

UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-

جامعة البليدة -1-

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

قسم الهندسة المدنية



MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Spécialité : Constructions métalliques et mixtes

ETUDE D'UN BATIMENT METALLIQUE A USAGE MULTIPLE

(R+9)+sous-sol

Par :

ZIREK KHAWLA

MAHBOUB IMENE

Devant les jury composé de :

U. Saad Dahleb-Blida

President

U. Saad Dahleb-Blida

Examineur

U. Saad Dahleb-Blida

Examineur

Zahaf Ahmed

U. Saad Dahleb-Blida

Promoteur

Blida, Octobre 2021

SOMMAIRE

Remerciement

Résumé

Notations et symboles

Liste des figures

Liste des tableaux

Les plans d'architecture

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction à la charpente métallique.....	16
I.2. Généralités.....	16
I.3. Présentation de projet.....	17
I.4. Système constructif de bâtiment	20
I.5. Matériels utilisées	23

Chapitre II : Pré-dimensionnement et vérifications

II.1.Introduction.....	27
II.2 Les planchers.....	27
II.3 Eléments principaux	29
II.3.1.solive	30
II.3.2. poutre.....	46
II.4. Les poteaux.....	62

Chapitre III : Vérification des éléments secondaire

III.1. Introduction.....	79
III.2. Les escaliers	79
III.3. l'acrotère.....	83

Chapitre IV : Etude du vent

IV.1. Effet de neige	88
IV.1.1. calcul la charge de neige	88
IV.2. Effet de vent.....	89
IV.2.1.Introduction.....	89
IV.2.2. Données relative au site.....	89
IV.2.3. Calcul de la pression due au vente.....	90

Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique

V.1. Introduction.....	117
V.2. Objectifs de l'étude dynamique.....	117
V.3. Vérification de la structure selon le RPA 99/2003.....	117
V.4. La méthode statique équivalente.....	125
V.5. Conclusion.....	136

Chapitre VI : Vérification des éléments de l'ossature

VI.1. Introduction.....	139
VI.2. Vérification des poteaux vis à vis du flambement.....	142

VI.3 Vérification des poutres.....	149
VI.4.Vérification des paliers de stabilité.....	152
VI.5 Conclusion.....	154

Chapitre VII : Calcul et vérification de l'assemblage

VII.1. Introduction.....	157
VII.2. Fonctionnement des assemblages	157
VII.3. Calcul des assemblages.....	158
VII.3.1. Assemblage poutre-solive.....	159
VII.3.2. Assemblage poteau-poteau.....	162
VII.3.3. Assemblage poutre-poteau.....	164

Chapitre VIII : Etude des fondations

<u>VIII</u> .1. Introduction.....	173
<u>VIII</u> .2. Classification des fondations.....	173
<u>VIII</u> .3. Etude préliminaire du choix de type de semelle.....	173
<u>VIII</u> .4. Surface nécessaire.....	174

Conclusion général

Annexes

Référence

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en charpente métallique (R+10+ss). Avec un plan fictif nous avons positionné géographiquement ce bâtiment dans la wilaya de BLIDA, cette dernière est considérée comme zone de forte sismicité.

La résistance du bâtiment est assurée par des paliers de contreventement en V et un noyau central béton arme. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version 2003, CCM97), L'étude dynamique a été faite par le logiciel ROBOT 2019, une comparaison entre un plancher collaborant et les dalles alvéolaires a été réalisée.

Mots clé : structure métallique, étude dynamique, dalle alvéolaire précontrainte (DAP)

ملخص:

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة معدنية ذات عشرة طوابق، ذات تصميم غير منجز، حددنا ولاية البلدية كموقع له والتي تعد هذه الأخيرة ذات نشاط زلزالي قوي.

مقاومة البناية محقق بواسطة نظام تدعيم على شكل V و نواة مركزية وقد تم التصميم وفق القوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99version 2003, CCM) و تمت الدراسة الديناميكية وفق برنامج ROBOT 2019 ، مقارنة بين بلاطة خلوية مسبقة الاجهاد و أرضية مختلطة.

Abstract:

The purpose of this work is to study steel structure made of steel framework (base+10+basement)with a fictional plan; it was established inBLIDA, which is classified as highly seismicity zone.

Triangulated V-shaped bearing bracing and a central core ensure the building's resistance. The design was made according to the building regulations in force (RPA99version 2003, CCM97);the dynamic study was made on the software ROBOT 2019, a comparaison between a collaborating floor and precast hollow core slabs.

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu pour nous avoir donné la santé, la force, le courage et la volonté pour l'élaboration de ce travail.

*Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à monsieur **ZAHEF AHMED** pour avoir accepté de nous encadrer dans ce travail. Nous le remercions pour son implication, son soutien et ses encouragements tout au long de ce travail.*

Que nos enseignants, trouvent ici nos sincères remerciements pour leur encadrement, leur suivi, leurs conseils et intérêt constants qu'ils nous ont témoigné durant toute cette année.

Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nos sincères remerciements et reconnaissances à nos parents et familles qui nous ont assisté et encouragé tout le long de notre cursus.

Nous tenons aussi à exprimer nos remerciements aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer notre travail.

Que nos amis et toutes les personnes qui nous ont assisté et encouragé de près ou de loin, trouvent ici l'expression de nos sincères reconnaissances.

Liste des figures :

Figure I.1: Vue en plan du RDC échelle 1/50.

Figure I.2: Vue en plan de sous-sol échelle 1/50.

Figure I.3: Coupe A-A échelle 1/50.

Figure I.4: Vue éclatée d'un plancher mixte.

Figure I.5: Bac d'acier type Hi Bond 55.

Figure I.6: Goujon soudée

Figure II.1: Schéma du positionnement des solives plancher terrasse

Figure II 2 : Schéma des positions des connecteurs solive

Figure III 1- Les éléments constitutifs de l'escalier.

Figure III 2- Dimension de l'escalier

Figure III .3: Dimensions de l'acrotère

Figure IV. 1 : hauteur de référence z_e et profile correspondant de la pression dynamique.

Figure IV. 2 : dimension des parois verticales A, B, C .

Figure IV.3 : valeur de C_{pe} pour chaque paroi verticale .

Figure IV.4 : valeur de C_{pe} pour la terrasse 41.1m .

Figure IV.5: valeur de C_{pe} pour la terrasse 3.75m .

Figure IV.6: valeur de C_{pe} pour la terrasse 3.75m .

Figure IV.7 : hauteur de référence z_e et profile correspondant de la pression dynamique .

Figure IV.8 : valeur de C_{pe} pour chaque paroi verticale .

Figure IV.9 : valeur de C_{pe} pour la terrasse 41.1m

Figure IV.10 : valeur de C_{pe} pour la terrasse 38.1m

Figure IV.11 : valeur de C_{pe} pour la terrasse 3.75m

Figure V.1: Structure auto stable.

Figure V.2: Structure avec palées triangulées en V.

Figure V.3: Spectre de réponse.

Figure V 4 : Evaluation des effets de second ordre.

Figure VI.1:Phénomène du flambement.

Figure VI.2: Phénomène du déversement.

Figure VI.3: (K_c) La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné

Figure VII.1 : Assemblage poutre HEA500 solive

Figure VII.2 : ASSEMBLAGE HEA650-HEA550.

Figure VII.3 : assemblage IPE500- HEB650

Figure VII.4: Schéma statique des pieds de poteaux (HEB650).

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Caractéristique des nuances d'acier

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques

Tableau II.1: Charge permanente de la terrasse inaccessible

Tableau II.2: Charge permanente de plancher courant

Tableau II.3: Caractéristiques du profilé IPE120

Tableau II.4 : calcule des flèche dus au charge concertai des solives

Tableau II.5 : calcule des flèche dus au charge concertai des solives

Tableau II.6 : calcule des flèche dus au charge concertai des solives

Tableau II.7: facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement

Tableau III.1: Charge à l'ELU et l'ELS

Tableau IV. 1 : Valeurs des pressions dynamiques

Tableau IV.2. : Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

Tableau IV.3 : valeur de Cpe pour la terrasse 41.1m

TableauIV.4: valeur de Cpe pour la terrasse 38.1 m

Tableau IV. 5 : valeur de Cpe pour la terrasse 3.75m

Tableau IV.6 : Cpe pour les parois verticales

Tableau IV.7: valeur de Cpe pour la terrasse

Tableau IV.8 : valeur de Cpe pour la terrasse 38.1m

Tableau IV.9: valeur de Cpe pour la terrasse 3.75m

Tableau IV.10 : tableau récapitulatif pour le calcul du coefficient Cd direction 2

Tableau V 1. Les périodes et les facteurs de participation massique

Tableau V. 2 : Facteur de qualité

Tableau V.3. Vérification des déplacements inter étages pour le modèle

Tableau V.4. Vérification des déplacements inter étages pour le modèle

Tableau V 5. Justification vis-à-vis de l'effet « P- Δ »

Tableau VI .1. Choix final des profilés

Tableau VI.2: Choix final des poutres

Liste des symboles :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A_s	Aire d'une section d'acier
A_t	Section d'armatures transversales
B	Aire D'une section de béton
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
E_b	Module de déformation longitudinale du béton
E_i	Module d'élasticité de l'acier
E_s	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours)
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général
G	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Coefficient
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M_G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment sur appuis
N	Effort normal
S_t	Espacement des armatures transversales,

T	Effort Tranchant, période,
V_0	Effort tranchant a la base,
K_t	Facteur de terrain,
Z_0	Paramètre de rugosité,
Z_{min}	Hauteur Minimale,
C_r	Coefficient de rugosité,
C_t	Coefficient de topographie,
C_d	Coefficient dynamique,
C_e	Coefficient d'exposition,
C_{pe}	Coefficient de pression extérieure,
C_{pi}	Coefficient de pression intérieure,
C_p	Coefficient de pression nette,

En minuscules :

a	une dimension
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co
e	épaisseur, Indice des vides
cg	grosseur des granulats
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	hauteur totale d'une section de béton armé
i	rayon de giration d'une section
j	nombre de jours
k	coefficient en général

l	longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	coefficient d'équivalence acier-béton
s	espacement des armatures en générales
s_t	espacement des armatures transversales
x	coordonnée en général, abscisse en particulier
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie
	Profondeur de l'axe neutre
z	coordonnée d'altitude
q_{dyn}	pression dynamique
$q_{réf}$	pression dynamique de référence
q_i	pression dû au vent

En minuscules :

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

Introduction générale

Dans notre étude, on s'intéresse à la modélisation d'un bâtiment (R+9+sous-sol), c'est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales, permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires. On peut ainsi calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles). Les données de la structure analysée (effort, ferrailage, etc. ...) seraient ainsi estimées induisant une réduction significative dans le temps de calcul.

Ce projet de fin d'étude est subdivisé en plusieurs chapitres présentant chacun un objectif différent ; en premier lieu une brève présentation de la structure, les différents matériaux utilisés ainsi que les règlements techniques

Ensuite, la conception de l'ouvrage consiste à introduire une nouvelle notion dans le bâtiment qui est méconnue en Algérie à savoir les dalles alvéolaires en précontrainte. Une étude comparative est faite avec le plancher collaborant juste après avoir déduit les charges, les surcharges d'exploitation et les charges climatiques.

Au sujet du séisme, l'étude a été faite en introduisant un spectre de réponse sur le logiciel ROBOT pour déterminer les efforts concernant le dimensionnement des éléments et la vérification de ces derniers

À cause de l'irrégularité en élévation de la structure le choix optimal des fondations a été vraiment discuté afin d'aboutir à une solution.

On a achevé le travail par une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage

I.1. Introduction à la charpente métallique :

La construction métallique est une technologie polyvalente et durable, largement utilisée dans tous les domaines de constructions suivantes :

- Bâtiments industriels : bâtiments de grande hauteurs et portées.
- Les Couvertures des bâtiments de grandes portées : constructions Sportives, marchés, hangars, ateliers d'aviation, grands surfaces.
- Les ossatures des bâtiments à plusieurs étages et les ponts et passerelles.
- Les tours et les mâts : pylôres des lignes électriques, de télécommunication.
- Les constructions métalliques en tôle : réservoirs, silos, pipelines.
- Les mécanismes mobiles : les grues.

L'acier est un matériau de construction universel, présent dans les Bâtiments sous de multiples formes. Il s'adapte aux nécessités pour combiner liberté de création avec efficacité constructive. Il offre des possibilités uniques de grandes portées, de souplesse d'adaptation, de possibilités de combinaison avec les autres matériaux, de construction durable et recyclable.

I.2 Généralités :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un sous-sol, un RDC et 09 étages à destination d'habitation(R+9+sous-sol),dont le système de contreventement mixte.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT (Version 2019) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination de caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure.

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour vérifier et/ou ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version2003" et les Règles de C.C.M97 et C.B.A 93.

I.3 Présentation du projet :

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment comportant un sous-sol, un RDC et 09 étages (R+9+1SS) en charpente métallique à usage Administratif. Ce projet est implanté au niveau de la willaya de Blida dont : Le site est classé dans la zone, La zone sismicité III.

L'ossature est composée d'une structure en charpente métallique (poteaux - poutres) et de Planchés mixtes collaborant (béton – acier).

La stabilité du bâtiment est assurée par des palées de stabilités verticales en X et en V dans les deux sens.

I.3.1 Données géométriques du projet :

A) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....40.5 m
- Hauteur de sous-sol3,75 m
- Hauteur d'étage3.75m
- Hauteur du RDC.....3.75 m

B) Dimensions en plan :

- Longueur totale.....61.77 m
- Largeur totale27.55m

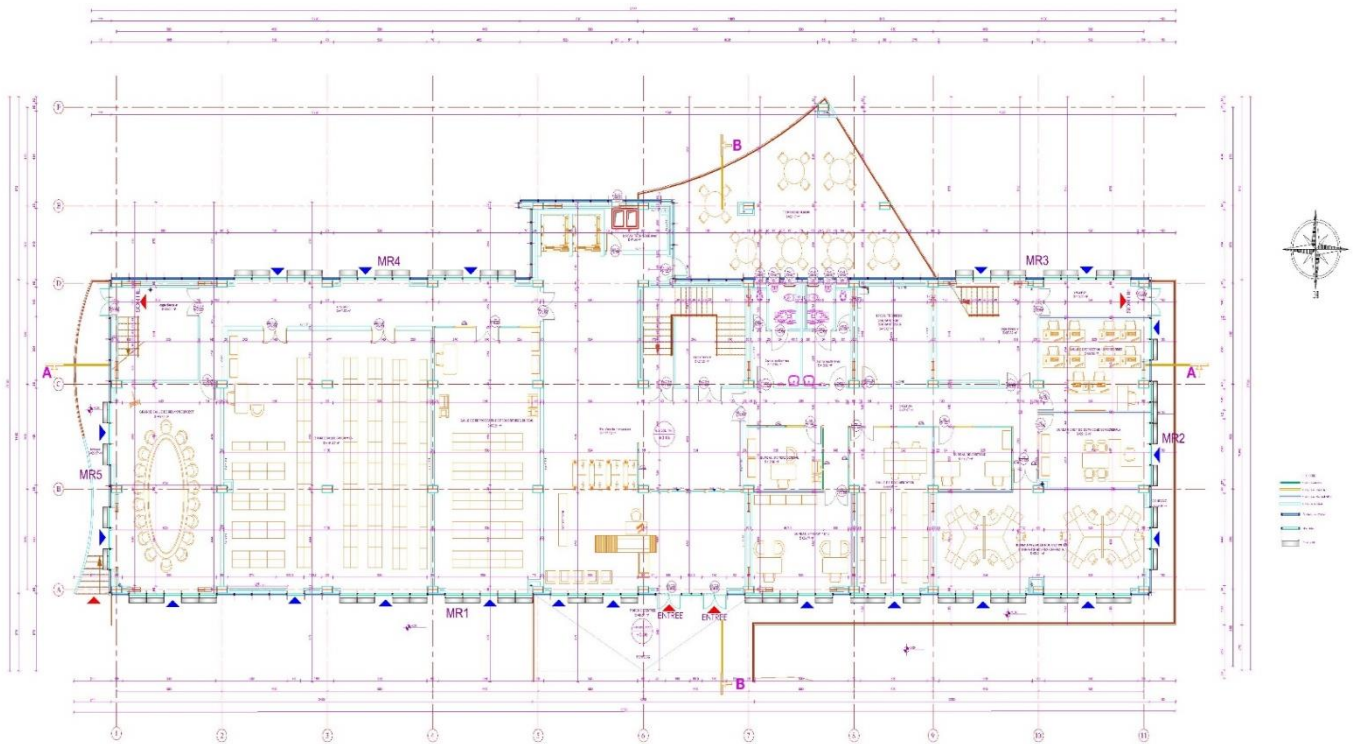


Figure I.1: Vue en plan du RDC échelle 1/50.

