilé est vérifiée

**B. Vérification à la compression**

On doit vérifier la condition suivante

$$N_{sd} \leq \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma M_0}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left( \beta_w \frac{M_{ply} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0,5}$$

$$\beta_w = 1 (\text{section.de.classe01})$$

$$W_{pl} = 458,315 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = 95,07 \text{ KN.m} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,32 \text{ risque de flambement}$$

D'après le tableau de choix de la courbe (tab 5.5.3 EC3)  $\Rightarrow$  courbe C

$$\chi = 0,4$$

$$N_r = \frac{\chi \times \beta_w \times A \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{0,4 \times 1 \times 64,3 \times 27,5}{1,1} = 643 \text{ KN}$$

$$167,4 \text{ KN} < 643 \text{ KN} \Rightarrow N_R < N_{pl}$$

Donc le profilé est vérifié Donc le profilé est vérifié.

**VIII.5. Calculs de ferrailage des poteaux en BA :**

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement CBA93 et les règles parasismiques en Algérie (RPA 99/ version 2003). et pour ce calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant dans les deux directions ( $M_{22}$ ,  $M_{33}$ , donnés par le SAP2000V16)

En calculs par les Combinaisons accidentelles. D'après le RPA99 (Art5.2) on a les cas suivants :  $1,35G+1,5Q$  et  $G+Q+1,2Ex$

**TAB (VIII- 3) ; Récapitulation des moments fléchissant et des efforts**

Combinaison	Nmax (kN)	Mcorr (kN.m)	Mmax (kN.m)	Ncorr (kN)	Tmax (kN)
1,35G+1,5Q	13222.8	781,76	2731,15	6137,02	855,46
G+Q+1,2Ex	1585.66	3874,13	5043,6	6408,9	882,78

**1. E.L.U :****A. Combinaison fondamentale ELU : 1.35G+1.5Q ;**

$$\text{les efforts } \begin{cases} N_{\max} = 13222.84 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = 781.76 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**❖ Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = 5.9 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 7.5 \text{ cm}$$

Dance :  $e_1 < (h/12) \Rightarrow$  Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

$$A'_1 = \frac{N - B \times \sigma_{BC}}{\sigma_s} = -2925.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_1 = 0$$

$$L_f = 0.7h = 357 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = 0.25 \Rightarrow \lambda = 14.28 \Rightarrow \lambda = 14.28 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.82$$

Selon le B.A.E.L 91:

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( \frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b-2)(h-2) = 7744 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A'_2 \geq -51.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Dance } A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

**B. 2ième Cas : Combinaison accidentelle :**

$$\text{les efforts} \begin{cases} N_{\max} = 1585.66 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = 387.413 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = 24.43 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 7.5 \text{ cm}$$

Dance :  $e_1 < (h/12) \Rightarrow$  L'effort normal est appliqué hors du noyau central

$\Rightarrow$  La section sera sollicitée à flexion composé

**Remarque :**

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué  $\Rightarrow$  les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élanement  $\lambda < 35$  (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 5.9 \times \frac{L_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{L_f}{h} < 5.93 \quad \left( \frac{L_f}{h} : \text{elancement geometrique} \right)$$

$$\frac{L_f}{h} < \max \left[ 15; \frac{20e_1}{h} \right]$$

Dans tous les cas  $\Rightarrow$  le poteau est peut élaner.

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1er ordre  $e_1$  par une excentricité majorée

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F) :

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( \frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) \Rightarrow A_2 \geq -356.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_3 = 0$$

**❖ Armatures minimales ;**

$\Rightarrow$  Selon le B.A.E.L 91 :

$$A_{\min} = \max \left[ 0.2 \times b \times \frac{h}{100} ; 8 \times \frac{b + h}{100} \right] \text{ cm}^2 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  Selon le R.P.A 99:

$$A_{\min} = 0.8\% b \times h = 64.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**❖ Armatures maximales :**

$\Rightarrow$  Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\max} \leq 5 \times b \times \frac{h}{100} = 405 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$\Rightarrow$  Selon le R.P.A 99:  $\begin{cases} A_{\max} = 4\% b \times h = 324 \text{ cm}^2 & \text{en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \times h = 486 \text{ cm}^2 & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$



❖ **Ferraillage adopté :**

$$A_{\text{adapte}} = \max (A_1 ; A_2 ; A_{\text{min}}) = 64.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**2. ELS**

$$\text{les efforts } \begin{cases} N_{\text{max}} = 9607,42 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = 568,27 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{max}}} = 5.91 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 7.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{compression centrée}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire

**C. Vérification de l'effort tranchant (B.A.E.L page46);**

$$T_{\text{max}} = 842.781 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

❖ **Armatures transversales :**

⇒ Selon le R.P.A 99 :

$$A_t = \varphi_a \times \delta_t \times \frac{T_{\text{max}}}{h \times f_e}$$

⇒ **Calcul des espacements ( $\delta_t$ ):**

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min(10\phi_L; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale} \\ \delta'_t \leq 10\phi_L \text{ en zone courante} \end{cases}$$

**Avec :**

$\phi_L$ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

⇒ **Donc on prend :**

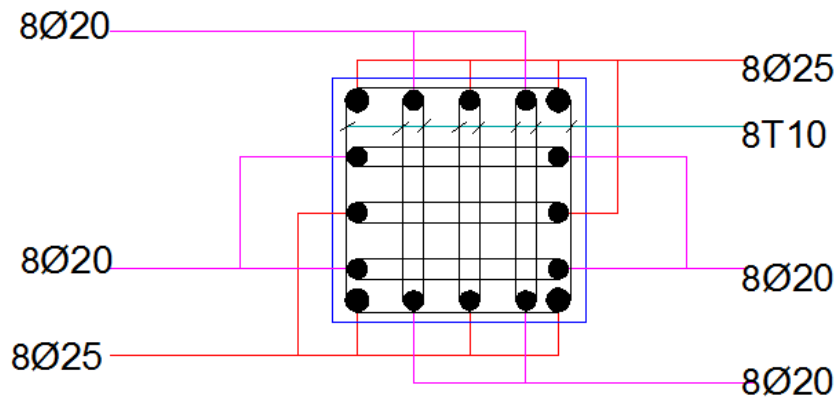
$$\delta_t = 15 \text{ cm en zone nodale}$$

$$\delta'_t = 10 \text{ cm en zone courante}$$

$$A_t = 6.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{min}} = 0.3\% \times b \times \delta'_t = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On prend ;  $A_t = 8\phi_{10} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$



**Figure (VIII - 6) : Ferrailage des poteaux**



# Chapitre IX

---



## *CALCUL DES ASSEMBLAGES*

**IX.1 Introduction :**

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- ✚ Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- ✚ Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- ✚ Les pièces accessoires de liaison
- ✚ Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

**IX.2 Différents types d'assemblages dans notre cas ;**

- A. Assemblage poteau poutre
- B. Assemblage Poutre principale et solive
- C. Assemblage poteau en béton armé et Poteau (HEB)
- D. Assemblage Poutre Reconstitué Soudé (PRS) et Poteau (HEB)
- E. Assemblage contreventement

**IX.3 Fonctionnement des assemblages :****IX.3.1. Le boulonnage ;**

Le boulonnage consiste 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 le cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

**TAB (IX- 1) : Les classes des boulons**

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

**IX.3.2. Le soudage ;**

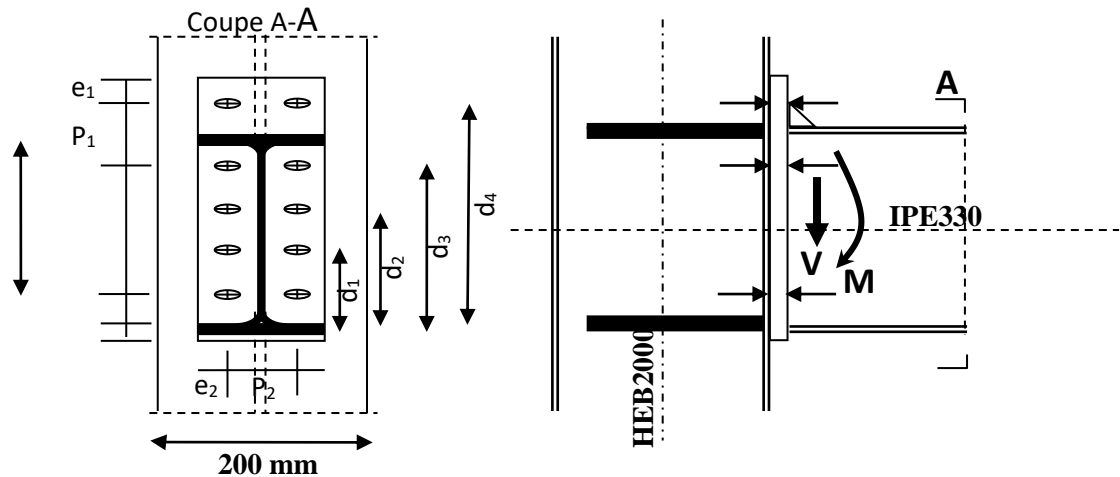
En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler

**IX.3.3. Fonctionnement par adhérence ;**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage , le collage , le boulonnage par boulons HR .