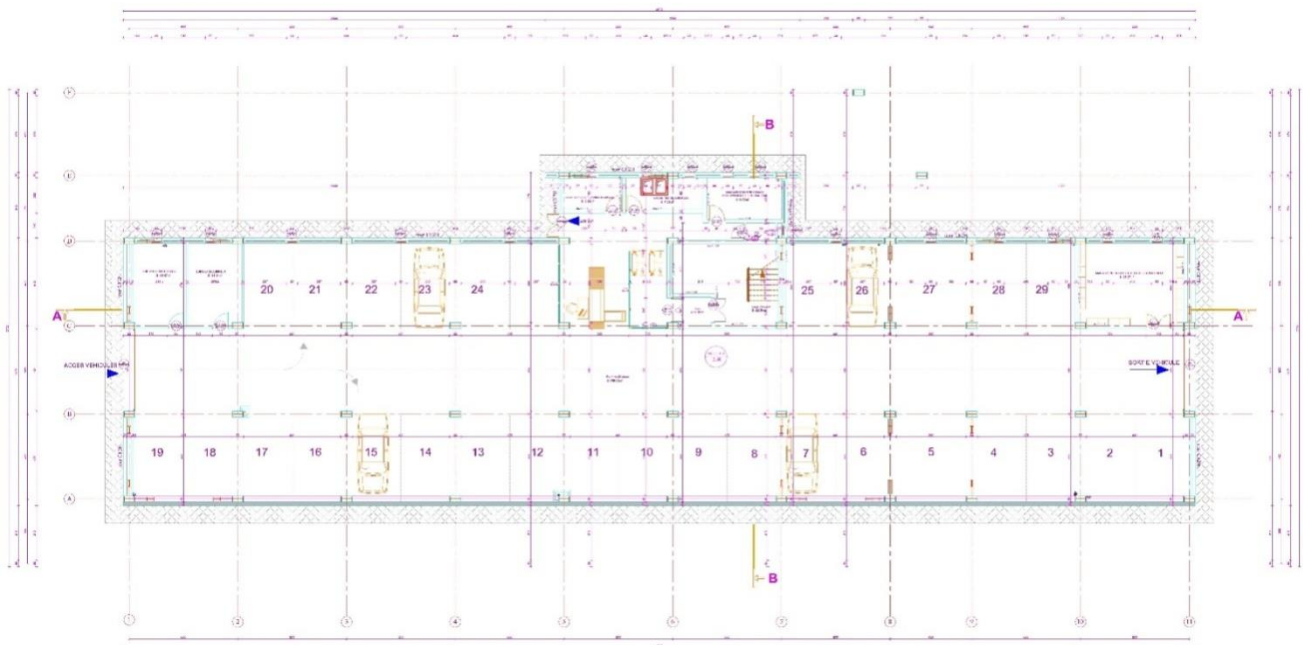


Figure I.2: Vue en plan de sous-sol échelle 1/50.



Figure I.3: Coupe A-A échelle 1/50.

I.4 Système constructif de bâtiment :

I.4.1 Ossature :

En se référant aux **Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003** qui exigent l'introduction des palées de stabilité pour toute structure dépassant une hauteur de 8m en zone III, donc le choix pour notre structure c'est des contreventements en forme de X.

I.4.2 Les Planchers :

La structure comporte un plancher mixte acier béton connu sous le nom de plancher collaborant le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte. Grâce à la résistance au glissement apportée à l'interface par la connexion de connecteurs qui permet d'obtenir une bonne adhérence entre l'acier et le béton, les deux matériaux de construction sont ainsi associés en flexion.

Les planchers doivent être étudiés en vue des charges qu'ils auront à supporter et en vue de l'agencement de tous les éléments constructifs des planchers. Notre construction est un bâtiment à usage bureaux,

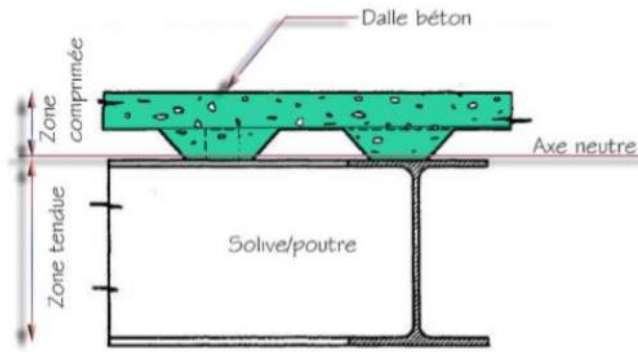


Figure I.4: Vue éclatée d'un plancher mixte.

I.4.3 Bac d'acier :

Le bac d'acier utilisé c'est le Hi-Bond55, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton,

il nous permet de :

- Assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- Constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- Eviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure

ci-dessous :

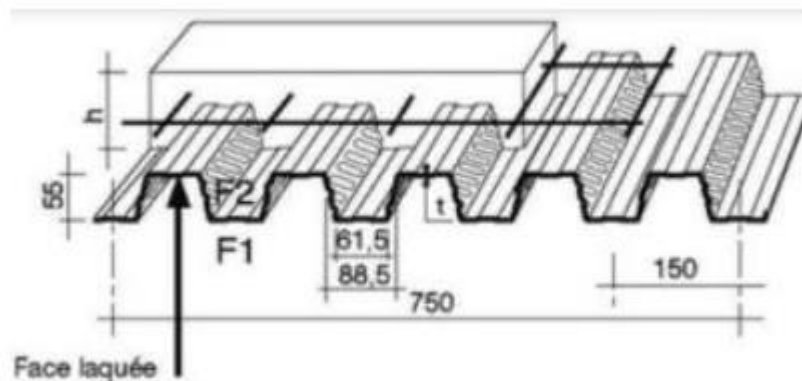


Figure I.5: Bac d'acier type Hi Bond 55.

I.4.4 Les connecteurs (goujon soudée)

La liaison acier - béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le

comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

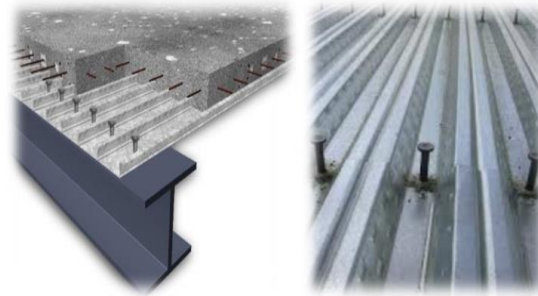


Figure I.6: Goujon soudée

I-5 Matériaux utilisés :

I-5-1 Acier :

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

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

Tableau 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 ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

✓La résistance à la traction : $f_u = 430$ MPa

✓La limite élastique : $f_y = 275$ MPa.

✓Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa

✓Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.

✓Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81000 \text{ MPa}$

On utilise :

- Un profilé IPE pour les solives.
- Un profilé HEA pour les poutres.
- Un profilé HEB et HEA pour les poteaux.
- Les UPN pour palée de stabilité.

I-5-2 Béton :

I-5-2-1 Caractéristiques du béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

✓La résistance à la compression à 28 jours : **$f_c 28 = 25 \text{ MPa}$**

✓La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :
 $f_t 28 = 0,6 + 0,06 f_c 28$

I-5-2-2 Contraintes limites :

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

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

A) Etat limite de service :

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_c 28$$

B) Contraintes de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_c 28, 4 \text{ MPa}) = \mathbf{3,25 \text{ MPa}}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_c 28, 3 \text{ MPa}) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

C) Coefficient de Poisson:

Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes:

✓ $\nu = 0$ à l'ELU.

✓ $\nu = 0.2$ à l'ELS.

D) Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques

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

I-5-2-3 Contraintes limites :

A) Etat limite ultime :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

✓ En cas de situations accidentelles **$\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$**

✓ En cas de situations normales **$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$**

B) Etat limite de service :

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

✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f e , 110 \eta f t j)$.

✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} \min (1/2 f e , 90 \eta f t j)$.

C) Assemblages:

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

✓ Boulons à haute résistance (assemblages encastrés) et boulons ordinaires (assemblages articulés).

✓ Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1. Introduction

Le Pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres ... etc.) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet.

En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations. Le Pré-dimensionnement des éléments sont déterminés, selon les règles de calcul de **BAEL91,CBA93, RPA99, CCM97.**

II.2. Les planchers

Généralité :

Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable de : Supporter les charges Verticales (poids propre des différents composants et charges d'exploitation) et de les Transmettre aux poteaux.

Transmettre les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques) vers les éléments verticaux

(Palées de stabilité, poteaux de portique), d'autres fonctions sont d'une importance plus ou Moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages

Verticaux et horizontaux (gaines et réseaux divers, et équipements techniques), de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et de la résistance au feu.

II .2.1. Planchers collaborant mixte acier-béton :

Une des solutions efficaces permettant de réduire la flèche et d'augmenter la résistance des poutres mixtes par rapport à celles de la solution d'acier seul consiste à attacher la dalle à

Poutrelle métallique par des connecteurs. Cela est très intéressant pour les grandes portées. Il permet aussi la réduction de la quantité d'acier, réduction de la retombée des poutres et planchers, réduction du cout de la construction et la rapidité d'exécution.

II.2.2. les charge :

II.2.2.1 Plancher terrasse inaccessible

II.2.2.1.1 charge permanentes :

Tableau II.1: Charge permanente de la terrasse inaccessible

Type	ρ (kN/m ³)	ép (m)	G (kN/m ²)
Étanchéité multi couche	/	0,02	0,12
Faux plafond	/	/	0,3
Dalle BA	25	0,15	3,75
Bac d'acier	/	/	0,12
Climatisation	/	/	0,4
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Gravions de protection	/	0,04	0,8
Béton en forme de pente 1%	/	/	2,2
			$\Sigma G = 7,85$

Sous charges horizontales, le rôle essentiel du plancher, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, et de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et les poteaux.

II.2.2.1.2 Charges d'exploitation :

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

II.2.2.2 Plancher courant :

L'épaisseur de la dalle pour le plancher courant est de 15 cm

II.2.2.2.1 charge permanentes :

Tableau II.2: Charge permanente de plancher courant

Type	ρ (kN/m ³)	ép (m)	G (kN/m ²)
Cloison	/	0,1	1
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Revêtement en carrelage	/	0.02	0,405
Faux plafond	/	/	0.3
Dalle BA	25	0,15	3,75
Bac d'acier	/	/	0,12
Climatisation	/	/	0,4
			$\Sigma G = 6,41$

II.2.2.2.2 Charges d'exploitation :

- Charge d'exploitation ($Q_{RDC+4et 7 et 8 et 9 eme étage}$) = 3.5 (KN/m²) usage bureau
- Charge d'exploitation (Q 5eme et 6 eme étage)= 4(KN/m²) usage bibliothèque

II.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux :

- Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion, pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte.

- Méthode de calcul :

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- 1- phase de construction
- 2- phase finale

- **A) – Phase de construction**

Le profilé d'acier travail seul et il reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

- **B) – Phase finale**

- Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition

II.3.1. Les solives :

Les solives sont généralement en **IPE** ou **IPN**, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et la poutre, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche

II.3.1.1. Plancher Terrasse

La solive plus sollicitée a une portée de 5m

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

Lors du bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étai placé à mi-travée.

Donc : L=2.5m

$$\frac{2500}{25} < h < \frac{2500}{15} \Rightarrow 100mm < h < 166.667mm$$

On prend un IPE 120

Tableau II.3: Caractéristiques du profilé IPE120

Poids <i>G</i> Kg/m	Section <i>A</i> cm ²	Dimensions			Caractéristiques					
		<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
10,4	13,21	120	64	6,3	4,4	317,8	27,67	60,73	4,9	1,45

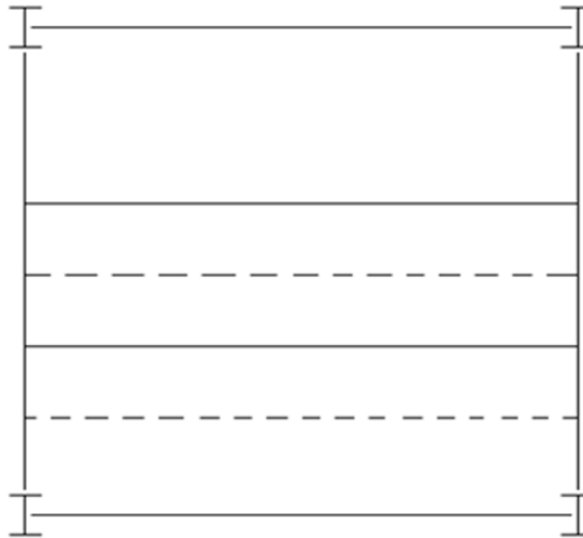


Figure II.1: Schéma du positionnement des solives plancher terrasse

II.3.1.1. 1. Phase de construction

- Poids P du profile (IPE 120) gp= 0,104 KN /ml
- Poids P du béton frais Gb = 3,06 KN/m²
- Poids du bac d'acier gbac = 0,15 KN/m²
- Surcharge de construction Qc = 0,75 KN/m²

A) Combinaisons de charge :

➤ **ELU :**

$$Q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times 2) + 1,5 \times Q_c \times 2$$

$$Q_u = 1,35 \times (0,104 + (3,06 + 0,15) \times 2) + 1,5 \times 0,75 \times 2 \Rightarrow \underline{Q_u = 11.057 \text{ KN/ml}}$$

➤ **ELS :**

$$Q_s = g_p + (G_b + g) \times 2 + Q_c \times 2$$

$$Q_s = 0,104 + (3,06 + 0,15) \times 2 + 0,75 \times 2 \Rightarrow \underline{Q_s = 8.128 \text{ KN/ml}}$$

B) Vérification :

1- La flexion :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : M : le moment appliqué.

$$F_y = 275 \text{ Mpa}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{11.057 \times 2,5^2}{8} = 8.63 \text{ KN.m}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{60.73 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 16,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{8.63}{16,7} = 0,51$$

2- L'effort tranchant :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec : $V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 1321 - 2 \times 64 \times 6,3 + (4,4 + 2 \times 7) \times 6,3 = 630,52 \text{ mm}^2$

Donc :

$$V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 630,52 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 100,1 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{11.057 \times 2.5}{2} = 13.82 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \Rightarrow 100,1 \text{ kN} > 13.82 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,Rd} = 50,05 \text{ kN} > V_{sd}$$

Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

3- Vérification de la rigidité :

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 8.128 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 2,5 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 317.8 \text{ cm}^4.$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 8.128 \times 2500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 317.8 \times 10^4} = 6.19 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2500}{250} = 10 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 6.19 \text{ mm} \leq \bar{f} = 10,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

4- Vérification au déversement :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

IPE 120 de classe 1 (K=1 ; C₁=1,132 ; K_w=1 ; β_w=1 ; L=2,5m)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \times \left(\frac{K}{K_w}\right)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{K \times L / i_z}{h / t_f}\right)^2}}^{0,25}$$

$$\lambda_{LT} = 141.96$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,91\epsilon \quad \text{et } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,64$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2)) + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profils lamines}$$

$$\phi_{LT} = 1.996$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)}}$$

$$\chi_{LT} = 0,319$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{brd} = 5.53 kNm$$

$$M_{sd} = 8.63 \text{ KN.m}$$

5.53 kNm < 8.63 KN.m C'est pas vérifier

II.3.1.1. 2. Phase finale

- Poids P du profile (IPE 120) gp= 0,104KN /ml
- Charge permanente G = 7.85 KN/m²
- Sur charge d'exploitation Q = 1 KN/m²

L'entraxe entre les solives est de 2 m

A) Combinaisons de charge :

ELU :

$$Qu = 1,35 \times [gp + (G \times 2)] + 1,5 \times Q \times 2$$

$$Qu = 1,35 \times [0,104 + (7.85 \times 2)] + 1,5 \times 1 \times 2 \quad \Rightarrow \quad \underline{Qu = 24.34 \text{ KN/ml}}$$

ELS :

$$Q_s = g_p + (G_r - G_b - g_{bac} + Q) \times 2$$

$$Q_s = 0,104 + (7,85 - 3,06 - 0,15 + 1) \times 2 \Rightarrow \underline{Q_s = 17,80 \text{ KN/ml}}$$

*** Largeur de la dalle :**

$$b_{\text{eff}} = \inf. \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$B_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5 / 8 = 1,25 \text{ m} \\ b = 2 \text{ m} \end{cases}$$

B) Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1250 \times 95) \times 10^{-3} = 1682,29 \text{ kN}$

- $R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 1321 \times 10^{-3} = 344,85 \text{ kN}$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} * h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

C) Vérifications :

1- Vérification de la flexion :

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

- Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{24,34 \times 5^2}{8} = 76,05 \text{ KN.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl,rd} = 345,11 \left[\frac{120}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{345,11 \times 95}{2 \times 1827,56} \right) \right] \times 10^{-3} = 69,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} \leq M_{sd} \Rightarrow \text{pas vérifiée}$$

On adopte IPE 180

$$M_{pl,rd} = 138.85$$

$$M_{pl,rd} \geq M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

2- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{p,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

- $A_v = 1125 \text{ mm}^2$

Donc :

$$V_{p,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1125 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 177.89 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{24.34 \times 5}{2} = 61.12 \text{ kN}$$

$$V_{p,rd} > V_{sd} \Rightarrow 177.89 \text{ kN} > 61.12 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{p,rd} = 88.945 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3- Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 17.80 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{2395}{1250 \times 95} = 0,02 \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$Ic = \frac{2395 \times (95 + 2 \times 55 + 120)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,02)} + \frac{1250 \times 95^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4 = 3.90 \times 10^7 \text{mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times Ic} = \frac{5 \times 17.80 \times 5000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3.90 \times 10^7} = 7.95 \text{mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{mm}$$

$$f^{\max} = f^{\text{con}} + f^f = 6.19 + 7.95 = 14.14 \text{mm} \leq \bar{f} = 20 \text{mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

II.3.1.2. Plancher Courant

La solive plus sollicitée a une portée de 5m

On tiendra compte de la présence d'un étai placé à mi- travée.

Donc : L=2,5m

$$\frac{2500}{25} < h < \frac{2500}{15} \Rightarrow 100 \text{mm} < h < 166.667 \text{mm}$$

On prend un IPE 120(Caractéristiques voir Tableau. II.4)

II.3.1.2. 1. Phase de construction :

Les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse

II.3.1.2.2. Phase finale :

1) **Plancher courant usage bureau :**

- Poids P du profile (IPE 120) $g_p = 0,104 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G = 6,42 \text{ KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 2m.

A) **Combinaisons de charge :**

ELU :

$$Q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times 2)] + 1,5 \times Q \times 2$$

$$Q_u = 1,35 \times [0,104 + (6,42 \times 2)] + 1,5 \times 3,5 \times 2 \Rightarrow \underline{Q_u = 27,35 \text{ kN/ml}}$$

ELS :

$$Q_s = g_p + (G - G_b - g_{bac} + Q) \times 2$$

$$Q_s = 0,104 + (6,42 - 3,06 - 0,15 + 3,5) \times 2 \Rightarrow \underline{Q_s = 13,52 \text{ kN/ml}}$$

* **Largeur de la dalle :**

$$b_{eff} = \inf. \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{eff} = \inf. \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5 / 8 = 1,25 \text{ m} \\ b = 2 \text{ m} \end{cases}$$

B) **Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{b\acute{e}ton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1250 \times 95 \times 10^{-3} = 1692,18 \text{ kN}$$

$$R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 1321 \times 10^{-3} = 345,11 \text{ kN}$$

$$R_{b\acute{e}ton} > R_{Acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de b\acute{e}ton. Donc le moment r\acute{e}sistant plastique d\acute{e}velopp\acute{e} par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{Acier} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{Acier} \times h_c}{2R_{b\acute{e}ton}} \right) \right]$$

C) Vérifications :

1- Vérification de la flexion :

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{27.35 \times 5^2}{8} = 85.478 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte

$$M_{pl,rd} = 345,11 \left[\frac{120}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{345,11 \times 95}{2 \times 1692,18} \right) \right] \times 10^{-3} = 69.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl,rd} \Rightarrow \text{pas vérifiée}$$

Donc on adopte IPE 180

$$M_{pl,rd} = 138.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{85.478}{138.85} = 0,61$$

2- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1125 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 177.89 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{27.35 \times 5}{2} = 68.375 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 177.89 \text{ kN} > 68.375 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 0.5 \times 177.89 = 88.945 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3- **Vérification de la rigidité :**

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 13.064 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$v = 0,0103$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = 3.90 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 13.064 \times 5000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3.90 \times 10^7} = 8.45 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = f^{\text{con}} + f^f = 6.19 + 8.45 = 14.64 \text{ mm} \leq \bar{f} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

2) **Plancher courant usage salle de bibliothèque :**

Poids P du profile (IPE 180) gp= 0.138KN /ml

Charge permanente G = 6.41KN/m²

Sur charge d'exploitation Q = 4 KN/m²

L'entraxe entre les solives est de 2 m.

A) **Combinaisons de charge :**

ELU :

$$Q_u = 1,35 \times [gp + (G \times 2)] + 1,5 \times Q \times 2$$

$$Q_u = 1,35 \times [0,267 + (6.41 \times 2)] + 1,5 \times 4 \times 2 \Rightarrow \underline{Q_u = 29.66 \text{ KN/ml}}$$

ELS :

$$Q_s = g_p + (G_r - G_b - g_{bac} + Q) \times 2$$

$$Q_s = 0,138 + (6,41 - 3,06 - 0,15 + 4) \times 2 \quad \Rightarrow \quad \underline{Q_s = 14,667 \text{ KN/ml}}$$

Largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf. \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$B_{\text{eff}} = \inf. \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5 / 8 = 1,25 \text{ m} \\ b = 2 \text{ m} \end{array} \right.$$

B) Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 1692,18 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 624,39 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl,rd}} = R_{\text{Acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{Acier}} * h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

C) Vérifications :

1- Vérification de la flexion :

Il faut que : $M_{\text{sd}} < M_{\text{pl,rd}}$

- Le moment appliqué

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{29,66 \times 5^2}{8} = 92,68 \text{ KN.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl,rd}} = 138,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pl,rd}} > M_{\text{sd}} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{92,68}{138,85} = 0,66$$

2- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

D'où

$$V_{pl,rd} = 177.89\text{kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{29.66 \times 5}{2} = 74.15\text{kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \quad 177.89\text{kN} > 74.15\text{kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 88.945\text{kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

1- Vérification de la rigidité :

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 14.667\text{KN/ml.}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m.v)} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1643}{1500 \times 95} = 0,0115 \quad , \quad m = \frac{E_a}{E_b}$$

$$I_c = 3.90 \times 10^7 \text{mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 14.667 \times 5000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3.90 \times 10^7} = 9.34\text{mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5000}{250} = 20\text{mm}$$

$$f^{\max} = f^{\text{con}} + f^f = 6.19 + 9.34 = 15.58\text{mm} \leq \bar{f} = 20\text{mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Calcul des connecteurs : (connexion totale)

Type de goujons choisit : KB ¾'' -100 [6]

$$\text{Type goujons : } \begin{cases} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$$

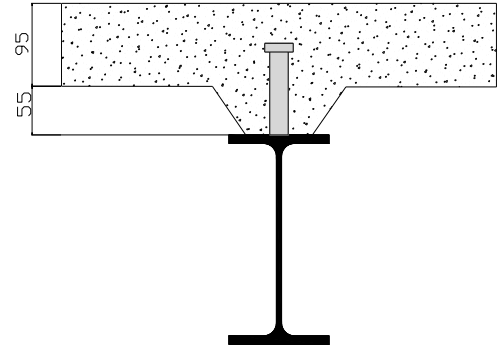


Figure II.21 : Schéma des positions des connecteurs solive

Détermination de P_{rd}

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left(0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck}} \times E_c}{\gamma_v} \right) \text{ Résistance dans le béton qui entoure le goujon}$$

$$0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon}$$

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$

$$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$$

$$F_y = 350 \text{ N/mm}^2$$

$$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_v = 1,25$$

$$\alpha = 1 \quad \text{si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas

$$\alpha = 1 \quad \text{car } \frac{h}{d} = \frac{100}{19} = 5,26 \geq 4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{rd} = K_1 \times \inf \left(0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25} \times 30,5 \times 10^3}{1,25} \right) = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

K_t : coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac acier dont les nervures sont parallèles à la poutre.

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] \quad \text{Avec : } H_p = 55\text{mm} ; b_0 = 75\text{mm} ; N_r = 1 ;$$

$$h_c = 95\text{mm}$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{75}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,69$$

$$P_{rd} = 73,13 \times 0,69 = 50,45 \text{ kN}$$

Pour les solives(IPE180) :

Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L :

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}}, R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1682.29 ; 624.39) \quad \underline{R_L = 624.39\text{kN}}$$

Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{624.39}{50,45} = 12.37$$

Soit N_{br}= 13 goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 26 connecteurs sur toute la poutre.

L'espace minimal :

$$E_{\min} > 5 \times d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$\text{Esp} = \frac{L}{\text{Nbr} - 1} = \frac{5000}{26 - 1} = 200\text{mm}$$

On opte un Esp =200mm

II.3.2. Pré-dimensionnement des poutres porteuses

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement en flexion.

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la poutre. [8]

II.3.2.1. Plancher Terrasse :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

$$\frac{6000}{25} < h < \frac{6000}{15} \Rightarrow 240\text{mm} < h < 400\text{mm}$$

On opte pour un **IPE 360**

II.3.2.1.1. Phase construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont

- Poids propre du profiler IPE 360..... gp=0,57 KN/ml
- Poids propre du béton frais Gb=3,06 KN/m²
- Poids du bac d'acier.....g=0,15 KN/m²

A) Calcul des réactions des solives

ELU :

$$q_u = 11.057\text{kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_x = \frac{5 \times 11.057}{2} + \frac{5 \times 11.057}{2} = 55.285\text{kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 55.285\text{kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 55.285$$

ELS :

$$q_s = 8.128\text{kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_x = \frac{5 \times 8.128}{2} + \frac{5 \times 8.128}{2} = 40.64\text{kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 40.64\text{kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 40.64\text{kN}$$

B) Combinaisons des charges :

ELU :

$$Q_u = 1,35 \times (gp + (Gb + g) \times bs) + 1,5 \times Q_c \times bs$$

$$Q_u = 1,35 \times (0,571 + (3,06 + 0,15) \times 0,18) + 1,5 \times 0,75 \times 0,18 \Rightarrow \underline{Q_u = 1,75 \text{ KN/ml}}$$

ELS :

$$Q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s + Q_c \times b_s$$

$$Q_s = 0,571 + (3,06 + 0,15) \times 0,18 + 0,75 \times 0,18 \quad \Rightarrow \quad \underline{Q_s = 1,229 \text{ KN/ml}}$$

C) VERIFICATION :

1) Vérfications a la flexion

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{\max} = M_{sd} = 173.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 280.23 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{173.73}{280.23} = 0,62$$

2) Vérfication de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où $A_v = 3514 \text{ mm}^2$

$$V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 3514 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 557.92 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 82.92 + \frac{1,75 \times 6}{2} = 144.42 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \Rightarrow 557.92 \text{ kN} > 144.42 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,Rd} = 278.96 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3) Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que :

$$f_{\max} < f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 1,229 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{\text{ser}} = 40.64 \text{ kN}$$

$$L = 6 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 16270 \text{ cm}^4.$$

$$f_1^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \leq \bar{f}$$

$$\bullet \quad f_1^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{1.299 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4}$$

$$f_1^{\max} = 0.64 \text{ mm}$$

$$\bullet \quad \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$\bar{f} = 20 \text{ mm}$$

$$0.64 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{C'est vérifier.}$$

4) Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

IPE 360 de classe 1 ($K=1$; $C_1=1,132$; $K_w=1$; $\beta_w=1$; $L=6\text{m}$)

$$\bullet \quad \lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \times \left(\frac{K}{K_w}\right)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{K \times L / i_z}{h / t_f}\right)^2}}^{0,25}$$

$$\lambda_{LT} = 133,92$$

$$\bullet \quad \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,91\epsilon \quad \text{et } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,54$$

$$\bullet \quad \phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2)) + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profiles lamines}$$

$$\phi_{LT} = 1.83$$

- $$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}}$$

$$\chi_{LT} = 0,35$$

- $$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{brd} = 98.08 \text{ kNm}$$

- $M_{sd} = 173.73 \text{ KN.m}$

98.08 kN.m < 173.73 KN.m C'est pas vérifier

II.3.2.1.2 Phase finale :

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 360.....gp=0,491KN/m
- Charge permanente.....G=7.85KN/m²
- Surcharge d'exploitation Q= 1 KN/m²

A) Calcul des réactions des solives :

ELU :

ELS :

$$R_X = \frac{5 \times 20.154}{2} + \frac{5 \times 20.154}{2} = 100.77 \text{ kN}$$

$$= \frac{5 \times 11.384}{2} + \frac{5 \times 11.384}{2} = 56.92 \text{ kN}$$

R_X

$$R_U = R_1 + R_2 = 100.77 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 56.92 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 100.77 \text{ kN} \quad R_S = R_3 + R_4 = 56.92 \text{ kN}$$

B) Combinaison des charges :

- **ELU :**

$$Q_u = 1,35 [(G_{ec} \times 0,18) + gp] + 1,5 \times Q_{ec} \times 0,18$$

$$Q_u = 1,35 [(7.85 \times 0,18) + 0,571] + 1,5 \times 1 \times 0,18 \quad \underline{Q_u = 2,948 \text{ kN/ml}}$$

- **ELS :**

$$Q_s = (G_t - G_b - g_{bac} + Q) \times 0,18$$

$$Q_s = 0,571 + (7,85 - 3,06 - 0,15 + 1) \times 0,18 \Rightarrow \underline{Q_s = 1,586 \text{ kN/ml}}$$

*** Largeur de la dalle :**

$$B_{eff} = \inf. \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$B_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 6 / 8 = 1,5 \text{ m} \\ b = 5 \text{ m} \end{cases}$$

C) Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3} = 2030,625 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 6260 \times 10^{-3} = 1635,425 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

D) Vérifications :

1) Vérification de la flexion :

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 315,738 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1635,24 \left[\frac{330}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1635,24 \times 95}{2 \times 2030,625} \right) \right] \times 10^{-3} = 452,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \qquad r = \frac{315,738}{452,23} = 0,70$$

2) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = 3081 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 3081 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 489.02 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = R_1 + \frac{1 \times q_u}{2} = 151.155 + \frac{2.984 \times 6}{2} = 160.107 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 489.02 \text{ kN} > 160.107 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 244.51 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3) Vérification de la rigidité :

$$f_{2}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$$

- $q_s = 2,07 \text{ kN/ml}$
- $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$
- $I_c = \frac{A_a(h_b + 2h_p + h_a)}{4(1+m \times v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_y$

$$\begin{cases} m = E_a / E_b = 15 \\ v = A_a / A_b = 0,0564 \end{cases}$$

$$I_c = 6.87 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f_{2}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{2,07 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 6.87 \times 10^8} = 0.24 \text{ mm}$$

- $f_x = \frac{R_s \times x \times (3L^2 - x^2)}{48 \times E \times I}$

- (i) C'est le point au on a un force concentre sur la poutre (les réactions des solives).

Tableau II.3 : calcul des flèche dus au charge concertai des solives

x (mm)	R _s (N)	L ² (mm)	I (mm ⁴)	E (N/mm ²)	f _{x(i)} (mm)
0	56920	90000000	117700000	210000	0
2000	56920	9000000	117700000	210000	2.21
4000	56920	9000000	117700000	210000	2.11
				∑f _{x(i)}	4.32
				∑f _{x(i)} × 2	8.64

- $f_{tot} = f_2^{max} + \sum f_{x_i}$

$$f_{tot} = 0.24 + 8.64 = 8.88m$$

- $\bar{f} = \frac{L}{250} = 24mm$

$$8.88mm < 24 mm \quad \text{C'est vérifier.}$$

4) Vérification du déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par dalle béton.

II.3.1.2. Plancher Courant :

Dans le Pré-dimensionnement des poutres des planchers étages courant on va traiter le plancher usage bureau

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

$$\frac{6000}{25} < h < \frac{6000}{15} \Rightarrow 240mm < h < 400mm$$

On opte pour un IPE 330

Phase finale :

3) Plancher usage bureau :

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 330.....gp=0.491kN/m
- Charge permanente.....G=6.41kN/m²
- Surcharge d'exploitation Q=3.5 kN/m²

A) Calcul des réactions des solives :

ELU :

$$q_u = 27.35 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{5 \times 27.35}{2} + \frac{5 \times 27.35}{2} = 136.75 \text{ kN}$$

$$= 67.6 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 136.75 \text{ kN} \quad R_S = R_1 + R_2 = 67.6 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 136.75 \text{ kN} \quad R_S = R_3 + R_4 = 67.6 \text{ kN}$$

ELS :

$$q_s = 13.52 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{13.52 \times 5}{2} + \frac{5 \times 13.52}{2}$$

B) Combinaison des charges :

ELU :

$$Q_u = 1.35 [(G_{ec} \times 0,18) + gp] + 1.5 \times Q_{ec} \times 0,18$$

$$Q_u = 1.35 [(6.41 \times 0,18) + 0,571] + 1.5 \times 3.5 \times 0,18 \quad \underline{Q_u = 3.273 \text{ kN/ml}}$$

ELS :

$$Q_s = (G_t - G_b - g_{bac} + Q) \times 0,18$$

$$Q_s = 0,571 + (6.41 - 3,06 - 0,15 + 3.5) \times 0,18 \quad \Rightarrow \quad \underline{Q_s = 1,777 \text{ kN/ml}}$$

Largeur de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{ longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 6 / 8 = 1.5 \text{ m} \\ b = 5 \text{ m} \end{cases}$$

C) Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{b\acute{e}ton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3} = 2030.625 \text{ KN}$$

$$R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 6260 \times 10^{-3} = 1635.425 \text{ KN}$$

$$R_{b\acute{e}ton} > R_{Acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{Acier} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{Acier} \times h_c}{2R_{b\acute{e}ton}} \right) \right]$$

D) Vérifications :

1) Vérification de la flexion :

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 469.164 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1635.425 \left[\frac{330}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1635.425 \times 95}{2 \times 2030.625} \right) \right] \times 10^{-3} = 452.23 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{469.146}{542.57} = 0,86$$

2) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{p,rd}$

$$A_v = 3514 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 3541 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 557.92 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = R_1 + \frac{l \times q_u}{2} = 205.125 + \frac{3.273 \times 6}{2} = 214.944 \text{ kN}$$

$$V_{Pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 557.92 \text{ kN} > 214.944 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,5 \times V_{Pl,rd} = 278.96 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

3) Vérification de la rigidité :

$$f_{2}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$$

- $q_s = 1.77 \text{ kN/ml}$
- $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$
- $I_c = \frac{A_a(h_b+2h_p+h_a)}{4(1+m \times v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_y$

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 0,0564 \end{cases}$$

$$I_c = 8 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f_{2}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{1.77 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 8 \times 10^8} = 0.17 \text{ mm}$$

- $f_x = \frac{R_s \times x \times (3L^2 - x^2)}{48 \times E \times I}$

(i) C'est le point au on a un force concentre sur la poutre (les réactions des solives).