**IX.4 Calcul des assemblages :** Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas on aura à utiliser la norme NF P-22-460.

**IX.4.1. L'assemblage poteau poutre par platine d'extrémité :**



Figure( IX- 1) ;L'assemblage poteau poutre

TAB (IX- 2) ; Caractéristiques géométriques des profilés HEB200

Poteau	h (mm)	b (mm)	e <sub>ame</sub> (mm)	e <sub>semel</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )
<b>HEB200</b>	200	200	9	15	7810

TAB (IX- 3) ; Caractéristiques géométriques des profilés IPE330

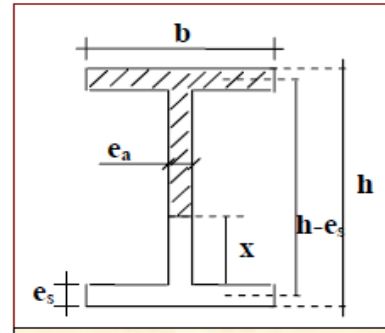
Poutre	h (mm)	b (mm)	e <sub>ame</sub> (mm)	e <sub>semel</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )
<b>IPE330</b>	330	160	7.5	11.5	6260

TAB ( IX- 4) ; Les efforts de sap2000v16

N (daN)	M (daN*mm)	T (daN)
191940	14215903	80356

**a. Position de l'axe neutre x :**

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 53.12 \text{ mm}$$



**Figure (IX- 2) ;**Position de l'axe neutre

**b. Les espacements entre les boulons  $\delta$  : (NF P22-460) :**

On a  $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$3d_0 \leq \delta_2 \leq 14t_w \Rightarrow 66 \leq P_2 \leq 105 \Rightarrow \delta_2 = 100 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq \delta_1 \leq 12t_w \Rightarrow 26,4 \leq e_1 \leq 90 \Rightarrow \delta_1 = 60 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq \delta_t \leq 12t_w \Rightarrow 33 \leq e_2 \leq 90 \Rightarrow \delta_t = 70 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq \delta \leq 14t_w \Rightarrow 48,4 \leq P_1 \leq 105 \Rightarrow \delta = 80 \text{ mm}$$

**c. Calcul de la pince : (NF P22-460 art 9.2.1.2) :**

$$1.5d_{tr} \leq \delta_l \leq 2.5d_{tr} \text{ avec } d_{tr} = \Phi + 2$$

Les boulon de type HR 8.8 de diamètre=20mm

( $\Phi 20$ ). Donc  $d_{tr} = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$

$$\text{Nous avons } 33 \leq \delta_l \leq 55 \Rightarrow \delta_l = 40 \text{ mm}$$

**d. Calcul épaisseurs des soudures :**

(NF P22-460) :

- ✓ Acier E24  $\Rightarrow k$  : coefficient minorateur = **0,7**
- ✓ Soudure semelle sur la platine :  $a_f = k \times 0,7 \times e_s = 0,7 \times 0,7 \times 11,5 = 6 \text{ mm}$ .
- ✓ Soudure de l'âme sur la platine :  $a_w = k \times 0,7 \times e_a = 0,7 \times 0,7 \times 7,5 = 4 \text{ mm}$ .

**e. Calcul de  $\alpha$  :**

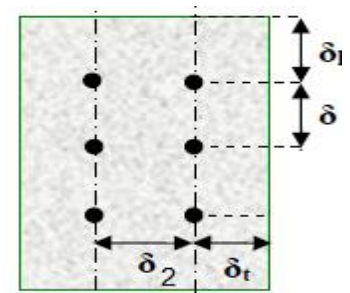
$$\alpha = \frac{9,2+n}{8+4 \times n} = \frac{9,2+5}{8+4 \times 5} = 0,5 \text{ (Cas où on peut disposer de boulons extérieurs)}$$

**f. Calcul de F :**

$$F = \frac{\alpha \times M}{1,8(h - 2e_s)} = \frac{0,5 \times 14215903}{1,8(330 - 23)} = 6317,49 \text{ daN}$$

**g. Calcul de l'effort admissible par boulon de traction :**

$$N_0 = 0,8 \times \sigma_e \times A_r = 0,8 \times 90 \times 245 = 17640 \text{ daN}$$



**Figure (IX- 3) ;**Les espacements entre les boulons  $\delta$

**h. Epaisseur de la platine :**

$$e = \frac{F}{375 \left( \frac{t_a}{C_a} + \frac{t_s}{C_s} \right)} \quad \text{Boulons extérieurs)}$$

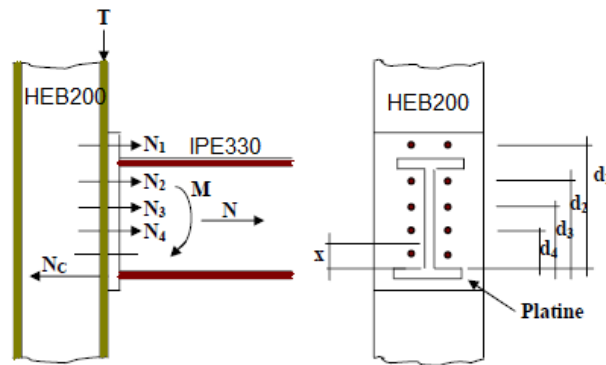
$$t_a = \frac{\delta - e_a}{2} = \frac{80 - 7.5}{2} = 36 \text{ mm}$$

$$C_a = t_a - a_w = 36 - 4 = 32 \text{ mm}$$

$$t_s = \delta_1 - e_s = 40 - 11.5 = 28.5 \text{ mm}$$

$$C_s = t_s - e_s = 28.5 - 11.5 = 17 \text{ mm}$$

Donc :  $e = 6 \text{ mm} \Rightarrow$  On optera pour une épaisseur de 10 mm.

**j. Vérification de l'assemblage vis-à-vis du moment :**

**Figure (IX- 4); Assemblage Rigide**

Pour vérifier la résistance de l'assemblage il faut que la condition suivante soit Satisfaite ;

✚ **Le moment extérieur :**

$$M_e = M + \left( N \times h' \frac{b \times e_s}{A} \right) = 14215.9030 + \left( 80356 \times 318.5 \times \frac{160 \times 11.5}{6260} \right)$$

$$\Rightarrow M_e = 7536872.5 \text{ daN.mm}$$

✚ **Détermination des efforts dans les boulons ;**

$$\Rightarrow \text{Condition à vérifier : } N_i \leq n \times F_p$$

$$\text{Avec : } N_i = \frac{M_e \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{et} \quad F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$n=2$  (nombre de boulons par rangés)

$F_p$ : l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

$$n \times F_p = 2 \times 0.7 \times 1000 \times 245 = 343 \text{ kN}$$

$$d_1 = 60 \text{ mm} \Rightarrow N_1 = 27.98 \text{ kN} < 343 \text{ kN}$$

$$d_2 = 140 \text{ mm} \Rightarrow N_2 = 62.29 \text{ kN} < 343 \text{ kN}$$

$$d_3 = 220 \text{ mm} \Rightarrow N_3 = 102.61 \text{ kN} < 343 \text{ kN}$$

$$d_4 = 300 \text{ mm} \Rightarrow N_4 = 139.92 \text{ kN} < 343 \text{ kN}$$

$$\text{Avec ; } \sum d_i^2 = 60^2 + 140^2 + 220^2 + 300^2 = 161600 \text{ mm}^2$$

✚ **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

⇒ Condition à vérifier  $M_r > M_e$

$$\text{Avec : } M_r = \sum d_i \times N_i = 76.1 \text{ kN.m} \Rightarrow M_r > M_e \quad \text{CV}$$

✚ **Vérification de l'assemblage vis-à-vis de l'effort tranchant : (NF P22-460 art 6.2) :**