Tableau II.5 : calcul des flèche dus au charge concertai des solives

x (mm)	R _s (N)	L ² (mm)	I (mm ⁴)	E (N/mm ²)	f _{x(i)} (mm)
0	67600	9000000	162700000	210000	0
2000	67600	9000000	162700000	210000	1.89
4000	67600	9000000	162700000	210000	1.81
				∑f _{x(i)}	3.7
				∑f _{x(i)} × 2	7.4

- $f_{tot} = f_{2}^{max} + \sum f_{x_i}$

$$f_{tot} = 0.17 + 7.4 = 7.57mm$$

- $\bar{f} = \frac{L}{250} = 24mm$

7.57mm < 24 mm C'est vérifier.

4) Vérification du déversement :

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le dévers car la semelle sup est maintenue par dalle béton.

Usage salle bibliothèque

Phase finale :

Plancher : Usage salle bibliothèque

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 360.....gp=0.571kN/m
- Charge permanente.....G=6.41kN/m²
- Surcharge d'exploitation Q=4kN/m²

A) Calcul des réactions des solives :

ELU :

$$q_u = 29.66 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{5 \times 29.66}{2} + \frac{5 \times 29.66}{2} = 148.3 \text{ kN}$$

$$= 73.335 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 148.3 \text{ kN} \quad R_S = R_1 + R_2 = 73.335 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 148.3 \text{ kN} \quad R_S = R_3 + R_4 = 73.335 \text{ kN}$$

ELS :

$$q_s = 14.667 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{14.667 \times 5}{2} + \frac{5 \times 14.667}{2}$$

B) Combinaison des charges :

ELU :

$$Q_u = 1.35 [(G_{ec} \times 0,18) + gp] + 1.5 \times Q_{ec} \times 0,18$$

$$Q_u = 1.35 [(6.41 \times 0,18) + 0,571] + 1.5 \times 4 \times 0,18 \quad \underline{Q_u = 3.408 \text{ kN/ml}}$$

ELS :

$$Q_s = (G_t - G_b - g_{bac} + Q) \times 0,18$$

$$Q_s = 0,571 + (6,41 - 3,06 - 0,15 + 4) \times 0,18 \quad \underline{Q_s = 1.867 \text{ KN/ml}}$$

*** Largeur de la dalle :**

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$B_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 6 / 8 = 1.5 \text{ m} \\ b = 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

C) Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3} = 2030.625 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3} = 1900.07 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl,rd}} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

D) Vérifications :

• **Vérification de la flexion :**

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{\text{plRd}} = \frac{W_{\text{pl}} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = 459.336 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{pl,rd}} = 1900.07 \left[\frac{360}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1900.07 \times 95}{2 \times 2030.625} \right) \right] \times 10^{-3} = 542.57 \text{ kN.m}$$

$$M_{Pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \qquad r = \frac{459.336}{542.57} = 0,84$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{p,rd}$

$$A_v = 3514 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 3541 \times 10^{-6}}{l \times \sqrt{3}} = 557.92 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = R_1 + \frac{l \times q_u}{2} = 222.45 + \frac{3.408 \times 6}{2} = 232.674 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 557.92 \text{ kN} > 232.674 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 278.96 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

• **Vérification de la rigidité :**

$$f_{2}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$$

• $q_s = 1.867 \text{ kN/ml}$

• $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$

• $I_c = \frac{A_a(h_b + 2h_p + h_a)}{4(1+m \times v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_y$

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 0,0564 \end{cases}$$

$$I_c = 8 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f_{2}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{1.876 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 8 \times 10^8} = 0.188 \text{ mm}$$

• $f_x = \frac{R_s \times x \times (3L^2 - x^2)}{48 \times E \times I}$

(i) C'est le point au on a un force concentre sur la poutre (les réactions des solives).

Tableau II.6 : calcul des flèche dus au charge concertai des solives

x (mm)	R _s (N)	L ² (mm)	I (mm ⁴)	E (N/mm ²)	f _{x(i)} (mm)	
0	73335	9000000	162700000	210000	0	
2000	73335	9000000	162700000	210000	2.056	
4000	73335	9000000	162700000	210000	1.96	
					∑f _{x(i)}	4.016
					∑f _{x(i)} × 2	8.032

$$f_{tot} = f_{max} + \sum f(x)$$

$$f_{tot} = 0.188 + 8.032 = 8.22mm$$

- $\bar{f} = \frac{L}{250} = 24mm$

8.22mm < 24 mm C'est vérifier.

II.3.3. Pré-dimensionnement des poutres non porteuses

L=5m

Désignation Abrégée	Poids	section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE270	36.1	4595	270	135	10.5	6.6
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ³) ×10 ³	i _y (mm)	i _z (mm)	
	5790	419.9	484	112.3	30.2	

A. Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_b$ avec $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 \times 1250 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 1682.29 \text{ kN}$$

- $R_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$

$$R_{\text{acier}} = 4595 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 1263.63 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + hc + hp - \left(\frac{R_{\text{acier}} * h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

B. Vérification de la flexion :

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$\triangleright M_{plrd} = R_a \times \frac{h_a}{2} + R_b \times \left(\frac{h_b}{2} + h_p \right)$$

$$M_{plrd} = 1263.63 \times \frac{0,54}{2} + 1682.29 \times \left(\frac{0,095}{2} + 0,055 \right)$$

$$M_{plrd} = 513.61 \text{ kNm}$$

$$\triangleright M_{sd} = 113.28 \text{ kNm}$$

$$113.28 \text{ kNm} < 513.61 \text{ kNm} \quad \text{C'est vérifier.}$$

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts (compression, flexion) et les transmette aux fondations.

- Pour le Pré-dimensionnement des poteaux se fait en compression simple.
- Dans le cadre de notre projet, nous allons étudier 3 types de poteaux, poteau de centre, de rive et d'angle.

Descente des charges :

$$q = (1,35 \times \sum G) + (1,5 \times \sum Q) \text{ kN/m}^2$$

Niveau	Surcharge Q (kN/m ²)		G (kN/m ²)	ΣQ (kN/m ²)	ΣG (kN/m ²)	q (kN/m ²)
Terrasse	Q0	1	7,85	1	7,85	12.09
9	Q1	3.5	6,41	4.5	14.26	26
8	Q2	3.5	6,41	7.65	20.67	39.38
7	Q3	3.5	6,41	10.45	27.08	52.23
6	Q4	4	6,41	13.33	33.49	65.21
5	Q5	4	6,41	15.8	39.9	77.57
4	Q6	3.5	6,41	17.5	46.31	88.77
3	Q7	3.5	6,41	19.21	52.72	99.99
2	Q8	3.5	6,41	20.92	59.13	111.21
1	Q9	3.5	6,41	23.33	65.54	123.47

II.4.1. poteau central :

Poteau C6 :

Calcul de la surface :

$$S_1 = 6 \times 4.90 = 29.4 \text{ m}^2$$

$$P_{poteau} = 1,35 \times (L_{poteau} \times G_{poteau})$$

$$P_{poutre} = 1,35 \times (L_{poutre} \times G_{poutre})$$

$$P_{poutre} = 1,35 \times ((3 \times 2 \times 0.57) + (2.5 \times 2 \times 0.361))$$

$$P_{poutre} = 7.05 \text{ KN}$$

Niveau	q (kN/m ²)	Surface (m ²)	Poids des Poutres cumulés (kN)	N _{sd} (kN)
Terrasse	12.09	29.4	7.05	362.5
9	26		14.1	778.5
8	39.38		21.15	1178.92
7	52.23		28.2	1563.76
6	65.21		35.25	1952.42
5	77.57		42.3	2322.86
4	88.77		49.35	2659.19
3	99.99		56.4	2996.11
2	111.21		63.45	3333.02
1	123.47		70.5	3700.52

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$N_{sd} = N_{sd}' + P_{poteau}$$

Niveau	Poids des poteaux cumulés (kN)	N_{sd} (kN)	A (mm ²)	profile
Terrasse	3.19	365.69	1329.38	HEB 200
9	6.39	784.89	2853.31	HEB 200
8	9.57	1188.49	4320.58	HEB 200
7	13.92	1577.68	5737.09	HEB 260
6	18.27	1970.69	7167.5	HEB 260
5	22.62	2345.48	8531.64	HEB 260
4	29.24	2688.43	9778	HEB 320
3	35.86	3031.97	11026.51	HEB 320
2	42.48	3375.5	12274.98	HEB 320
1	49.89	3750.41	13639.85	HEB 360

A. Vérification de poteau :

Profile	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A (mm ²)	i _y (mm)	i _z (mm)
HEB 360	360	300	22.5	12.5	18060	155	74.9

On doit vérifier que

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{Classe 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

$$\lambda_{_1} = 93,9 \times \varepsilon = 86.8$$

- Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = L \quad (\text{ART-ART})$$

$$L_f = 3.75 \text{ m}$$

- Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3,75 \times 10^3}{74.9} = 50.07$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3,75 \times 10^3}{155} = 24.19$$

$$\lambda_z > \lambda_y$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0.28$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0.58$$

0,28 > 0,2 il y a risque d flambement.

0.58 > 0,2 il y a risque d flambement

- Vérification du flambement :

$$\frac{h}{b} = 1,2 = 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 22.5 \text{ mm}$$

Donc les courbes de flambement c'est $\begin{cases} y - y & b \\ z - z & c \end{cases}$

Tableau II.7 : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement

Courbe	a	b	c	d
α	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\checkmark \varphi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\varphi_y = 0,55$$

$$\varphi_z = 0,76$$

$$\checkmark \chi = 1 / ((\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \lambda^2)})$$

$$\chi_y = 0,98$$

$$\chi_z = 0,80$$

$$\checkmark N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{b,rdy} = 4867.17 \text{ kN}$$

$$N_{b,rdz} = 3973.2 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} > N_{sd}$$

La condition vérifiée.

Profile	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A (mm ²)	i _y (mm)	i _z (mm)
HEB 320	320	300	20.5	11.5	16130	138	75.7

On doit vérifier que

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{Classe 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

$$\lambda_{_1} = 93,9 \times \varepsilon = 86.8$$

- Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = L \quad (\text{ART-ART})$$

$$L_f = 3.75 \text{ m}$$

- Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3,75 \times 10^3}{75.7} = 49.54$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3,75 \times 10^3}{138} = 27.17$$

$$\lambda_z > \lambda_y$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0.31$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0.57$$

0,31 > 0,2 il y a risque d flambement.

0.57 > 0,2 il y a risque d flambement

- Vérification du flambement :

$$\frac{h}{b} = 1,06 < 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 20.5 \text{ mm}$$

Donc les courbes de flambement c'est $\begin{cases} y - y & b \\ z - z & c \end{cases}$

Tableau II.7: facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement

Courbe	a	b	c	d
α	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\checkmark \varphi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\varphi_y = 0,57$$

$$\varphi_z = 0,75$$

$$\checkmark \chi = 1 / ((\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)}))$$

$$\chi_y = 0,95$$

$$\chi_z = 0,81$$

$$\checkmark N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{b,rdy} = 4213.96 kN$$

$$N_{b,rdz} = 3584.6 kN$$

$$N_{b,rd} > N_{sd}$$

La condition vérifiée.

Profile	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A (mm ²)	i _y (mm)	i _z (mm)
HEB 260	260	260	17.5	10	11840	112	65.8

On doit vérifier que

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{Classe 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

$$\lambda_{_1} = 93,9 \times \varepsilon = 86.8$$

- Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = L \quad (\text{ART-ART})$$

$$L_f = 3.75 m$$

- Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3,75 \times 10^3}{65.8} = 57$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3,75 \times 10^3}{112} = 33.48$$

$$\lambda_z > \lambda_y$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0.39$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0.66$$

0,39 > 0,2 il y a risque d flambement.

0.66 > 0,2 il y a risque d flambement

- Vérification du flambement :

$$\frac{h}{b} = 1 < 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 17.5 \text{ mm}$$

Donc les courbes de flambement c'est $\begin{cases} y - y & b \\ z - z & c \end{cases}$

Courbe	a	b	c	d
α	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\checkmark \varphi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\varphi_y = 0,61$$

$$\varphi_z = 0,83$$

$$\checkmark \chi = 1 / ((\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \lambda^2)}))$$

$$\chi_y = 0,93$$

$$\chi_z = 0,75$$

$$\checkmark N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{b,rdy} = 3028.08 \text{ kN}$$

$$N_{b,rdz} = 2442 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} > N_{sd}$$

La condition vérifiée.

II.4.2. **Poteau de rive :**

$$P_{\text{poteau}} = 1,35 \times (L_{\text{poteau}} \times G_{\text{poteau}})$$

$$P_{\text{poutre}} = 1,35 \times ((3 \times 2 \times 0,57) + (2,5 \times 0,361))$$

$$P_{\text{poutre}} = 5,84$$

Poteau A6 :

Calcul de la surface :

$$S_1 = 6 \times 2,4 = 14,4 \text{ m}^2$$

$$N_{sd}' = (q \times S) + P_{\text{poutre}}$$

Niveau	q (kN/m ²)	Surface (m ²)	Poids des Poutres cumulés (kN)	N _{sd} ' (kN)
Terrasse	12,10	14,4	5,84	180,08
9	23,70		11,68	352,96
8	35,01		17,52	521,66
7	46,01		23,36	685,90
6	56,72		29,2	845,97
5	67,13		35,04	1001,71
4	81,48		40,88	1214,19
3	95,51		46,72	1422,06
2	108,75		52,56	1618,56
1	121,69		58,4	1810,74

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Donc :

$$A = \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$N_{sd} = N_{sd}' + P_{poteau}$$

Niveau	Poids des poteaux cumulés (kN)	N_{sd} (kN)	A (mm ²)	profile
Terrasse	2.22	180.08	654.84	HEB 160
9	4.44	352.96	1283.49	HEB 160
8	6.66	521.66	1896.95	HEB 160
7	9.33	685.90	2494.18	HEB 180
6	12	845.97	3076.25	HEB 180
5	14.67	1001.71	3642.58	HEB 180
4	54.66	1214.19	4415.24	HEB 220
3	58.39	1422.06	5171.12	HEB 220
2	62.11	1618.56	5885.6	HEB 220
1	66.45	1810.74	6584.51	HEB 240

B. Vérification de poteau :

Profile	h (mm)	b (mm)	t _r (mm)	t _w (mm)	A (mm ²)	i _y (mm)	i _z (mm)
HEB 240	240	240	17	10	10600	103	60.8

On doit vérifier que

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{Classe 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

$$\lambda_{_1} = 93,9 \times \varepsilon = 86.8$$

- Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = L \quad (\text{ART-ART})$$

$$L_f = 3.75 \text{ m}$$

- Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3,75 \times 10^3}{60.8} = 61.68$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3,75 \times 10^3}{103} = 36.41$$

$$\lambda_z > \lambda_y$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0.42$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0.71$$

0,42 > 0,2 il y a risque d flambement.

0.71 > 0,2 il y a risque d flambement

- Vérification du flambement :

$$\frac{h}{b} = 1 < 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 17 \text{ mm}$$

Donc les courbes de flambement c'est $\begin{cases} y - y & b \\ z - z & c \end{cases}$

Courbe	a	b	c	d
α	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\checkmark \varphi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

$$\varphi_y = 0,63$$

$$\varphi_z = 0,88$$

$$\checkmark \chi = 1 / ((\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \lambda^2)}))$$

$$\chi_y = 0,91$$

$$\chi_z = 0,71$$

$$\checkmark N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{b,rdy} = 2652.6 \text{ kN}$$

$$N_{b,rdz} = 2069.65 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} > N_{sd}$$

La condition vérifiée

● **Poteau d'angle :**

La surface qui revient au poteau central est de 27,5 m², et les charges appliqué dans cette surface c'est :

➤ la charge permanente G et surcharge Q en ELU qui déterminer par la loi de dégression

➤ Poids de poteau au-dessus

$$P_{poteau} = 1,35 \times (L_{poteau} \times G_{poteau})$$

➤ Poids du 2 poutres :

$$P_{poutre} = 1,35 \times (L_{poutre} \times G_{poutre})$$

$$P_{poutre} = 1,35 \times ((3 \times 0,57) + (2.5 \times 0.361))$$

$$P_{poutre} = 3.53$$

Poteau A1 :

Calcul de la surface : $S_1 = 7.2\text{m}^2$

$$N_{sd}' = (q \times S) + P_{poutre}$$

Niveau	q (kN/m ²)	Surface (m ²)	Poids des Poutres cumulés (kN)	N _{sd} ' (kN)
Terrasse	12,10	7.2	3.53	90.65
9	23,70		7.06	177.7
8	35,01		10.59	262.66
7	46,01		14.12	345.39
6	56,72		17.65	426.03
5	67,13		21.18	504.52
4	81,48		24.71	611.37
3	95,51		28.24	715.91
2	108,75		31.77	814.77
1	121,69		35.3	911.47

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Donc :

$$A = \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Avec :

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$N_{sd} = N_{sd}' + P_{poteau}$$

Niveau	Poids des poteaux cumulés (kN)	N_{sd} (kN)	A (mm ²)	profile
Terrasse	1.39	92.04	334.7	HEB 120
9	2.78	180.48	656.29	HEB 120
8	4.17	266.83	970.29	HEB 120
7	6.39	351.78	1279.2	HEB 160
6	8.61	434.64	1580.51	HEB 160
5	10.83	515.35	1874	HEB 160
4	13.5	624.87	2272.25	HEB 180
3	16.17	732.08	2662.11	HEB 180
2	18.84	833.61	3031.31	HEB 180
1	22.03	933.5	3394.55	HEB 200

C. Vérification de poteau :

Profile	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A (mm ²)	i _y (mm)	i _z (mm)
HEB 200	200	200	15	9	7810	85.4	50.7

On doit vérifier que

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{Classe 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 86.8$$

- Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = L \quad (\text{ART-ART})$$

$$L_f = 3.75 \text{ m}$$

- Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3,75 \times 10^3}{50.7} = 73.96$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3,75 \times 10^3}{85.4} = 43.91$$

$$\lambda_z > \lambda_y$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0.5$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0.85$$

0,5 > 0,2 il y a risque d flambement.

0.85 > 0,2 il y a risque d flambement

- Vérification du flambement :

$$\frac{h}{b} = 1 < 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 15 \text{ mm}$$

Donc les courbes de flambement c'est $\begin{cases} y - y & b \\ z - z & c \end{cases}$

Courbe	a	b	c	d
α	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\varphi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\varphi_y = 0,68$$

$$\varphi_z = 1.02$$

$$\checkmark \chi = 1 / ((\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \lambda^2)})$$

$$\chi_y = 0.88$$

$$\chi_z = 0.63$$

$$\checkmark N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{b,rdy} = 1890.02 \text{ kN}$$

$$N_{b,rdz} = 1353.08 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} > N_{sd}$$

La condition vérifiée

Chapitre III : Eléments secondaires

III.1 INTRODUCTION :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « *BAEL 91 modifié 99* »^[8] en respectant le règlement parasismique Algérien « *RPA 99 version 2003* »

III.2 Les escaliers :

III.2 .1. Introduction :

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux.

III.2 .2. Les éléments constitutifs :

Il compose de plusieurs éléments :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

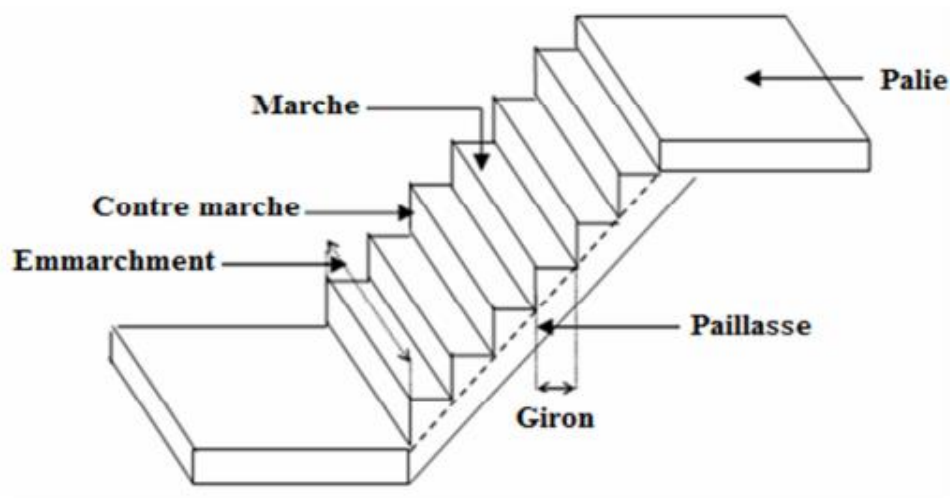


Figure III 1- Les éléments constitutifs de l'escalier.

III.2 .3. Dimensionnement :

- Pour le dimensionnement des marches (g : giron) et contre marches (h), on utilise la formule de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq (g+2h) = 64 \leq 66\text{cm}$$

h : Varie de 14 cm à 20 cm

g : Varie de 22 cm à 30 cm

hauteur d'une marcheh = 17cm

Girong = 30 cm

- **Nombre de marche :**

$$N = H/h \rightarrow n = 187/17 = 11$$

Pour h = **187cm** on a **11** marches par volée

- **Longueur de volée :**

$$L = g (n-1) = 30(11-1)$$

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

• **Inclinaison de la paillasse :**

$$\text{Tan}\alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{187}{300} = 0,623 \rightarrow \alpha = 31.93^\circ$$

H : hauteur d'étage

L : longueur de volée

l : longueur de paillasse

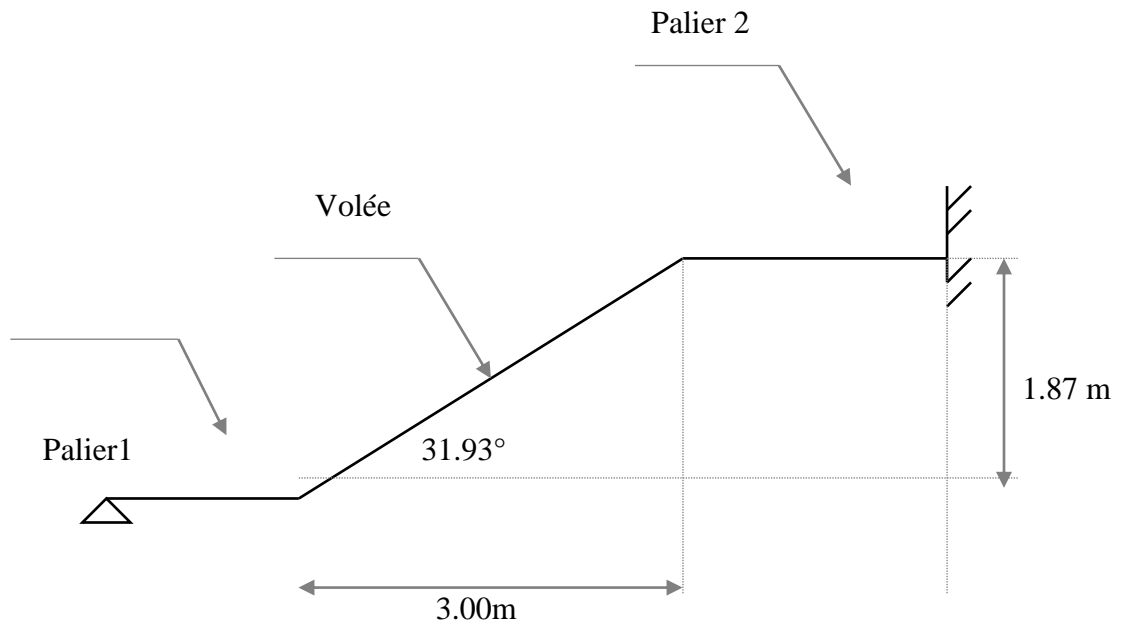


Figure III 2-Dimension de l'escalier

I.1. Evaluation des charges :

a) **Palier :**

- Charges permanentes :

Carrelage : e = 2 cm ; ρ = 22 kN /m ³	0,44 kN/m ²
Mortier de pose : e = 2 cm; ρ = 20kN/m ³	0,40 kN/m ²
Lit de sable : e = 3 cm ρ = 18 kN/m ³	0,54kN/m
Poids propre de palier : e = 25 cm; ρ = 25 kN/m ³	6,25kN/m ²
Enduit en ciment : e = 2 cm ; ρ = 18 kN/m ³	0,36 kN/m ²

$$\mathbf{G1 = 8,00 \text{ kN/m}^2}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q1 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

b) **Paillasse:**

- Charges permanentes:

Poids propre de la paillasse : e = 25 cm; $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$	6,25 kN/m ²
Carrelage : e = 2 cm; $\rho = 22 \text{ kN/m}^3$	0,44kN/m ²
Mortier de pose : e = 2 cm; $\rho = 20\text{kN/m}^3$	0,40kN/m ²
Poids propre de la marche	2,12kN/m ²
Garde-corps	1,00 kN/m ²
Enduit en ciment : e = 2 cm; $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$	0,36 kN/m ²

$$G2 = 10,57\text{kN/m}^2$$

- Charge d'exploitation :

$$Q2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

-Combinaison des charges :

- **ELU :**

$$qu1 = 1,35G1 + 1,5Q1$$

$$qu2 = 1,35G2 + 1,5Q2$$

- **ELS :**

$$qser1 = G1 + Q1$$

$$qser2 = G2 + Q2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III 1. Charge à l'ELU et l'ELS

	q1 (kN/ml)	q2 (kN/ml)
ELU	14,55	18,01
ELS	10,5	13,07

$$M_u = M_t = 66.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = 0,3M_u = 19,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_t = 48.42 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 44,47 \text{ KN}$$

III .3. ACROTÈRE :

III .3.1. INTRODUCTION :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courante. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries [12], donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

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

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

III .3.2. CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT L'ACROTÈRE :

Charge Permanente Et Surcharge D'exploitation :

A. charge permanente :

La surface de l'acrotère :

$$S = 0,1 \times 0,6 + 0,08 \times 0,1 + (0,02 \times 0,1) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

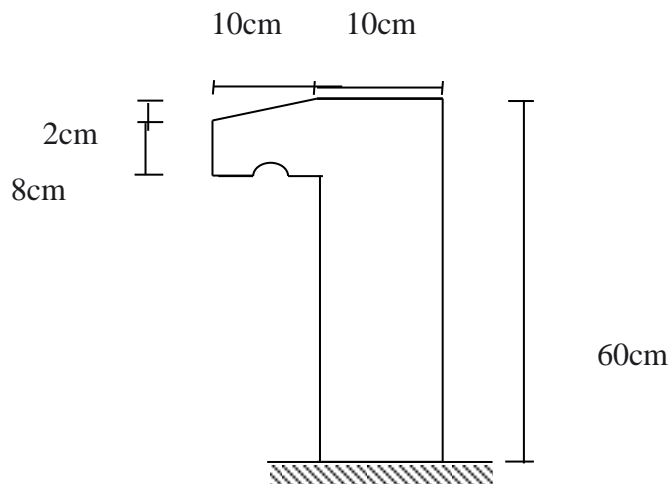


Figure III .3: Dimensions de l'acrotère

- Poids propre de l'acrotère: $25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ ml}$
- Revêtement : $18 \times 2 \times 0,015 \times 0,6 = 0,324 \text{ kN/ ml}$

$$\mathbf{G = 2,05 \text{ kN/ ml}}$$

B. charge d'exploitation :

- On Prend En Considération L'effet De La Main Courante D'où

$$\mathbf{Q = 1 \text{ kN/ ml}}$$

III .3.4 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE :

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_P appliqué à sa partie supérieure.

Si $F_P > 1,5 Q$; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage

On a :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

Avec :

F_P : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

- A : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2 $\implies A = 0,25$

C_P : facteur des forces horizontales ($C_P = 0,8$) élément consol

W_P : poids de l'acrotère $W_P = 2,05 \text{ kN/ml}$

$$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,05 = 1,64 \text{ kN/ml}$$

$$1,5 Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ kN /m}$$

Donc $F_P = 1,64 > 1,5$

DETERMINATION DES EFFORTS

➤ Calcul des efforts à L'ELU

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,05 = 2,76 \text{ kN}$$

$$M_u = F_P h = 1,64 \times 0,6 = 0,984 \text{ kN.m}$$

$$T_u = F_P = 1,64 \text{ kN}$$

➤ Calcul des efforts à L'ELS

- $N_s = G = 2,05 \text{ kN}$

- $M_s = F_P / 1,5 \cdot h = 1,64 / 1,5 \times 0,60 = 0,656 \text{ kN.m}$

- $T_s = F_P / 1,5 = 1,64 / 1,5 = 1,09 \text{ Kn}$

Chapitre IV : Etude climatique

IV.1. L'effet de la neige :

IV.1.1. Introduction :

Parmi les charges climatiques on a la neige qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Pour cela on a le règlement [1] s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 200 m.

IV.1.2. Calcul des charges de la neige :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\S 3.1.1. [1])$$

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment étudié est située à Blida, qui correspond à la zone A Selon la classification de [1].

La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0.07 \cdot H + 15}{100} \quad (\S 4.2. [1])$$

Application: $S_k = 0,29 \text{ kN/m}^2$

$$\mu = 0,8$$

$$S = 0,23 \text{ kN/m}^2$$

IV.2. L'effet du vent:

IV.2.1. Introduction:

L'effet du vent sur une construction 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[1]. Ce document Technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la

Détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris Leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est Inférieure à **200 m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

IV.2.2. Données relatives au site :

Catégorie du terrain III (Tableau 2.4. [1]) □

Site plat : $C_T=1$ (Tableau 2.5. [1])

Zone du vent I (ANNEXE.1. [1])

$q_{réf}= 37,5 \text{ daN/m}^2$ (Tableau 2.2. [1]) □

Facteur de terrain : $K_T= 0,215$

Paramètre de rugosité $Z_0 = 0.3 \text{ m}$

Hauteur minimale $Z_{min}= 5\text{m}$

} (Tableau 2.4. [1])

ϵ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient $C_d \epsilon = 0,61$

IV.2.3. Calcul de la pression due au vent :

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions Du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la façade principale.

La direction **V2** du vent : parallèle à la façade principale.

IV.2.3.1. Pression dynamique de pointe :

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e) \text{ [N/m]}$$

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

C_e : coefficient d'exposition au vent.

IV.2.3.2. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z_e)$:

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

$$c_e(z_e) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)] \quad (\S 2.4.2. [1])$$

$$C_r : \text{Coefficient de rugosité} \quad (\text{Cf. } \S 2.4.4. [1])$$

$$C_t : \text{Coefficient de topographie} \quad (\text{Cf. } \S 2.4.5. [1])$$

$$I_v(z) : \text{Intensité de la turbulence} \quad (\text{Cf. } \S 2.4.6. [1])$$

Z (en m) : hauteur considérer

$$C_T = 1 \text{ pour } \phi < 0.05 \text{ (site plat)} \quad (\S 2.4.5. [1])$$

$$C_r(z) = k_t \times \ln(Z/Z_0) \text{ Pour } Z_{min} < Z < 200 \text{ m} \quad (\S 2.4.4. [1])$$

$$I_v(z) = 1 / C_t \times \ln(Z/Z_0) \text{ pour } Z > Z_{min} \quad (\S 2.4.6. [1])$$

Tableau IV. 1 : Valeurs des pressions dynamiques

niv	Ze (m)	Ct	Cr	Iv	Ce	qréf	qp (N/m ²)
RDC	1.875	1	0.604	0.35	0.89	375	333.75
1	5.625	1	0.630	0.34	1.341	375	502.875
2	6.375	1	0.740	0.29	1.65	375	622.21
3	13.125	1	0.8129	0.26	1.86	375	697.5
4	16.875	1	0.866	0.24	2	375	750
5	20.625	1	0.909	0.23	2.15	375	806.25
6	24.375	1	0.945	0.22	2.26	375	847.5
7	28.125	1	0.976	0.22	2.41	375	903.75
8	31.875	1	1.009	0.21	2.41	375	903.75
9	35.625	1	1.02	0.20	2.49	375	933.75
10	39	1	1.05	0.20	2.64	375	990
toiture	41.1	1	1.05	0.20	2.64	375	990

IV.2.3.3. Direction du vent V1 :

A) Calcul de la pression due au vent :

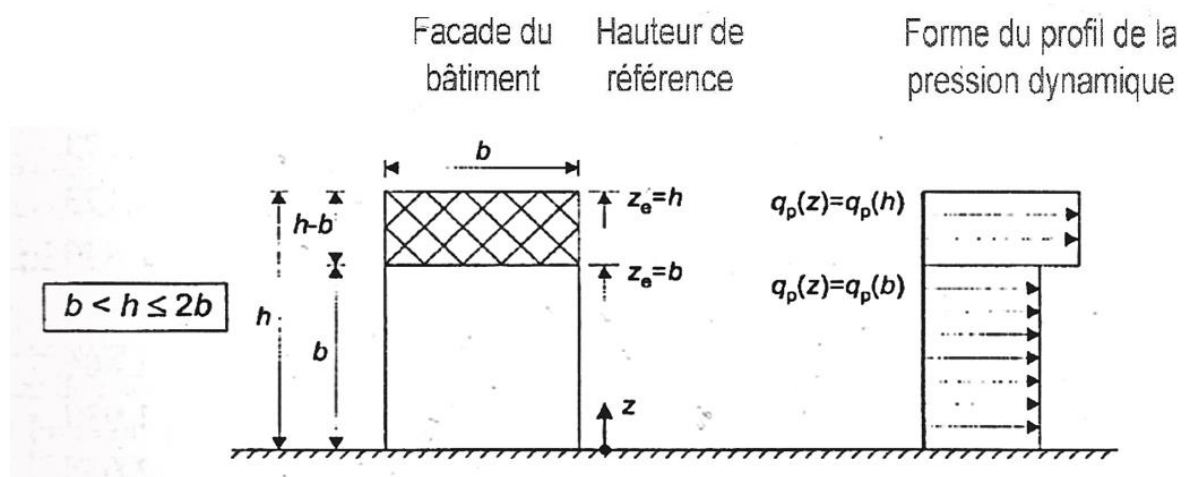


Figure IV. 1 : hauteur de référence z_e et profile correspondant de la pression dynamique .