1. L'effort tranchant  $T_1$  doit vérifier la condition :

$$T_1 \leq T_{adm}$$

2. L'effort admissible dans les assemblages :

$$T_{adm} = 1,1 \times P_v \times \mu f$$

$$T_{adm} = 1,1 \times 90 \times 300 \times 0,3 = 8910 \text{ daN}$$

$$\text{Et : } T_1 = \frac{T}{N} = 8035,6 \text{ daN}$$

$$T_1 \leq T_{adm} \quad \text{CV}$$

✚ **Vérification de la pression diamétrale des boulons : (NF P22-460 art 6.5)**

$$\frac{T}{d \times e} \leq 4 \times \sigma_e$$

$$\frac{8035,6}{10 \times 20} = 40,178 \text{ daN. mm}^{-2} \leq 4 \times 36 = 144 \text{ daN. mm}^{-2} \quad \text{CV}$$

#### IX.4.2. Assemblage Poutre principale IPE330 et solive IPE200 :

L'assemblage est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre :

✚ Les efforts maximaux à prendre (par sap2000v16):  $\Rightarrow \begin{cases} N = 637,95 \text{ kN} \\ V = 426,47 \text{ kN} \end{cases}$

**TAB (IX- 5) ;** Caractéristiques géométriques des profilés IPE200

poutre	h(mm)	b(mm)	a <sub>a</sub> (mm)	a <sub>s</sub> (mm)	A(mm <sup>2</sup> )
IPE200	200	100	5,6	8,5	28,5

#### A. Choix de diamètre du boulon :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite



$t \leq 10$  mm  $d = (12 ; 14)$  mm

$10 \leq t \leq 25$  mm  $d = (16 ; 20 ; 24)$  mm

$t \geq 25$  mm  $d = (24 ; 27 ; 30)$  mm

On a l'épaisseur de la platine  $t = 10$  mm alors on prend  $\phi = 24$  mm classe 10.9

### B. Détermination du nombre de boulons nécessaire :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :  $F_{V,sd} \leq F_{V,rd}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \\ F_{V,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0.5}{\gamma_{Mb}} \end{cases}$$

$F_{V,sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon

$V_{sd}$  : Effort fléchissant vertical

$F_{V,rd}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$A_s$  : Aire de la section transversale

$$\text{Dance ; } n \geq \frac{1.25 \times 42647}{0.5 \times 1000 \times 561}$$

$$\Rightarrow n \geq 0.19$$

$n_1 = 2$  (nombre des boulons de ranges)

On prend  $n = 2$  (boulons) HR  $n_2 = 1$  (nombre de file)

### C. Disposition des boulons

$$d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t_w \Rightarrow 26.4 \leq e_1 \leq 67.2$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq 14t_w \Rightarrow 48.4 \leq P_1 \leq 78.4$$

$$\begin{cases} e_1 = 50 \text{ mm} \\ p_1 = 70 \text{ mm} \end{cases} \begin{cases} e_{1,b} = 100 \text{ mm} \\ h_0 = 200 \end{cases}$$

### D. Vérification des boulons au cisaillement :

$\Rightarrow$  Condition de la résistance au cisaillement des boulons :  $F_{V,sd} \leq F_{V,rd}$

$$\text{Avec : } \sigma = 1.54 \times \frac{T}{m \times n \times A_r} \leq \sigma_{red} \Rightarrow 1.54 \times \frac{42647}{4 \times 2 \times 561} \leq \sigma_{red}$$

$$9.5 \leq 24 \text{ daN/mm}^2 \text{ CV}$$

### E. Vérification des boulons au cisaillement et à la traction :

$$1.25 \times \frac{N_b}{A_s} \leq \sigma_{red} \text{ et } \frac{\sqrt{N_b^2 + 2.36T_b^2}}{A_s} \leq \sigma_{red}$$

$\Rightarrow$  tel que :

Nb : effort normal de traction par boulon

Tb : effort tranchant par boulon

Donc :

$$\Rightarrow 1.25 \times \frac{N_b}{A_s} = 1.25 \times \frac{7974}{561} = 14.21 \leq 24 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{CV}$$

$$\Rightarrow \frac{\sqrt{N_b^2 + 2.36T_b^2}}{A_s} = 20.37 \leq 24 \text{ cv}$$

**F. Vérification de la pression diamétrale : (NF P22-460) :** Pour les boulons ordinaires la condition est :

✚ **Pour le solive :**

$$\frac{T_b}{e_b} \leq 3\sigma_e \Rightarrow \frac{5330}{4 \times 5.6 \times 15} = 15.88 \leq 72 \text{ daN/mm}^2$$

✚ **Pour la poutre principale :**

$$\frac{T_b}{e_b} \leq 3\sigma_e \Rightarrow \frac{5336}{4 \times 7.5 \times 15} = 11.85 \leq 72 \text{ daN/mm}^2$$

**IX.4.3. Assemblage poteau (BA) et poutre (PRS) :**

**TAB (IX- 1) ;** les résultats de logicielle sap2000v16

N (daN)	M (daN*mm)	T (daN)
626400	77300000	46451

### A. Dimensionnement de la platine

C'est un plat en acier rectangulaire soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

⇒ **Cordons de soudure :**

$$\text{HEB200} \begin{cases} a_s = 0.7 \times t_f = 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm} \\ a_a = 0.7 \times t_w = 0.7 \times 9 = 6.3 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend :  $a_s = 25 \text{ mm}$  et  $a_a = 15 \text{ mm}$

⇒ **Surface de la platine**

$$\text{HEB200} \begin{cases} a \geq 200 + (2 \times 25) = 250 \text{ mm} \\ b \geq 200 + (2 \times 25) = 250 \text{ mm} \end{cases}$$

⇒ **On doit vérifier que :**

$$\sigma = (N/ab) \Rightarrow 6264/8100 = 0.77 \text{ kN/cm}^2$$

Béton dosé à 350Kg/m<sup>3</sup> de ciment :  $\sigma_b = 0,8 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma = 0.77 < \sigma_b = 0,8 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{CV}$$

⇒ **Epaisseur de la platine**

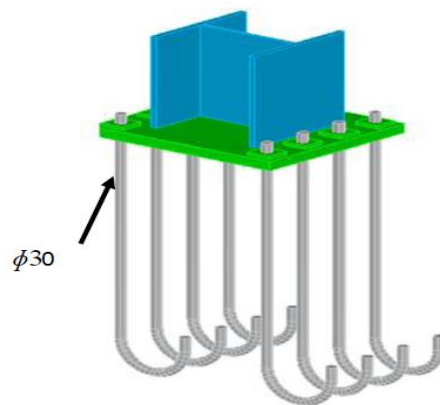
$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}} = 25 \sqrt{\frac{3 \times 77.33}{24}} = 7.77 \text{ mm}$$

u: la largeur entre l'extrémité de la platine et le poteau

On prend :  $t = 30 \text{ mm}$

#### A. Diamètre des tiges d'ancrage :

$$N_a = 0.1 \times \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq \frac{N_{sd}}{8}$$



**Figure (IX- 5) ; des tiges d'ancrage**

$g_c$  : Dosage en ciment du béton à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment

$d_1$  ; distance entre la tige et la paroi la plus proche  $d_1 = 150 \text{ cm}$

$r = 3\phi$        $l_1 = 20\phi$        $l_2 = 2\phi$

Dance ;  $4.55\phi^2 - 61.58\phi - 2155.25 \geq 0 \Rightarrow \phi \geq 19.1$  On prend  $\phi = 30 \text{ mm}$

Et  $r : 90 \text{ mm}$        $l_1 : 600 \text{ mm}$        $l_2 : 60 \text{ mm}$

$\Rightarrow$  **Condition d'équilibre selon le code ; (BAEL)**

$$F_a \geq \frac{N}{8}$$

Avec :

$$F_a = \pi \times \phi \times \tau_{su} \times l_s$$

$l_s$  : Longueur de scellement droit

$\phi$  ; Diamètre de la tige lisse

$\tau_{su}$  : Contrainte d'adhérence définie précédemment

$F_a$  : Effort de traction

$$\tau_{su} = 0.6 \times \varphi^2 \times f_{tj} \quad \text{avec } \varphi = 1 \quad \text{et } f_{tj} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1^2 \times 2.1 = 1.26 \text{ Mpa}$$

Dance ;  $F_a = 3.14 \times 30 \times 1.26 \times 6000 = 712152 \text{ daN} \geq 156600 \text{ daN}$  **Acceptable.**