B) Détermination de la pression aérodynamique :

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\S 2.5.2. [1])$$

C) Détermination de coefficient de pression :

Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe.1} + (C_{pe, 10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} (\S 5.1.[1])$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Paroi verticale :

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V_1 ; $b = 27.5\text{m}$.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V_1 ; $d = 61.77 \text{ m}$.

$e = \min [b ; 2h] = \min [27.5 ; 80.9] e = 27.5\text{m}$

$d > e$ La paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la Figure suivante

Tableau IV.2. : C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

	A	B	C	D	E
$A=5.5 \text{ m}$	C_{pe1}	C_{pe1}	C_{pe1}	C_{pe1}	C_{pe1}
$B=22 \text{ m}$	0	0	0	0	0
$C=34.27\text{m}$	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

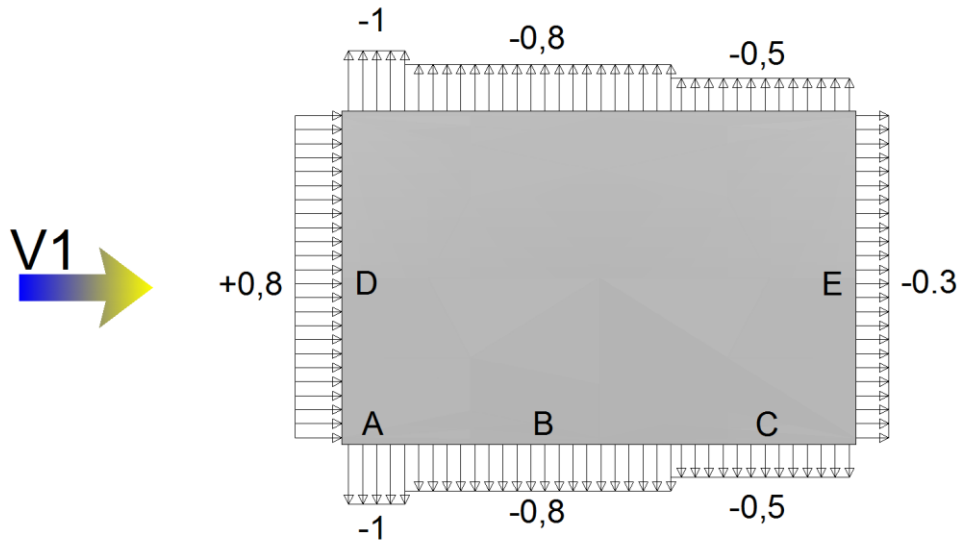


Figure IV. 2 : dimension des parois verticales A, B, C .

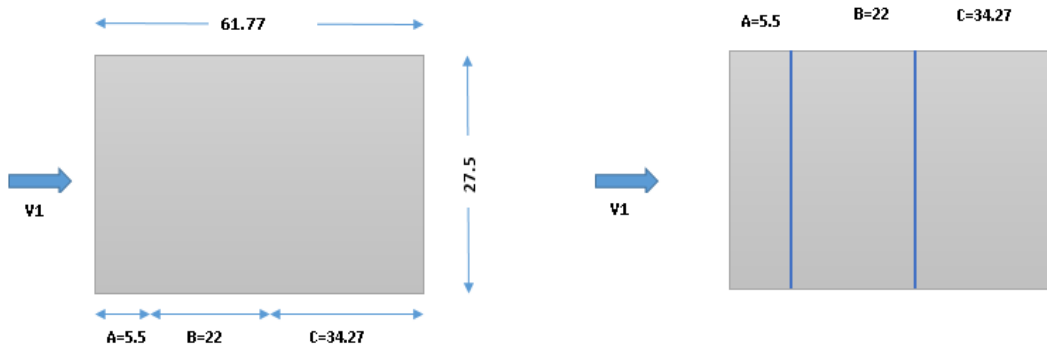


Figure IV.3 : valeur de Cpe pour chaque paroi verticale .

Terrasse :

Terrasse 41.1m :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6$ m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5. [1]) les différentes zones de pression F, G, H et I sont

Représentées sur la figure ci-dessous.

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 18.20\text{m}$$

Selon le tableau (5.2. [1]) on a :

$$H_p/h = 0,014$$

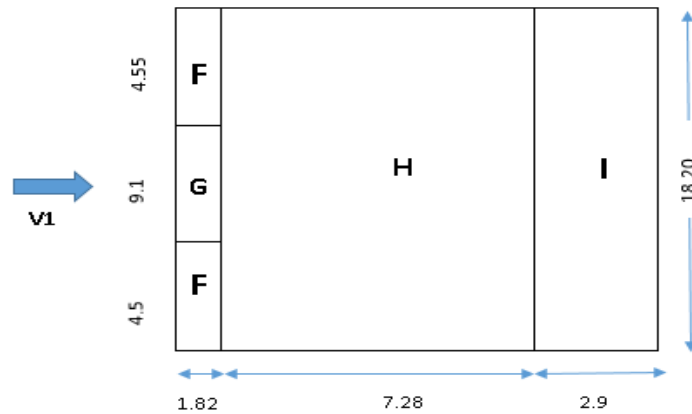
$$e/4 = 4.55 \text{ m}$$

$$e/10 = 1.82 \text{ m}$$

$$e/2 = 9.10 \text{ m}$$

TableauIV.3 : valeur de Cpe pour la terrasse 41.1m

F	G	H	I
Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1,6	-1,1	-0,7	±0,2



FigureIV.4 : valeur de Cpe pour la terrasse 41.1m .

Terrasse 38.1m :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.6 \text{ m}$

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5. [1]) les différentes zones de pression F, G, H et I sont

Représentées sur la figure ci-dessous :

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 27.5 \text{ m}$$

Selon le tableau (5.2. [1]) on a :

$$h_p/h = 0.015$$

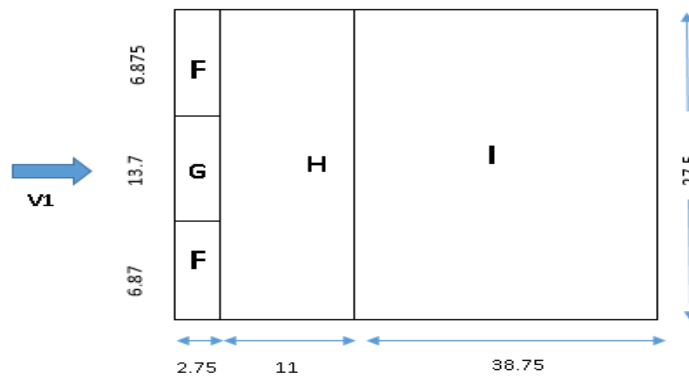
$$e/4 = 6.875 \text{ m}$$

$$e/10 = 2.75 \text{ m}$$

$$e/2 = 13.75 \text{ m}$$

TableauIV.4: valeur de Cpe pour la terrasse 38.1 m

F	G	H	I
Cpe	Cpe	Cpe10	Cpe10
-1.6	-1.1	-0,7	±0,2



FigureIV.5: valeur de Cpe pour la terrasse 3.75m .

Terrasse 3.75m :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.6$ m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5. [1]) les différentes zones de pression F, G, H et I sont

Représentées sur la figure ci-dessous :

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 27.5\text{m}$$

Selon le tableau (5.2. [1]) on a :

$$h_p/h = 0.16$$

$$e/4 = 6.875 \text{ m}$$

$$e/10 = 2.75 \text{ m}$$

$$e/2 = 13.75 \text{ m}$$

Tableau IV. 5 : valeur de Cpe pour la terrasse 3.75m

F	G	H	I
Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1.2	-0,8	0,8	±0,2

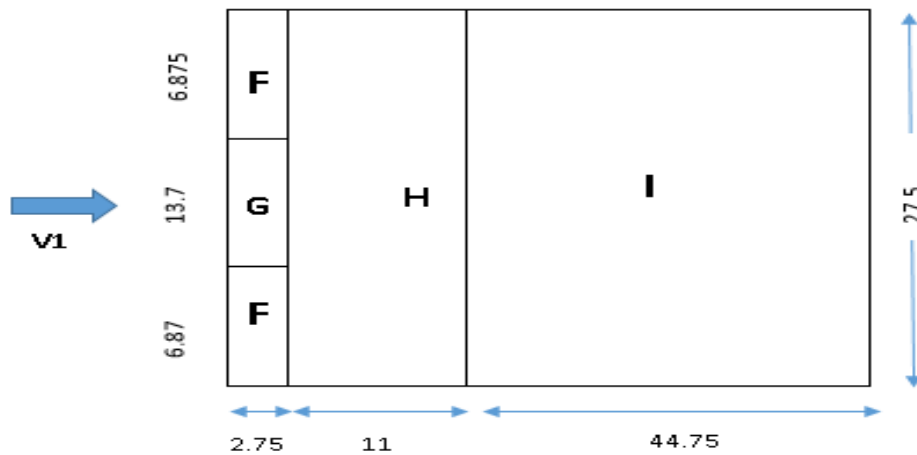


Figure IV.6: valeur de Cpe pour la terrasse 3.75m .

Calcul de coefficient de pression intérieure Cpi :

Valeur de la pression statique du vent :

NIV	Zon e	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
RDC	A	333.75	-1	0.8	-0.5	-600.75	-166.875
RDC	B	333.75	-0,8	0.8	-0.5	-534	-100.125
RDC	C	333.75	-0.5	0.8	-0.5	-208.59	0
RDC	D	333.75	0.8	0.8	-0.5	0	433.875
RDC	E	333.75	-0.3	0.8	-0.5	-367.125	-267

NIV	Zone	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
1	A	502.875	-1	0.8	-0.5	-905.175	-251.43
1	B	502.875	-0,8	0.8	-0.5	-804.6	-150.86
1	C	502.875	-0.5	0.8	-0.5	-653.737	0
1	D	502.875	0.8	0.8	-0.5	0	653.73
1	E	502.875	-0.3	0.8	-0.5	-804.6	100.575

NIV	Zone	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
2	A	622.21	-1	0.8	-0.5	-1119.978	-311.105
2	B	622.21	-0,8	0.8	-0.5	-995.536	-186.663
2	C	622.21	-0.5	0.8	-0.5	-808.873	0
2	D	622.21	0.8	0.8	-0.5	0	808.873
2	E	622.21	-0.3	0.8	-0.5	-684.431	124.442

NIV	Zone	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
3	A	697.5	-1	0.8	-0.5	-1255.5	-348.75
3	B	697.5	-0,8	0.8	-0.5	-1116	-209.25
3	C	697.5	-0.5	0.8	-0.5	-906.75	0
3	D	697.5	0.8	0.8	-0.5	0	906.75
3	E	697.5	-0.3	0.8	-0.5	-767.25	139.5

Chapitre IV : Etude climatique

NIV	Zone	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
4	A	750	-1	0.8	-0.5	-1350	-375
4	B	750	-0,8	0.8	-0.5	1200	-225
4	C	750	-0.5	0.8	-0.5	-975	0
4	D	750	0.8	0.8	-0.5	0	975
4	E	750	-0.3	0.8	-0.5	-825	150

NIV	Zone	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
5	A	806.25	-1	0.8	-0.5	-1451.25	-403.125
5	B	806.25	-0,8	0.8	-0.5	-1290	241.875
5	C	806.25	-0.5	0.8	-0.5	-1048.125	0
5	D	806.25	0.8	0.8	-0.5	0	1048.125
5	E	806.25	-0.3	0.8	-0.5	-886.875	161.25

NI V	Zone	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
6	A	847.5	-1	0.8	-0.5	-1525.5	-423.75
6	B	847.5	-0,8	0.8	-0.5	-1356	-254.25
6	C	847.5	-0.5	0.8	-0.5	-1136.85	0
6	D	847.5	0.8	0.8	-0.5	0	254.25
6	E	847.5	-0.3	0.8	-0.5	-932.25	169.5

NI V	Zone	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
7-8	A	903.7	-1	0.8	-0.5	-1626.66	-451.85
7-8	B	903.7	-0,8	0.8	-0.5	-1445.92	-271.11
7-8	C	903.7	-0.5	0.8	-0.5	-1174.81	0
7-8	D	903.7	0.8	0.8	-0.5	0	1174.81
7-8	E	903.7	-0.3	0.8	-0.5	-994.07	180.74

NIV	Zon e	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
9	A	933.75	-1	0.8	-0.5	-1680.75	-466.875
9	B	933.75	-0,8	0.8	-0.5	-1494	-280.125
9	C	933.75	-0.5	0.8	-0.5	-1213.875	0
9	D	933.75	0.8	0.8	-0.5	0	1213.875
9	E	933.75	-0.3	0.8	-0.5	-1027.125	186.75

Pression sur terrasse :

Terrasse 3.75m :

Zone	qp	Cpe	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
F	333.75	-1.2	0.8	-0.5	-667.5	-233.625
G	333.75	-0,8	0.8	-0.5	-534	-433.875
H	333.75	0.8	0.8	-0.5	0	433.875
I	333.75	-0.2	0.8	-0.5	-333.75	100.125

Terrasse 38.1m :

Zone	qp	Cpe	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
			0.8	-0.5		
F	990	-1.6	0.8	-0.5	-2376	-1089
G	990	-1.1	0.8	-0.5	-1881	-594
H	990	-0.7	0.8	-0.5	-1485	-198
I	990	-0.2	0.8	-0.5	-990	297

Terrasse 41.1m :

Zone	qp	Cpe	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
			0.8	-0.5		
F	333.75	-1.6	0.8	-0.5	-801	-367.125
G	333.75	-1.1	0.8	-0.5	-634.125	-200.25
H	333.75	-0.7	0.8	-0.5	-500.625	-66.75
I	333.75	-0.2	0.8	-0.5	-333.75	100.125

Direction du vent V2 :

Calcul de la pression due au vent :

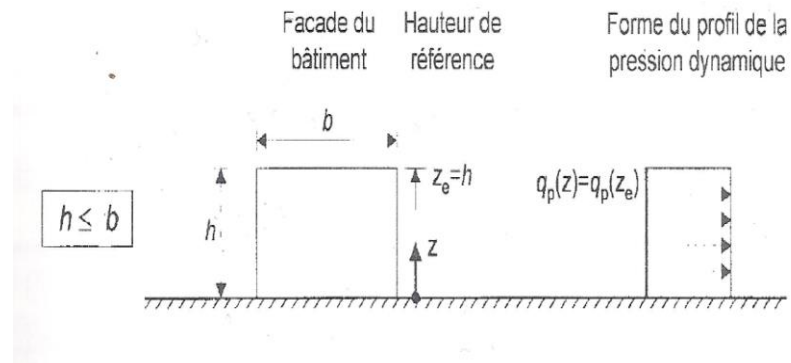


Figure IV.7 : hauteur de référence z_e et profile correspondant de la pression dynamique .

Détermination de la pression aérodynamique :

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante

$$w(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\S 2.5.2. [1])$$

Détermination de coefficient de pression :

Calcul des coefficients de pressions extérieures :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} (\S 5.1.[1])$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Paroi verticale :

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V_1 ; $b = 61.77\text{m}$.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V_1 ; $d = 27.5\text{m}$.