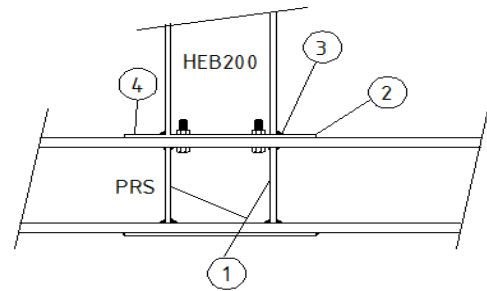
**IX.4.5. Assemblage Poutre (PRS) et Poteau (HEB)**

TAB (IX- 2) ; Les résultat des logicielle sap2000v16

N (daN)	M (daN*mm)
518587	59463.92

**a. Caractéristique cet assemblage**

1. Un raidisseur
2. des boulonne
3. le soudage
4. Platine



**Figure (IX- 6) : Assemblage en T, Poutre (PRS) et Poteau (HEB200)**

**b. Dimensionnement le raidisseur :**

$$tr \geq 10 \quad (\text{selon EC03})$$

On prendre  $tr = 40 \text{ mm}$

**c. dimensionnement des boulonnes ;**

En prendre 4 boulonnes avec leurs  $\phi = 30 \text{ mm}$  pour vérifier la condition suivent :

$$N_a = 0.1 \times \left( 1 + \frac{7 \times g_c}{1000} \right) \times \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \times (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq \frac{N_{sd}}{4}$$

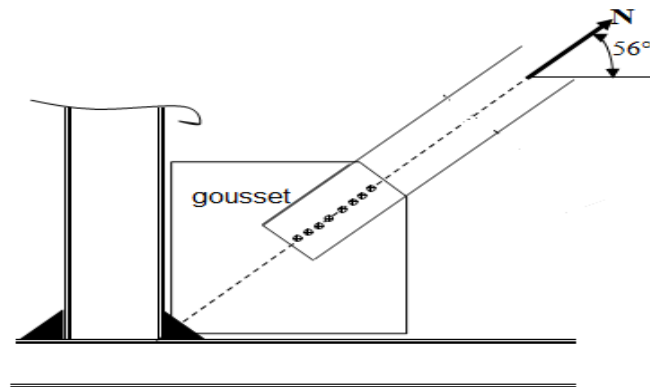
Avec ;

$g_c$  : Dosage en ciment du béton à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment

$d_1$  ; distance entre la tige et la paroi la plus proche  $d_1 = 150 \text{ cm}$

$$r = 3\phi = 90 \text{ mm} \quad l_1 = 20\phi = 600 \text{ mm} \quad l_2 = 2\phi = 60 \text{ mm}$$

$$\text{dance : } \begin{cases} N_a = 707262.5 \text{ daN} \\ \frac{N_{sd}}{4} = 129646.75 \text{ daN} \end{cases} \Rightarrow N_a > N_{sd}/4 \text{ Acceptable.}$$

**IX.4.6. Assemblage contreventement :****I. Contreventement UPN200 en X avec poteau ;****Figure (IX- 7) : Assemblage poteau – diagonale UPN****a. Résistance au glissement :**

$$F_s = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{Ms}}$$

$$\text{Ave : } F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Nombre de sections de cisaillement  $m = 1$

$$K_s = 1 \quad ; \quad \mu = 0.3 \quad ; \quad \gamma_{Ms} = 1.25$$

Boulons  $\Phi 14$  ( $A_s = 115 \text{ mm}^2$ )  $\Rightarrow F_p = 80.5 \text{ kN}$

$$F_s = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 80.5}{1.25} = 19.32 \text{ kN}$$

**b. Résistance au Cisaillement :**

$$F_s = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_b}{\gamma_{Mb}}$$

Boulons classe : 10.9EC3 tab6.5.3 page251

$$F_v = 0.5 \times 1000 \times 115 / 1.25 = 46 \text{ kN}$$

$A_b$  ; est remplacé par  $A_s$  si le cisaillement est sur la partie filetée

**c. Nombre de boulons :**

$$F = 757.601 \text{ kN}$$

Nombre de boulons cisailés :  $n = 757.601 / 46 = 16.47 = 16$  boulons

On prend boulons  $\Phi 14 \Rightarrow d_{tr} = 14 \text{ mm} \Rightarrow F_1 = 757.601 / 16 = 47.35 \text{ kN}$

**d. Vérification de pression diamétrale :**

$$F_b = 2,5\alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb} \geq F_1$$

EC3 tab6.5.3 page251

Pince longitudinale :  $e_1 = 1.7d \approx 30\text{mm}$ Distance entre rangées de boulons :  $p_1 = 2.5d = 40\text{mm}$  EC3.tab6.5.4 p252 $d_t = 14\text{mm}$        $t = 10\text{mm}$  (épaisseur de la platine d'extrémité)

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 16\text{mm}$$

$$f_{ub} = 1000\text{N/mm}^2$$

$$f_u = 275\text{N/mm}^2$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0,62 ; 0,58 ; 3,63 ; 1) \Rightarrow \alpha = 0,58$$

$$Dance : F_B = 2,5 \times 0,58 \times 275 \times 14 \times 10 / 1,25 = 55.825\text{kN} > F_1 = 47,35\text{kN}. \text{ C.V}$$

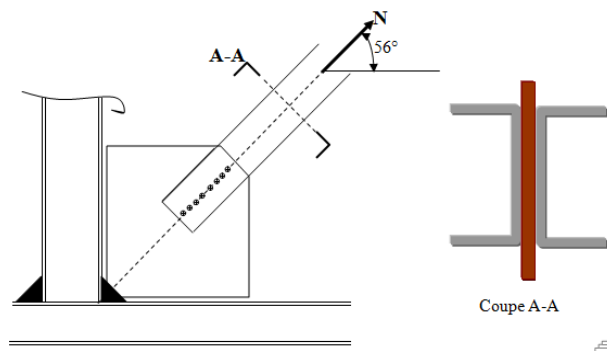
**3. Contreventement UPN200 en X avec poteau :**

Figure IX- 8 : Assemblage poteau – diagonale 2UPN

**a. Résistance au glissement :**

$$F_s = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{Ms}}$$

$$\text{Ave : } F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$m = 2 \quad ; \quad K_s = 1 \quad ; \quad \mu = 0,3 \quad ; \quad \gamma_{Ms} = 1.25$$

$$\text{Boulons } \Phi 16 (A_s = 157 \text{ mm}^2) \Rightarrow F_p = 109.9 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{1 \times 2 \times 0.3 \times 109.9}{1.25} = 52.752 \text{ kN}$$

**c. Résistance au Cisaillement :**

$$F_v = 62.8 \text{ kN Boulons classe : 10.9EC3}$$

**d. Nombre de boulons :**

$$F=670.635 \text{ kN}$$

$$\text{Nombre de boulons : } n = 670.635 / 62.8 = 10.68 = 12 \text{ boulons}$$

$$\Rightarrow \text{On prend boulons } \Phi 16 \Rightarrow d_{tr} = 16 \text{ mm} \Rightarrow F_1 = 670.635 / 12 = 55.89 \text{ kN}$$

**e. Vérification de pression diamétrale :**

$$F_b = 2,5\alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb} \geq F_1 \text{ EC3 tab6.5.3 page251}$$

$$e_1 = 1.7d \approx 30 \text{ mm}$$

$$p_1 = 2.5d = 45 \text{ mm}$$

EC03

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

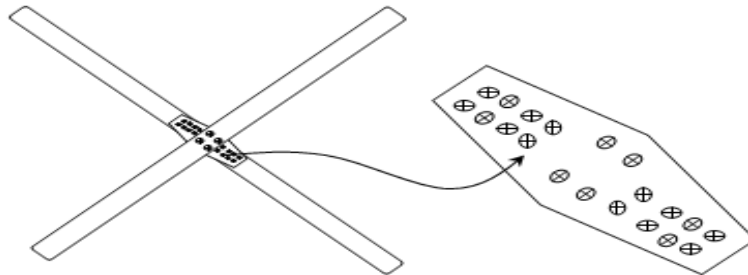
$$f_u = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = \min(0,55 ; 0,58 ; 3,63 ; 1) \Rightarrow \alpha = 0,58$$

$$\text{Dance : } F_B = 2,5 \times 0,58 \times 275 \times 16 \times 10 / 1,25 = 48,4 \text{ kN} < F_1 = 55,89 \text{ kN. C.N.Vérifiée}$$