$e = \min [b ; 2h] = \min [61.77 ; 81] e = 61.77\text{m}$

$d > e$ La paroi est divisée en 4 zones de pression A', B', D et E qui sont illustrées sur la

Figure suivante :

$A' = 12.354\text{m}$

$B' = 15.146\text{m}$

Tableau IV.6 : C_{pe} pour les parois verticales

A'	B'	D	E
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
-1	-0,8	0,8	-0,3

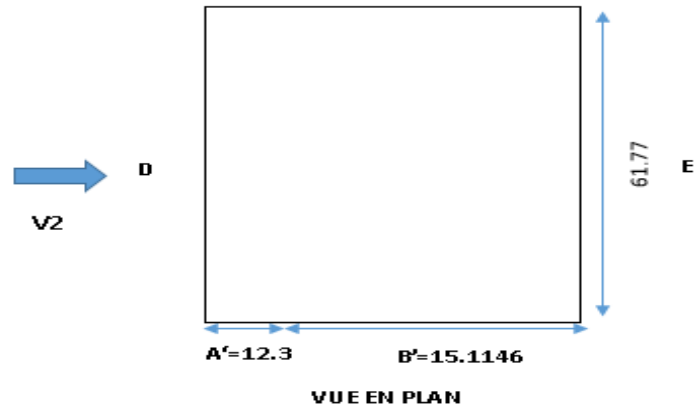


Figure IV.8 : dimension des parois verticales A', B'.

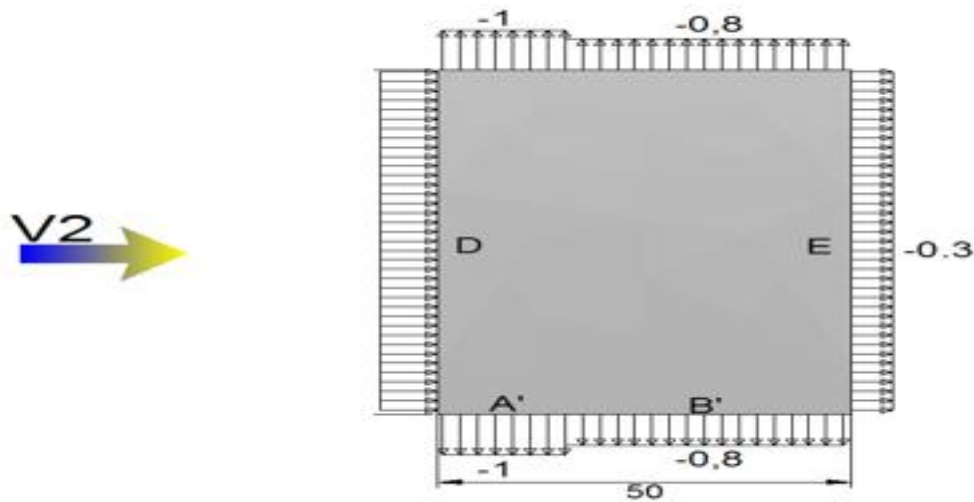


Figure IV.8 : valeur de Cpe pour chaque paroi verticale .

Terrasse :

Terrasse 41.1m :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6$ m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5. [1]) les différentes zones de pression F, G, H et I sont

Représentées sur la figure ci-dessous.

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 12\text{m}$$

Selon le tableau (5.2. [1]) on a :

$$H_p/h = 0,014$$

$$e/4 = 3 \text{ m}$$

$$e/10 = 1.2 \text{ m}$$

$$e/2 = 6 \text{ m}$$

Tableau IV.7: valeur de Cpe pour la terrasse

F	G	H	I
Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1,6	-1,1	-0,7	±0,2

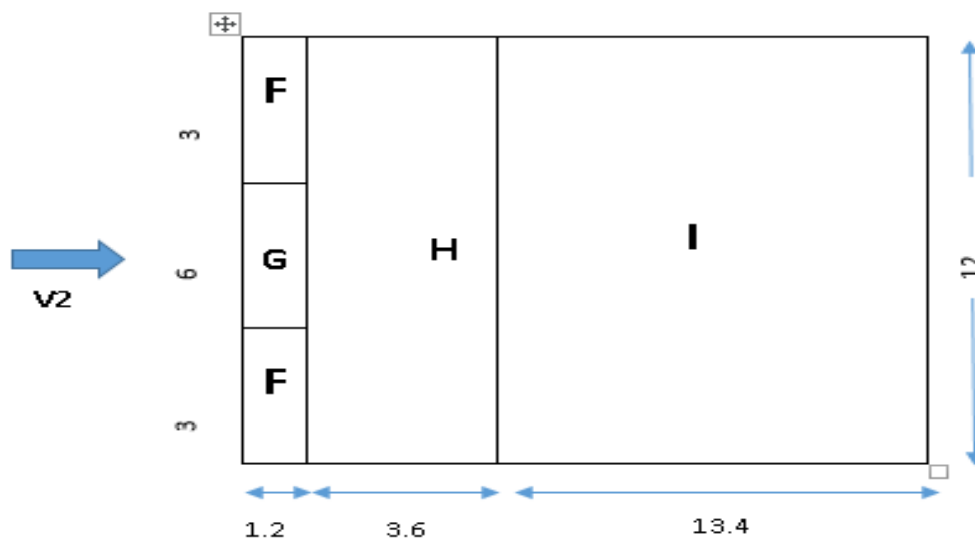


Figure IV.9 : valeur de Cpe pour la terrasse 41.1m

Terrasse 38.1m :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.6 \text{ m}$

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5. [1]) les différentes zones de pression F, G, H et I sont

Représentées sur la figure ci-dessous :

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 58.50 \text{ m}$$

Selon le tableau (5.2. [1]) on a :

$$h_p/h = 0.015$$

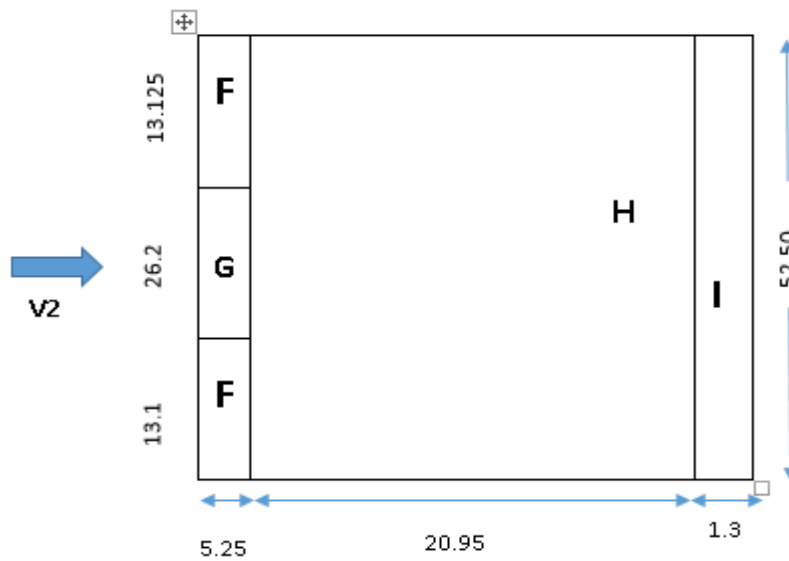
$$e/4 = 14.625\text{m}$$

$$e/10 = 5.85\text{m}$$

$e/2 = 29.25m$

TableauIV.8 : valeur de Cpe pour la terrasse 38.1m

F	G	H	I
Cpe	Cpe	Cpe10	Cpe10
-1.6	-1.1	-0,7	±0,2



FigureIV.10 : valeur de Cpe pour la terrasse 38.1m

Terrasse 3.75m :

La hauteur de l’acrotère $h_p = 0.6 m$

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5°.

Selon (§1.1.5 chap5. [1]) les différentes zones de pression F, G, H et I sont

Représentées sur la figure ci-dessous :

$e = \text{Min} [b ; 2h] = 61.77m$

Selon le tableau (5.2. [1]) on a :

$h_p/h = 0.16$

$e/4 = 15.44m$

$e/10 = 6.177m$

$e/2 = 30.885m$

Tableau IV.9: valeur de Cpe pour la terrasse 3.75m

F	G	H	I
Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1.2	-0,8	0,8	±0,2

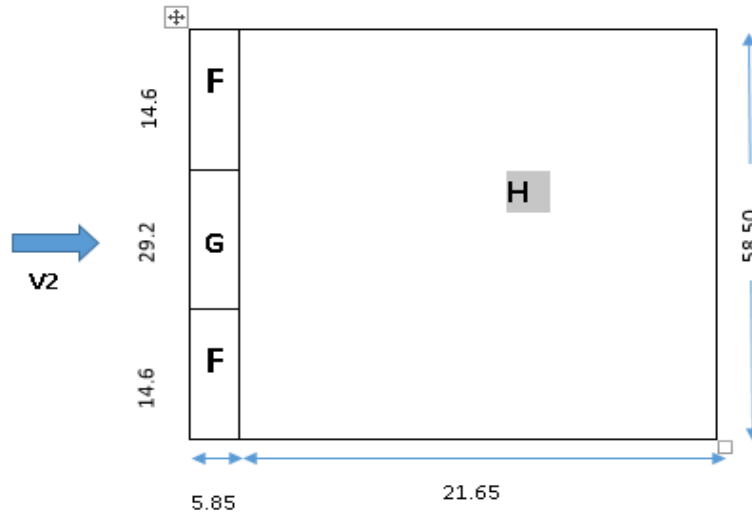


Figure IV.11 : valeur de Cpe pour la terrasse 3.75m

Calcul de coefficient de pression intérieure Cpi :

NIV	Zon e	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W(zj) (N/m ²)	
RDC	A'	333.75	-1	0.8	-0.5	-600.75	-166.875
RDC	B'	333.75	-0,8	0.8	-0.5	-534	-100.125
RDC	D	333.75	0.8	0.8	-0.5	0	433.875
RDC	E	333.75	-0.3	0.8	-0.5	-367.125	66.75

Valeur de la pression statique du vent :

NIV	Zon e	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
1	A'	502.875	-1	0.8	-0.5	-905.175	-251.43
1	B'	502.875	-0,8	0.8	-0.5	-804.6	-150.86
1	D	502.875	0.8	0.8	-0.5	0	653.73
1	E	502.875	-0.3	0.8	-0.5	-804.6	100.575

NIV	Zon e	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W(zj) (N/m ²)	
2	A'	622.21	-1	0.8	-0.5	-1119.978	-311.105
2	B'	622.21	-0,8	0.8	-0.5	-995.536	-186.663
2	D	622.21	0.8	0.8	-0.5	0	808.873
2	E	622.21	-0.3	0.8	-0.5	-684.431	124.442

NIV	Zon e	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W(zj) (N/m ²)	
4	A'	750	-1	0.8	-0.5	-1350	-375
4	B'	750	-0,8	0.8	-0.5	-1200	-225
4	D	750	0.8	0.8	-0.5	0	975
4	E	750	-0.3	0.8	-0.5	-825	150

NIV	Zone	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
				0.8	-0.5		
5	A'	806.25	-1	0.8	-0.5	-1451.25	-403.75
5	B'	806.25	-0,8	0.8	-0.5	-1290	241.875
5	D	806.25	0.8	0.8	-0.5	0	1048.125
5	E	806.25	-0.3	0.8	-0.5	-866.875	161.25

NI V	Zone	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
				0.8	-0.5		
6	A'	847.5	-1	0.8	-0.5	-1525.5	-423.75
6	B'	847.5	-0,8	0.8	-0.5	-1356	-254.25
6	D	847.5	0.8	0.8	-0.5	0	254.25
6	E	847.5	-0.3	0.8	-0.5	-932.25	169.5

NI V	Zone	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
				0.8	-0.5		
7-8	A'	903.7	-1	0.8	-0.5	-1626.66	-451.85
7-8	B'	903.7	-0,8	0.8	-0.5	-1445.92	-271.11
7-8	D	903.7	0.8	0.8	-0.5	0	1174.81
7-8	E	903.7	-0.3	0.8	-0.5	-994.07	180.74

NIV	Zone	qp (N/m ²)	Cpe.1 0	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
9	A'	933.75	-1	0.8	-0.5	-1680.75	-466.875
9	B'	933.75	-0,8	0.8	-0.5	-1494	-280.125
9	D	933.75	0.8	0.8	-0.5	0	1213.875
9	E	933.75	-0.3	0.8	-0.5	-1027.125	186.75

Pression sur terrasse :

Terrasse 3.75m :

Zone	qp	Cpe	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
F	333.75	-1.2	0.8	-0.5	-667.5	-233.625
G	333.75	-0,8	0.8	-0.5	-534	-433.875
H	333.75	0.8	0.8	-0.5	0	433.875
I	333.75	-0.2	0.8	-0.5	-333.75	100.125
I	333.75	0.2	0.8	-0.5	-200.25	233.625

Terrasse 38.1m :

Zone	qp	Cpe	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
F	990	-1.6	0.8	-0.5	-2376	-1089
G	990	-1.1	0.8	-0.5	-1881	-594
H	990	-0.7	0.8	-0.5	-1485	-198
I	990	-0.2	0.8	-0.5	-990	297
I	990	0.2	0.8	-0.5	-594	693

Terrasse 41.1m :

Zone	qp	Cpe	Cpi		W (zj) (N/m ²)	
F	333.75	-1.6	0.8	-0.5	-801	-367.125
G	333.75	-1.1	0.8	-0.5	-634.125	-200.25
H	333.75	-0.7	0.8	-0.5	-500.625	-66.75
I	333.75	-0.2	0.8	-0.5	-333.75	100.125
I	333.75	0.2	0.8	-0.5	-200.25	233.625

Action d'ensemble :

La force exercée par le vent Fw agissant sur une construction ou un élément de Construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \text{ [N]} \quad (\S 2.6.1. [1])$$

C_d : Coefficient dynamique

C_f : Coefficient de force

A_{réf} : Surface élémentaire

Calcul du coefficient dynamique C_d :

Direction V1 :

$$h = 51\text{m}$$

$$b = 50\text{m}$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

• **Z_{eq} : Hauteur équivalente de la construction :**

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min} \quad (\text{figure 3.1 } \S 3.3. [1])$$

$$Z_{eq} = 0.6 \times 40.5 = 24.\text{m} \geq Z_{min} = 5\text{m}$$

• **I_v (z_{eq}) : Intensité de la turbulence pour z= z_{éq} :**

$$I_v = \frac{1}{c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{min} \quad (\S 2.4.6. [1])$$

- **Q² : Partie quasi statique :**

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{Li} \right)^{0.63}}$$

$$li(z) = 300 \times \left(\frac{Z}{200} \right)^{0.61}$$

$$= 82.93$$

$$Q^2 = 0.55$$

- **R² : Partie résonnante :**

$$1- R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad (\S 3.3.2 [1])$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0,05 \quad (\text{Tableau 3.1 [1]})$$

$$\delta_a = 0 \quad (\S 3.3.2. [1])$$

$$\delta = 0,05 + 0 = 0,05$$

n_{1x} : Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction x

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{5/3}} \quad (\S 3.3.2. [1])$$

N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent donnée par :

$$N_x = \frac{n_{1x} \times l_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})} \quad (\S 3.3.2. [1])$$

- $V_m(z) = C_{r(z)} \times C_{t(z)} \times V_{ref} \quad (\text{ANNEXE 2. [1]})$

$$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{ref}$$

$$c_r(z_{eq}) = k_t \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} < Z < 200 \text{ m}$$

$$C_t = 1$$

$$C_r = 0.944$$

$$V_{\text{ref}} = 25 \text{ m/s}$$

(ANNEXE 2. [1])

$$V_{\text{m(zeq)}} = 1,104 \times 1 \times 25 = 23.62 \text{ m/s}$$

Calcul de la fréquence propre du mode fondamentale dans la direction V1 :

$$n_{1x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}} \text{ [Hz]} \quad (\S 3.3.4. [1])$$

$$\Rightarrow N_X = 4.31$$

$$\Rightarrow R_n = 0.053$$

2- R_h et R_b : Fonctions d'admittance aérodynamique :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h} \right) - \frac{1}{2 \times \eta_h^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ pour } \eta_h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b} \right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ pour } \eta_b > 0$$

$$N_h = 9.68$$

$$N_b = 6.57$$

$$R_h = 0.1$$

$$R_b = 0.128$$

$$\Rightarrow R^2 = 0.66$$

- **Calcul de facteur de pointe « g » :**

$$\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$$

$$\Rightarrow g = 3.31 > 3$$

- **Calcul de la fréquence moyenne :**

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]}$$

$$\Rightarrow V = 0.40 > 0.08$$

$$C_d = 0.85$$

Direction V2 :

L_i	73.07
Q^2	0.17
n_{1X} (Hz)	0.9019
δ	0.05
V_m (zeq)	23.62
N_x	3.80
R_n	0.053
n	$n_h= 9.68$
	$n_b=16.75$
R_h	0.1
R_b	0.059
R^2	0.0.29
v	$0.46 > 0.08$
g	$3.52 > 3$
I_v (zeq)	0.227
C_d	0.66

TableauIV.10 : tableau récapitulatif pour le calcul du coefficient C_d direction 2

H=40.5 B=27.5	V1	0.85
H=40.5 B=61.77	V2	0.