Dans ce cas on doit augmenter le diamètre des boulons Soit les boulons de  $\phi 18$

$$F_B = 2,5 \times 0,58 \times 275 \times 20 \times 10 / 1,25 = 60,5 \text{ kN} > F_1 = 55,89 \text{ kN. C.Vérifiée}$$

**4. Contreventement en X (assemblage milieu) :**

**Figure (IX- 9) : assemblage milieu**

**a. Résistance au glissement d'un boulon :**

$$N_{sd} = 670.635$$

$$F_s = \frac{1 \times 0.3 \times 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

**b. Nombre de boulons :**

$$n = \frac{N}{F_s} = 16 \text{ kN}$$

Le nombre de boulons  $n=16$

**c. Pression diamétrale :**

$$F_B = 2,5\alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb}$$

$$e_1 = 1.7d \approx 40\text{mm} \quad p_1 = 2.5d = 55\text{mm}$$

$$d_{tr} = 20\text{mm}$$

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 22\text{mm}$$

$$\alpha = \min(0,66 ; 0,91 ; 3,63 ; 1) \Rightarrow \alpha = 0,66$$

$$F_B = 2,5 \times 0,66 \times 275 \times 22 \times 10 / 1,25 = 79,86 \text{ kN} > F_1 = 41,16 \text{ kN. C.Vérifiée}$$

**d. Vérification de la résistance des UPN :**

$$\text{Section brute : } A_B = 6438 \text{ mm}^2$$

$$\text{Section net : } A_N = 6438 - 16 \times 22 = 6086 \text{ mm}^2$$

$\Rightarrow$  Contrainte de traction :

$$\sigma = \frac{N}{A_N} = \frac{670635}{6086} = 110,19 \text{ daN. mm}^{-2} < 275 \text{ daN. mm}^{-2} \text{ CV}$$





# Chapitre X

---



***ETUDE  
DE L'INFRASTRUCTURE***

### X.1 Introduction

Dans n'importe quel projet de construction, comprendre le phénomène d'interaction sol structure est très important, malheureusement cette interaction est souvent négligée.

Vue la complexité de cette interaction mutuelle, la connaissance du sol support apparaît plus que primordiale. Pour pouvoir apprécier au mieux la qualité d'un sol on est obligé de réaliser certains essais de mécanique des sols, ces derniers donneront des résultats décisifs sur lesquels sera basé le choix de l'implantation du futur site de construction.

### X.2 Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante N.B: dans ce cas en vas prendre =2 bars

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{semelle} \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{8377.09}{20} = 418.9 \text{ m}^2$$

**Commentaire :** On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

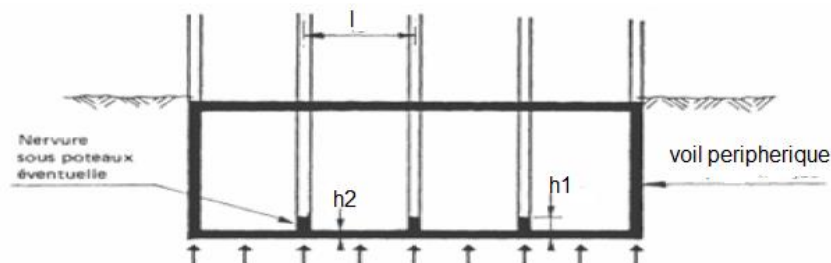
- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise le forte Pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution

### X.3 Etude du radier :

#### 1. Pré dimensionnement du radier

On a :  $\Rightarrow N_{ser} = 8377.088 \text{ kN}$  et  $S_{rad} = 418.85 \text{ m}^2$

$\Rightarrow$  L'emprise totale de l'immeuble est de  $470.60 \text{ m}^2$ .



**Figure (IX - 1) ; Schéma du radier nervuré**

## 2. Pré dimensionnement de la dalle :

### ✚ Condition forfaitaire :

$$\frac{l_x}{35} < h_2 < \frac{l_x}{30}$$

Telle que :  $l_x = 5,2$  m entre axe des poteaux perpendiculairement aux nervures. Donc on a :  $14.85\text{cm} < h_2 < 17.33\text{cm}$

On choisit  $h_2 = 15\text{cm}$ .

### ✚ Condition de résistance au cisaillement :

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93[4], la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times b} \leq 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :  $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU

$$\tau_u = \frac{N_u}{s_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9 \times h_2} \leq \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u}{0.9 \times 2 \times S \times b \times 0.15 \times f_{cj}}$$

On a :

- $N_u = 11527.21$  kN
- $L_{max}$ : la plus grande portée de la dalle = 5.5m.
- $b = 1$  m

$$h_2 \geq 31 \text{ cm} \Rightarrow h_2 = 40 \text{ cm}$$

## 3. Pré dimensionnement de la nervure :

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes ;

### ✚ Condition forfaitaire : L'épaisseur du radier général doit satisfaire

$$h_1 \geq L_{max} / 10 = 0.55$$

### ✚ Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K_b}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$E = 3,21 \times 10^6$  t/m<sup>2</sup> est le module d'élasticité.

$I$  : inertie d'une bande d'un mètre de radier

$K = 4000$  t/m<sup>2</sup>: coefficient de raideur du sol.

$b$  : largeur du radier

$$h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max} \times K}{K_b}} = 0.92 \text{ m} \Rightarrow h_1 = 1 \text{ m}$$

#### 4. Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)[5]

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant, Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \geq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : la charge de calcul du poteau le plus sollicité = 1097.76 KN.

$$\mu_c = 2(a+h) = 2(5.5+1) = 13 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.045 \times 13 \times 25000}{1.5} = 9750 \text{ kN}$$

Dance ;  $\bar{N}_u > N_u \text{ CV}$

##### 1. Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S_s$$

$$\text{Avec ; } W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 9409.98 + 4600 = 14009.98 \text{ kN}$$

$F_s = 1.5$  Coefficient de sécurité

$\delta = 1 \text{ t/m}^3$ : Poids volumique de l'eau

$Z = 2.0 \text{ m}$  : Hauteur d'ancrage du radier

$$F_s \times \delta \times Z \times S_s = 13800 \text{ kN} \Rightarrow W \geq F_s \times \delta \times Z \times S_s \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

b. .Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

##### 1. Méthode de calcul :

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91 [5].

- Dans le sens de grande portée :  $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée :  $M_x = \mu_y \times M_x$

Tel que :

$\mu_x, \mu_y$  sont des coefficients fonction de  $\alpha = l_x / l_y$  et  $\nu$  (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75. M_x; M_{ty} = 0,75. M_y$
- Moment sur appuis :  $M_{ax} = 0,5. M_x; M_{ay} = 0,5. M_y$

$$\Rightarrow \text{ELU ; } q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{2232,81}{41.84} = 53.37 \text{ kN.m}^{-2}$$

$$\Rightarrow \text{ELS}; q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{1653.93}{41.84} = 39.53 \text{ kN.m}^{-2}$$

On a pour le panneau le plus sollicité :

➤ **ELU** ;  $v = 0$

**TAB (X- 2) : Calcul des efforts à L'ELU**

lx	ly	lx/ly	sens x				sens y			
			$\mu_x$	$M_x$ kN,m	$M_{tx}$ kN,m	Max kN,m	$\mu_y$	$M_y$ kN,m	$M_{ty}$ kN,m	$M_{ay}$ kN,m
3.15	5.5	0.57	0.69	367,17	275,37	183.59	0.11	170,73	128.05	85.37

➤ **ELS** ;  $v = 0.2$

**TAB (X- 3) : Calcul des efforts à L'ELS**

lx	ly	lx/ly	sens x				sens y			
			$\mu_x$	$M_x$ kN,m	$M_{tx}$ kN,m	Max kN,m	$\mu_y$	$M_y$ kN,m	$M_{ty}$ kN,m	$M_{ay}$ kN,m
3.15	5.5	0.57	0.69	271,98	203.99	135.99	0.13	167.20	125.40	62.7

## 2. Calcul des sections d'armatures :

$b=100\text{cm}$  ;  $h=40\text{cm}$  ;  $d= 0,9.h = 36\text{cm}$

➤ **En appuis** ;

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad , \quad A_s = \frac{M_{ut}}{Z \times d \times f_e / \gamma_s}$$

➤ **Entravée** :

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad , \quad A_s = \frac{M_{ua}}{Z \times d \times f_e / \gamma_s}$$

➤ **Avec**:

$f_{bc}= 14,16$  ;  $f_e=400\text{KN/m}^2$  ;  $\gamma_s=1,15$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b})$  ;  $Z = d(1 - 0.4\alpha)$

$$A_{s(\min)} = \max \left\{ 0.23 \times \frac{f_{28}}{f_e} ; \frac{bd}{1000} \right\} \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

**A. Le ferrailage à L'ELU :****TAB (X- 4) ;** Ferrailage du radier a L'ELU

	sens x		sens y	
	appui	travée	appui	travée
Mu(kN.m)				
$\mu b$	0,0708	0,106	0,046	0,068
$\alpha$	0,091	0,14	0,058	0,088
Z(m)	0,346	0,339	0,351	0,347
$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	30,06	45,93	19,20	28,99
$A_{s(\text{min})}(\text{cm}^2/\text{ml})$	12,07	12,07	12,07	12,07
choix (armature)	10HA20	15HA20	7HA20	10HA20
$A_{s(\text{choix})}(\text{cm}^2/\text{ml})$	31,41	47,12	21,99	31,41

**B. Le ferrailage à L'ELS :****TAB (X- 5) ;** Ferrailage du radier a L'ELS

	sens x		sens y	
	appui	travée	appui	travée
Mu(kN.m)				
$\mu b$	0,056	0,085	0,042	0,063
$\alpha$	0,072	0,11	0,053	0,082
Z(m)	0,349	0,344	0,344	0,348
$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	23,79	36,44	17,69	26,85
$A_{s(\text{min})}(\text{cm}^2/\text{ml})$	12,07	12,07	12,07	12,07
choix (armature)	8HA20	12HA20	6HA20	10HA20
$A_{s(\text{choix})}(\text{cm}^2/\text{ml})$	25,13	37,69	19	31,41

**C. Versificatrice la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa} ) = 2.5 \text{ MPa} > \tau_u = 1.64 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition Verifiee}$$

**D. Les armatures transversales :**

**Espacement :** D'après le BAEL91 [5] l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min\{15\Phi_1 ; 40 \text{ cm} ; a + 10\} = \{30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 90 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

$\Phi_1$  : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a ; le plus petit côté des dimensions transversales du poteau

**3. Etude du débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 50cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1m.

✚ Ona ;  $b = 1\text{ m}$  ;  $h = 0,4\text{ m}$  ;  $d = 0,36\text{ m}$  ;  $l = 0,5\text{ m}$

### a. Ferrailage du débord

$$q_u = 53.37\text{ kN}$$

$$q_{\text{ser}} = 39.53\text{ kN}$$

✚ Calcul à l'ELU :  $M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = 6,67\text{ kN.m}$

**TAB (X- 6):** Ferrailage du débord à L'ELU

$M_u(\text{kN.m})$	$\mu b$	$\alpha$	Z(m)	$A_s(\text{cm}^2)$
6.67	0.013	0.016	0.357	5.5

✚ Calcul à l'ELS :  $M_s = \frac{q_u \times l^2}{2} = 4.94\text{ kN.m}$

**TAB (X- 7) :** Ferrailage du débord à L'ELS

$M_s(\text{kN.m})$	$\mu b$	$\alpha$	Z(m)	$A_s(\text{cm}^2)/\text{ml}$
4.94	0.009	0.012	0.358	3.95

### a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s(\text{min})}$$

$$\text{telque ; } A_{s(\text{min})} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_{tj}} \Rightarrow A_{s\text{min}} = 4.34\text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s.\text{min}} ; A_{s.\text{ult}} ; A_{s.\text{ser}}) = 5.5\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \text{Choix des barres du débord : } 6\text{HA}14 (A_s = 9,23\text{ cm}^2/\text{ml})$$

## X.4 Calcul du voile périphérique :

### 1. Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures .d'après le R.P.A 99 (art-10-12)[2], le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- l'épaisseur  $\geq 15\text{ cm}$ .
- les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

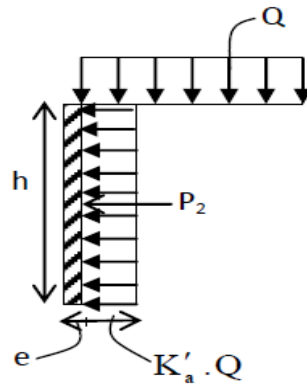


Figure (XI - 2) : Poussée de la terre

- Le voile pourra être considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés, encastré en pied et articulé en tête.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation  $Q=1,5\text{KN/m}^2$ .
- $\gamma$  : poids volumique de la terre ( $\gamma = 17\text{kN/m}^3$ )
- $\varphi$ : angle de frottement interne du sol ( $\varphi= 35^\circ$ )
- $K_a$  ; coefficient de poussée des terres  $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{0}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec : } (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = 0.271$$

- le dimensionnement** : D'après le RPA.99 [2]; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm. On adopte 15cm

#### A. Calcul des charges :

$$\text{Poussée des terres : } p_1 = k_a \times \gamma \times \frac{h^2}{2} \quad \text{avec : } \begin{cases} p_1 ; \text{pousse des terres} \\ \gamma: \text{poids spécifique des terres} \\ h: \text{hauteur du voile} \end{cases}$$

#### B. poussée supplémentaire due au surcharge :

$$P_2 = K_a' \times \varphi \times h = 0.11 \text{ t/ml}$$

- Le diagramme des pressions correspondant à  $P_2$  est alors un rectangle de hauteur h et de base  $K' \cdot \varphi A$ , et la résultante  $P_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.

#### C. La charge pondérée ;

$$Q = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 2.59 \text{ t/ml}$$

**D.cul du ferrailage** : L'étude se fait pour le cas d'un dalle uniformément chargée

$$L_x = 3.15 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 5.5 \text{ m} \quad L_x/L_y = 0.57 > 0.4$$

⇒ la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens .

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 1.36 \text{ t.m} ; M_{tx} = 1.02 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0.88 \text{ t.m} ; M_{ty} = 0.66 \text{ t.m}$$



- **Sens x :**

$$M_{tx} = 1.02 \text{ t.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.098 ; \alpha = 0.128 ; \beta = 12.77 \text{ cm}$$

$$A_s = 5.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens y :**

$$M_{ty} = 0.66 \text{ t.m} ; d_y = 13.5 \text{ cm} ; \mu = 0.063 ; \alpha = 0.081 ; \beta = 13.05 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**3. Condition de non fragilité ;**- **Sens y : D'après RPA99 [2] :**

$$A_{ymin} = 0,10\% . b . h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Et d'après B.A.E.L.91[5] } A_{ymin} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adoptee} = \max \{ A_{calc} ; A_{minR.P.A99} ; A_{minB.A.E.L91} \}$$

$$A_{adoptee} = \max \{ 3.63 ; 1.5 ; 1.2 \}$$

$$A_{adoptee} = 3.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : 4T12/ml,  $A = 4,52 \text{ cm}^2$ , espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

- **Sens x**

$$A_{xmin} = \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1.3 \text{ cm}^2 . \text{ ml}^{-1}$$

$$A_{adoptee} = \max \{ 5.73 ; 1.5 ; 1.3 \} \Rightarrow A_{adoptee} = 5.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En prend : 4T14/ml ;  $A = 6.16 \text{ cm}^2$  ; espacement  $St = 25 \text{ cm}$

**4. les vérifications :**▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{max} = q \times \frac{lx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 4.57 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 . d} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u.limit} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

La dalle est bétonnée sans reprise. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

▪ **Vérification des contraintes à L'E.L.S :**

$$q_{ser} = 1.91 \text{ t} ; M_{ox} = 2.52 \text{ t.m} ; M_{oy} = 1.63 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 1.89 \text{ t.m} ; M_{ty} = 1.22 \text{ t.m}$$

- **Sens x :**

Mser = 1.89 t       $\rho = 0.45$  et abaque ; K = 45.2 et  $\beta = 1.2$

$$\sigma_s = \frac{Msre}{\beta \times d \times A_s} = 189.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta ft28}\right) ; \text{ (fessuration prejudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} > \sigma_s = 189.39 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = 4.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- **Sens y :**

Mser = 0.29 t       $\rho = 0.30$  et abaque ; K = 41 et  $\beta = 0.912$

$$\sigma_s = \frac{Msre}{\beta \times d \times A_s} = 64.73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} > \sigma_s = 64.73 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = 1.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

## Conclusion Générale

Notre projet nous a permis de dimensionner et de vérifier individuellement les éléments de notre bâtiment sous toutes les combinaisons d'actions possibles, et d'étudier les phénomènes d'instabilité élastiques qui sont très fréquents du l'utilisation d'éléments minces et de grandes élancement.

On a réduit et solidarisé les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations par l'assemblage boulonné, tout en tenant compte de l'aspect économique, de la sécurité et du confort.

Ce projet de fin d'étude nous permis d'approfondir nos connaissances théoriques acquises durant le cursus universitaire.

En fin, Nous espérons que ce travail aura une double répercussion, la première c'est de nous servir comme élément de référence pour nos débuts dans la charpente métallique vu que c'est un type de construction très prometteur et dont les avantages ne sont plus à prouver. En second lieu, il servira certainement comme support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie

### Références Bibliographiques

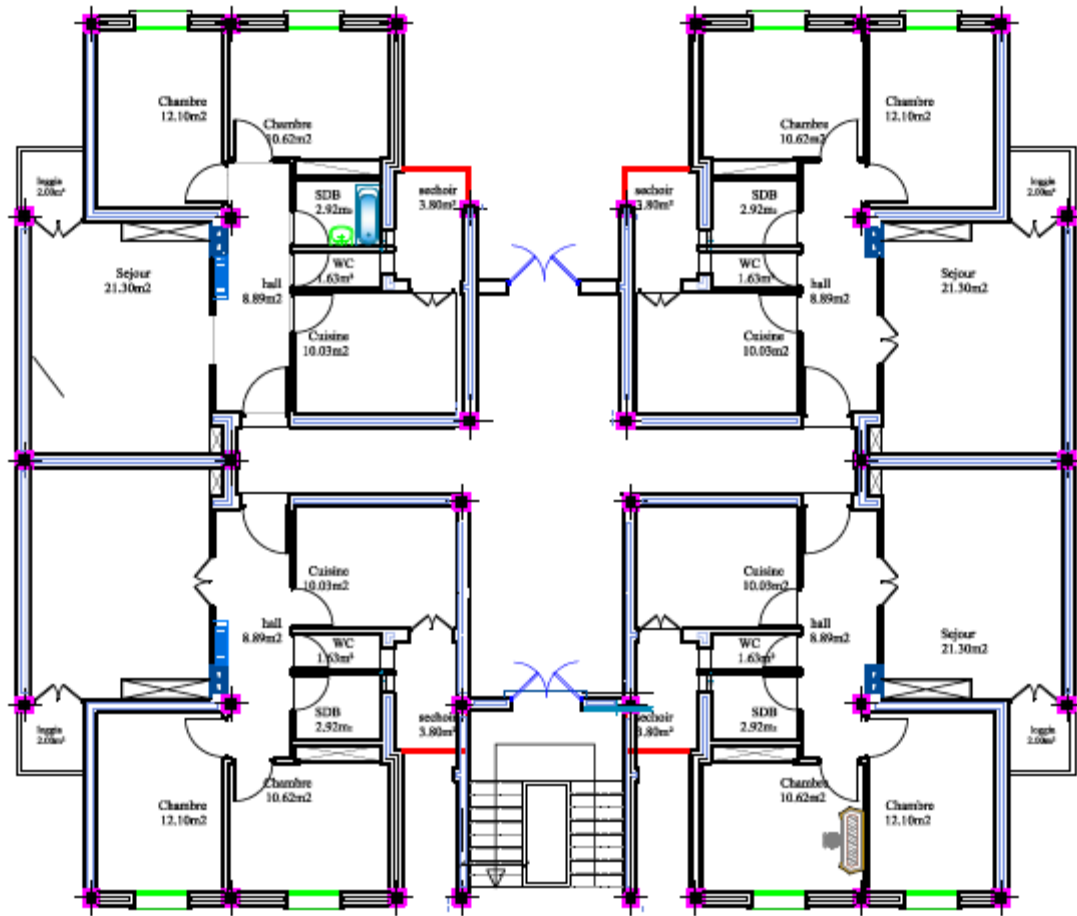
- ❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEI 91 révisées 99 » MINISTÈRE DE l'habitat et de l'urbanisme, Ed : CSTB 2000, (Algérie)
- ❖ Calcul des structures métalliques selon l'euro code 3 (Jean Morel)
- ❖ Mémoires d'étudiants de l'Ecole Nationale des Travaux Publics
- ❖ Etude d'un bâtiment métallique (R+14) + sous-sol-Oran
- ❖ [1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », 1999.
- ❖ [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003.
- ❖ [3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997.
- ❖ [4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-41 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME « CBA 93 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
- ❖ [5] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION « BAEI91 », 1991.
- ❖ [6] : LES CHARPENTES METALIQUES, par E. GUSTIN et DIEHL, chez Ayrolle,



# Annexes

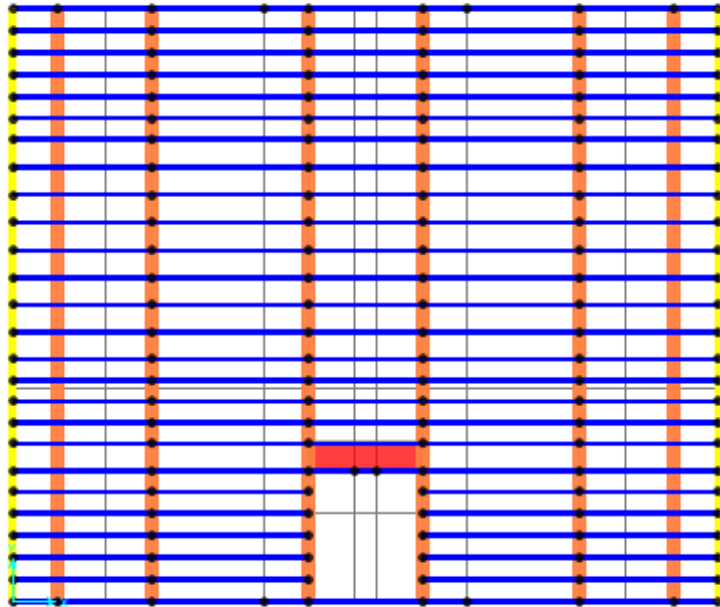
---

# étage courant

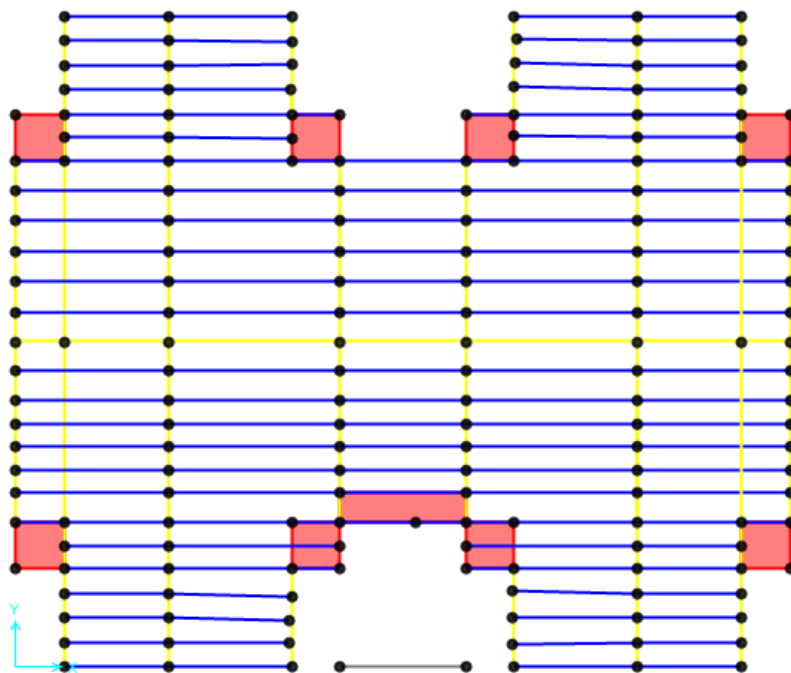




RDC, So-SOL, 1er étage

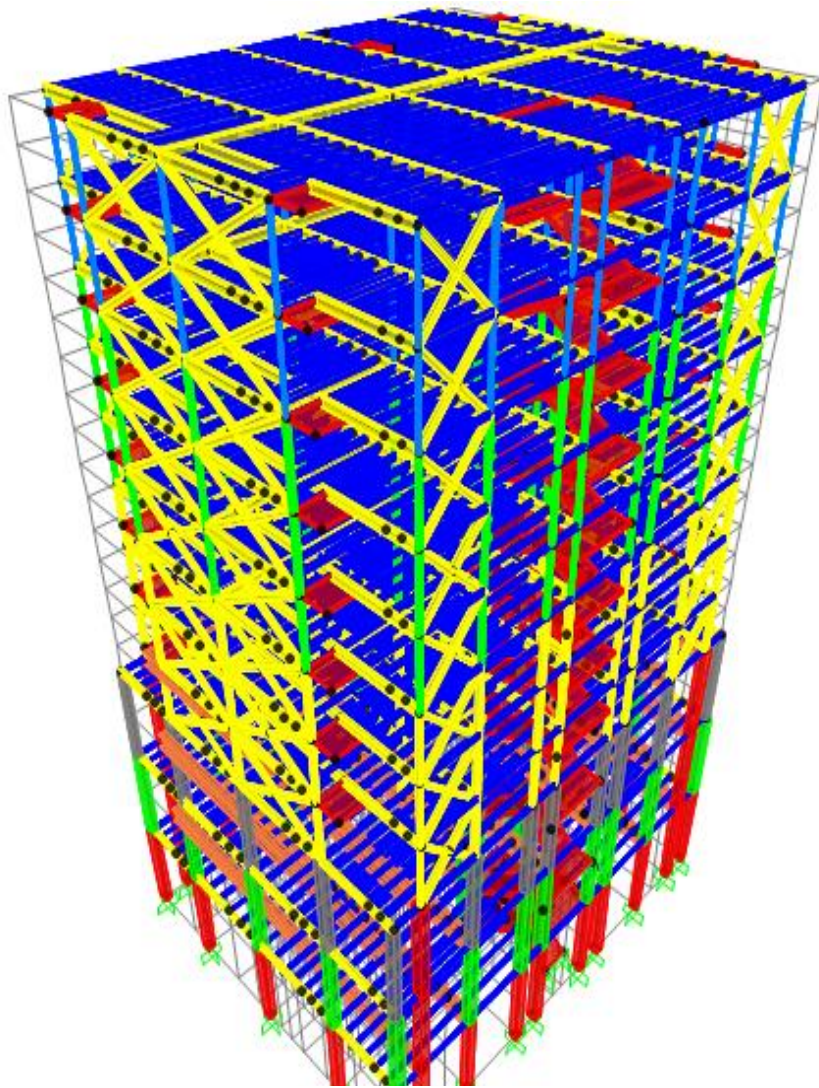


**Figure 1: Vue en plan de (S-SOL ,RDC,1<sup>er</sup> ETAGE)**

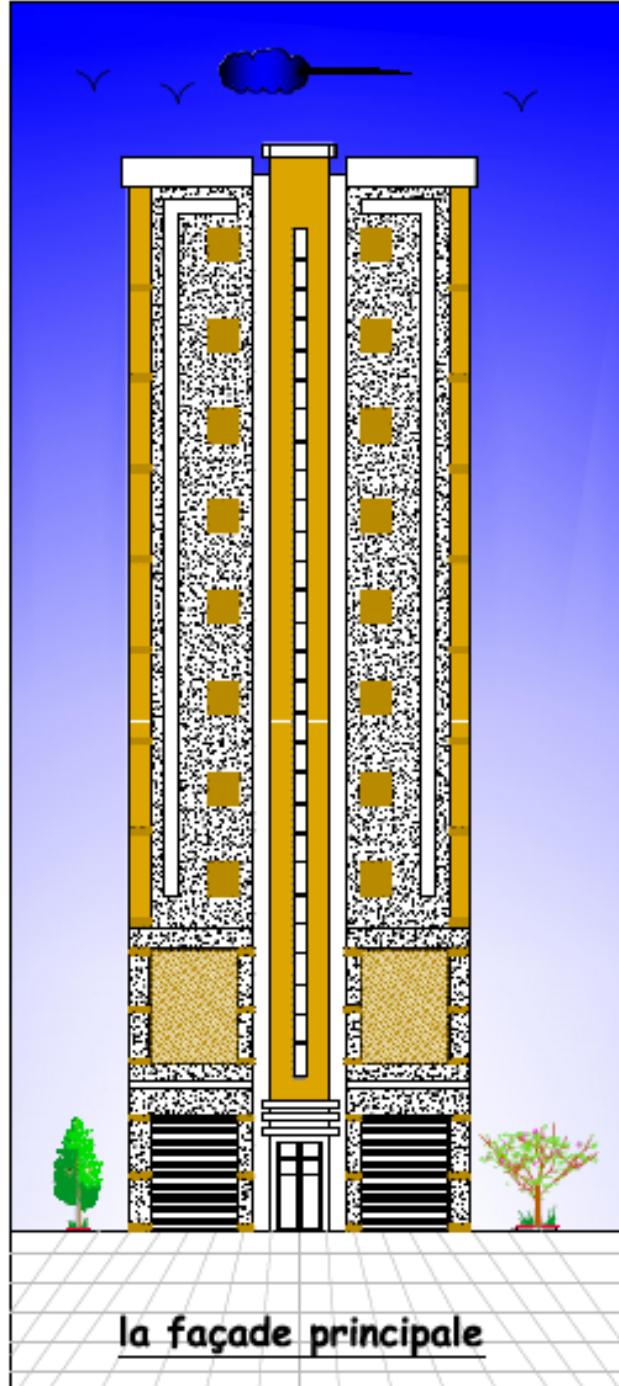


**Figure2 ; Vue en plan étage terrasse**

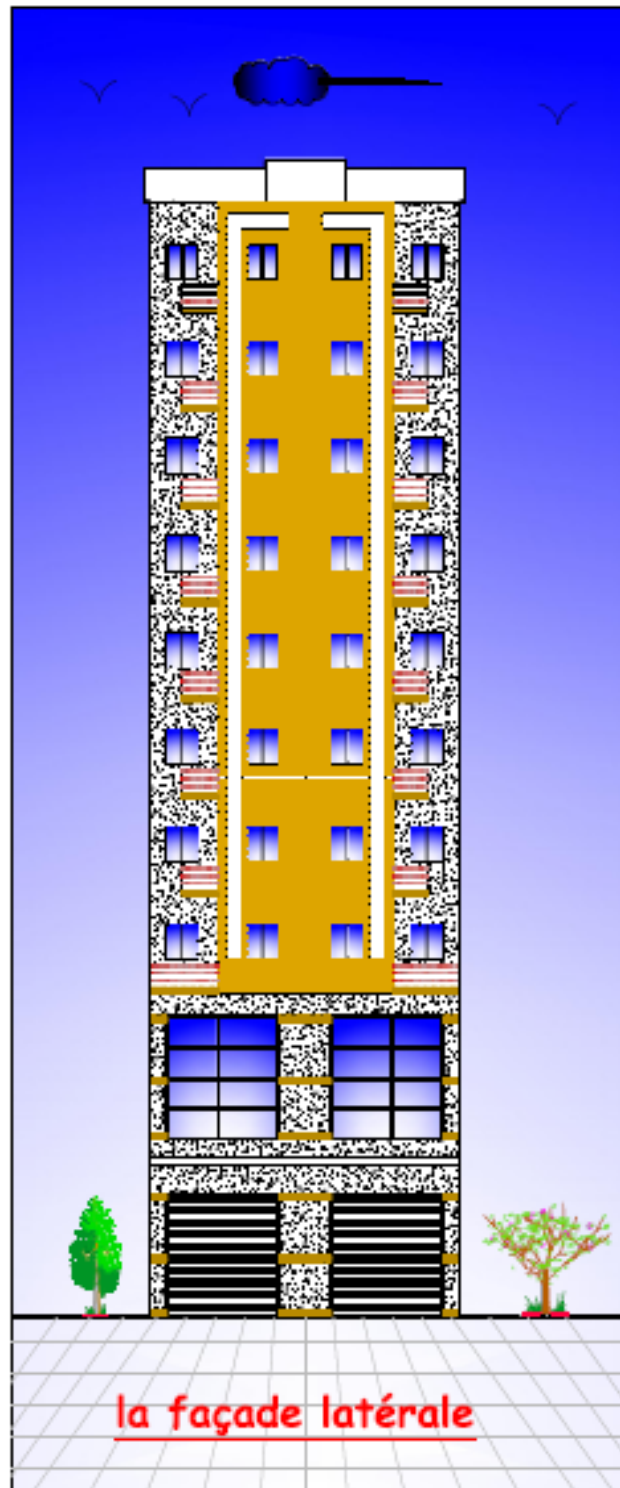




**Figure 3 : vue en 3D de la structure**



la façade principale



la façade latérale