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE

V.1. Introduction

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour

laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise

en place afin d'éviter d'importants dégâts humains et matériels.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères

de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3 -VERIFICATION DE LA STRUCTURE SELON LE RPA99/V2003 :

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé

V.3.1. Etape1 :

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

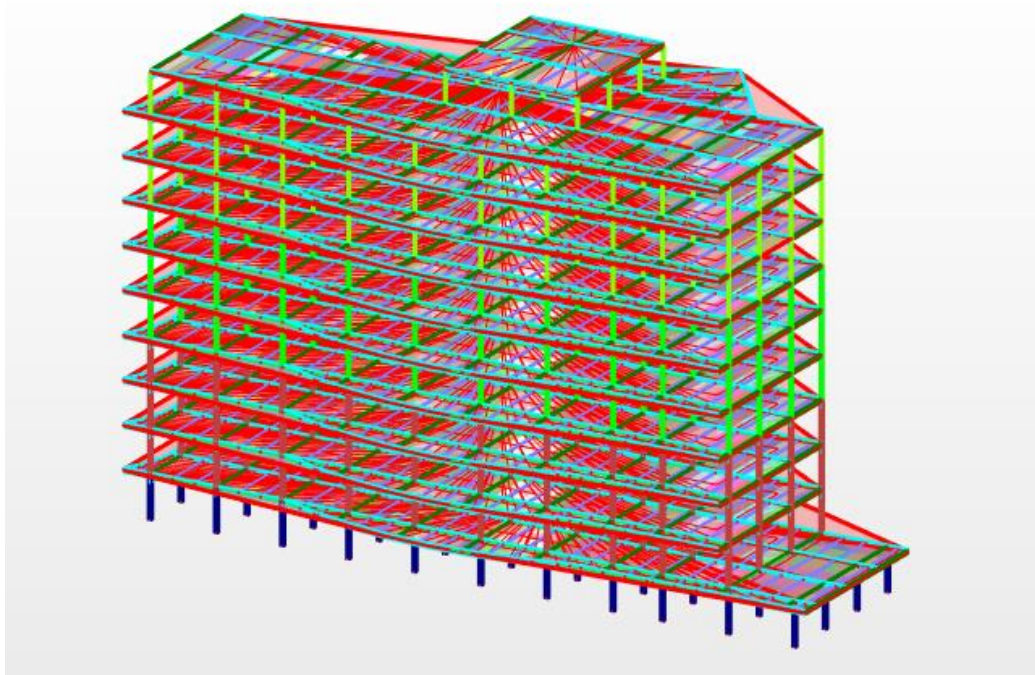


Figure V.1: Structure auto stable.

A) Résultat de l'analyse dynamique :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale $T= 4.07$ s

- Le 1^{er} mode est un mode translations autour de YY
- Le 2^{ème} mode est un mode Rotation
- Le 3^{ème} mode est un mode translations autour de XX

B) Interprétations :

Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure sans contreventement.

Le RPA99 révision 2003 impose le renforcement de telle structure avec des contreventements en X ou en V. La structure est très **souple** donc on doit augmenter de sa rigidité.

Tableau V 1. Les périodes et les facteurs de participation massique

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	4,07	0,01	72,69	0	0,01	72,69	0
2	3,27	0,79	73,35	0	0,78	0,66	0
3	2,39	71,57	73,35	0	70,78	0,00	0
4	1,60	71,57	87,01	0	0,00	13,66	0
5	1,29	71,74	87,15	0	0,16	0,14	0
6	0,94	85,50	87,17	0	13,77	0,01	0
7	0,92	85,56	92,36	0	0,07	5,20	0
8	0,69	85,63	92,41	0	0,00	0,05	0
9	0,75	85,63	94,31	0	0,05	1,90	0

V.3.2. Etape2 :

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en V qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

A) Système de contreventement :

Palées triangulées en V : Profilée Double UPN 380

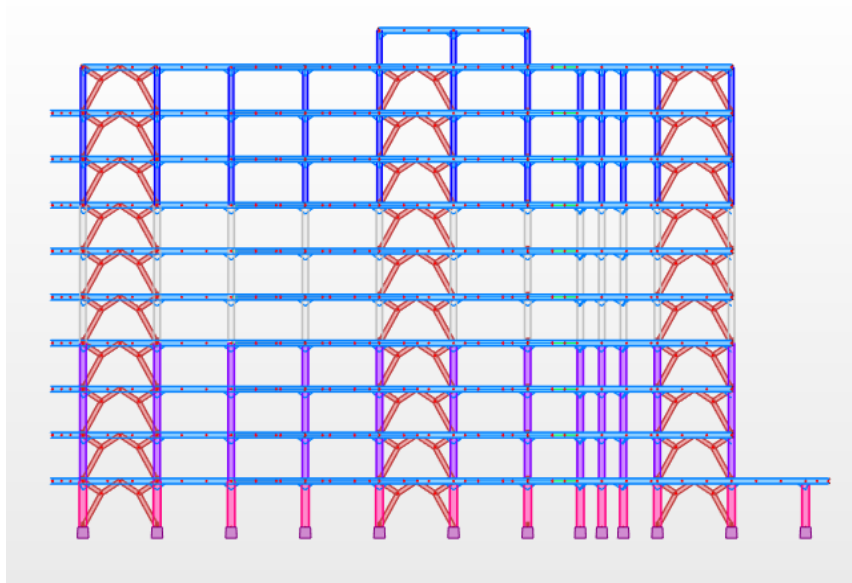


Figure V.2: Structure avec palées triangulées en V.

B) Caractéristiques dynamiques propres :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,81	71,65	0,47	71,65	0,47
2	0,76	72,12	74,89	0,46	74,42
3	0,64	72,12	74,91	0	0,03
4	0,3	72,15	75,28	0,02	0,37
5	0,27	72,53	76,88	0,38	1,6
6	0,27	72,72	77,47	0,2	0,59
7	0,27	72,91	77,6	0,19	0,13
8	0,27	87,39	78,11	14,48	0,51
9	0,27	88,04	78,34	0,65	0,23
10	0,26	88,06	78,51	0,02	0,18
11	0,26	88,06	78,7	0	0,18
12	0,26	88,06	78,7	0	0

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE

13	0,26	88,07	78,77	0,01	0,07
14	0,26	88,07	79,71	0	0,94
15	0,25	88,35	90,84	0,29	11,13
16	0,22	88,37	90,84	0,02	0
17	0,2	88,37	90,95	0	0,11
18	0,19	88,38	90,96	0,01	0,01
19	0,19	88,39	90,96	0,01	0
20	0,19	88,39	90,96	0	0
21	0,19	88,4	90,96	0	0
22	0,19	88,4	90,96	0	0
23	0,19	88,4	90,96	0	0
24	0,19	88,4	90,96	0	0
25	0,19	88,4	90,96	0	0
26	0,19	88,4	90,96	0	0
27	0,19	88,4	91,01	0	0,05
28	0,18	88,4	91,01	0	0
29	0,18	88,4	91,01	0	0
30	0,18	88,4	91,01	0	0
31	0,18	88,4	91,03	0	0,02
32	0,18	88,4	91,03	0	0
33	0,18	88,4	91,04	0	0,01
34	0,18	88,4	91,06	0	0,02
35	0,18	88,4	91,08	0	0,01

36	0,16	88,42	91,18	0,01	0,1
37	0,16	88,43	91,18	0,02	0,01
38	0,15	90,92	91,18	2,49	0

- Constatations :

- Une période fondamentale : $T=0.81s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 38^{ème} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à, X-X
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement a. Y-Y
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation,

● Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.

- Modélisation de masse :

La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage bureau.

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

- **Choix de la méthode de calcul :**

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

V.4. La méthode statique équivalente:

A) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

B) Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

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

- **Zone III**
- groupe d'usages **3** et **2**, si la hauteur est inférieure
- ou égale à niveaux ou **17 m**.
- groupe d'usage **1B**, si la hauteur est inférieure ou égale à niveaux ou **10 m**.
- groupe d'usage **1A**, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou **8 m**.
- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 1B et sa hauteur dépasse les **10m**

V.4.1. La méthode modale spectrale :

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

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

A) Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

B) Analyse spectrale :

Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

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

Représentation graphique du spectre de réponse :

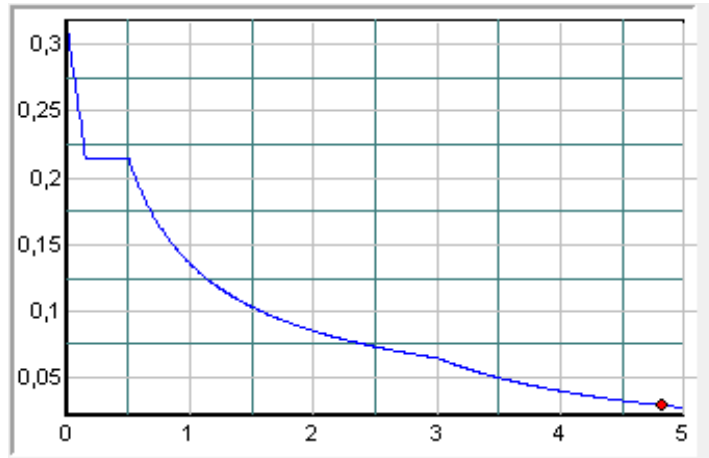


Figure V.3: Spectre de réponse.

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

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

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité

● **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) par la valeur du rapport $r = \frac{0,8 V}{V_t}$.

➤ **Dimensions de l'ouvrage :**

- Dimensions en élévation :
- Hauteur totale :40.5m
- Hauteur du RDC :.....3.75 m
- 1^{er} étage au 10eme étage :.....3,75m

1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.25}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen. Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003**

Catégorie S₃ site meuble → T₂ =0.50 sec. T₁ =0.15 sec.

2. Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} & \dots\dots\dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} & \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$C_T = 0,05$

h_N Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 40.5 \text{ m}$

D: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$D_x = 61.77 \text{ m} \dots\dots\dots \rightarrow T_x = 0.46 \text{ s}$

$D_y = 27.5 \text{ m} \dots\dots\dots \rightarrow T_y = 0,70 \text{ s}$

D'après la formule (1) :

$T = 0,05 \times (40.5)^{\frac{3}{4}} = 0,80 \text{ s}$

T = 0.80 s dans les deux directions

Sens (x-x) : $T_x = \min (0,46 ; 0,80) = 0,46 \text{ s sec}$

Sens (y-y) : $T_y = \min (0,70 ; 0,80) = 0,70 \text{ s}$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

Or $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50 \text{ s} & (\text{site3}) \end{cases}$.

D'où $2.5\eta \qquad 0 \leq T_x \leq T_2$

$$T2 \leq Ty < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta(T2/T)^{2/3}$$

$$Dx = 2,5$$

- D'où : $Dy = 1.99$

R : coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme notre bâtiment et une ossature métallique contreventée par palées triangulées en x donc on a choisi un coefficient de comportement (R=4).

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité **de** la structure est en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau **4.4(RPA 99/version 2003)**.

Tableau V.2 : Facteur de qualité

Les Critères	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Oui	0
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q//xx=1,1$$

$$Q//yy=1.05$$

3) Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$W = 88760.00KN \quad R = 4$$

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W = \begin{cases} V_x = 13314.00 \\ V_y = 10688.93 \end{cases}$$

Il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$

Et cela dans les deux sens.

Sens X- X $16293,00 \geq 10651,2$ vérifiée

Sens Y-Y $16732,00 \geq 8551,147913$ vérifiée

4) Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages. L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

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

Avec :

$\bar{\Delta}$ est le déplacement admissible

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$ où h_e est la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

δ_e^k : Déplacement due aux forces sismiques E_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5)

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

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

Tableau V.3. Vérification des déplacements inter étages pour le modèle

Niveaux	δ_x (cm)	δ_{ex} (cm)	δ_{ey}^{k-1}	Δ_{ex}	h_k (cm)	Δ_k/h_k	Observation
1	0,2	1	0	1,00	375,0	0,267	<i>vérifiée</i>
2	0,5	2,5	1	1,50	375,0	0,400	<i>vérifiée</i>
3	0,8	4	2,5	1,50	375,0	0,400	<i>vérifiée</i>
4	1,2	6	4	2,00	375,0	0,533	<i>vérifiée</i>
5	1,7	8,5	6	2,50	375,0	0,667	<i>vérifiée</i>
6	2,1	10,5	8,5	2	375,0	0,533	<i>vérifiée</i>
7	2,5	12,5	10,5	2	375,0	0,533	<i>vérifiée</i>
8	2,9	14,5	12,5	2	375,0	0,533	<i>vérifiée</i>
9	3,2	16	14,5	1,5	375,0	0,400	<i>vérifiée</i>
10	3,5	17,5	16	1,5	375,0	0,400	<i>vérifiée</i>
11	3,7	18,5	17,5	1	300,0	0,267	<i>vérifiée</i>

Tableau V.4. Vérification des déplacements inter étages pour le modèle

Niveaux	δ_x (cm)	δ_{ex} (cm)	δ_{ey}^{k-1}	Δ_{ex}	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
1	0,2	1,000	0	1,00	375,0	0,267	<i>vérifiée</i>
2	0,5	2,500	1	1,50	375,0	0,400	<i>vérifiée</i>
3	0,9	4,500	2,5	2,00	375,0	0,533	<i>vérifiée</i>
4	1,2	6,000	4,5	1,50	375,0	0,400	<i>vérifiée</i>
5	1,6	8,000	6	2,00	375,0	0,533	<i>vérifiée</i>
6	2	10,000	8	2,00	375,0	0,533	<i>vérifiée</i>
7	2,3	11,500	10	1,50	375,0	0,400	<i>vérifiée</i>
8	2,7	13,500	11,5	2,00	375,0	0,533	<i>vérifiée</i>
9	3	15,000	13,5	1,50	375,0	0,400	<i>vérifiée</i>
10	3,2	16,000	15	1,00	375,0	0,267	<i>vérifiée</i>
11	3,4	17,000	16	1,00	300,0	0,267	<i>vérifiée</i>

CONCLUSION :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par « *RPA99version 2003* ».

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau D'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré

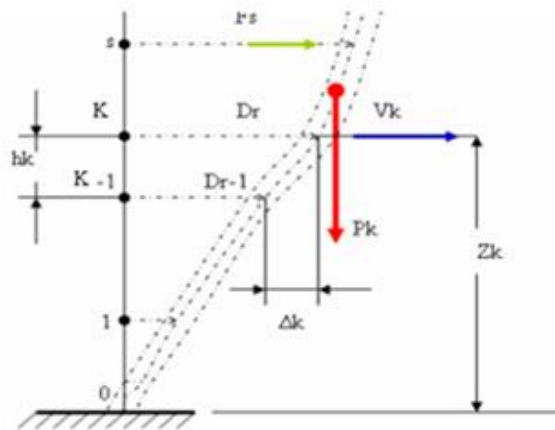


Fig. V 4. Evaluation des effets de second ordre.

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau V 5. Justification vis-à-vis de l'effet « P-Δ »

Niveau	h(cm)	P(KN)	Δ_{ex} (cm)	V_x (KN)	Θ_x	$\Theta \leq 0,1$
1	375,0	89244,8	1,00	10739,27	0,022	<i>vérifiée</i>
2	375,0	79143,7	1,50	10542,98	0,030	<i>vérifiée</i>
3	375,0	70538,2	1,50	10133,8	0,028	<i>vérifiée</i>
4	375,0	61932,6	2,00	9542,52	0,035	<i>vérifiée</i>
5	375,0	53355,1	2,50	8820,36	0,040	<i>vérifiée</i>
6	375,0	44709,9	2	7964,1	0,029	<i>vérifiée</i>
7	375,0	36064,8	2	6964,73	0,028	<i>vérifiée</i>
8	375,0	27537,8	2	5809,55	0,002	<i>vérifiée</i>
9	375,0	19039,3	1,5	4410,29	0,017	<i>vérifiée</i>
10	375,0	10534,7	1,5	2682,01	0,016	<i>vérifiée</i>
11	300,0	1531,8	1,5	479,5	0,012	<i>vérifiée</i>

Tableau V 5. Justification vis-à-vis de l'effet « P-Δ »

Niveau	h(cm)	P(KN)	Δ_{ex} (cm)	V_y (KN)	Θ_y	$\Theta \leq 0,1$
1	375,0	89244,8	1,00	11468,26	0,021	<i>vérifiée</i>
2	375,0	79143,7	1,50	11223,98	0,028	<i>vérifiée</i>
3	375,0	70538,2	1,50	10777,8	0,026	<i>vérifiée</i>
4	375,0	61932,6	2,00	10131,53	0,033	<i>vérifiée</i>
5	375,0	53355,1	2,50	9329,24	0,040	<i>vérifiée</i>
6	375,0	44709,9	2	8382,62	0,029	<i>vérifiée</i>
7	375,0	36064,8	2	7281,18	0,026	<i>vérifiée</i>
8	375,0	27537,8	2	5993,17	0,002	<i>vérifiée</i>
9	375,0	19039,3	1,5	4453,9	0,017	<i>vérifiée</i>
10	375,0	10534,7	1,5	2628,21	0,016	<i>vérifiée</i>
11	300,0	1531,8	1,5	408,6	0,012	<i>vérifiée</i>

V.5. Conclusion :

Au vu des résultats obtenue pour ce model :

- Vérification des modes de translations
- Vérification des déplacements inter étage
- Vérification de la participation massique
- Vérification de l'effort tranchant
- Vérification de l'effet P- Δ

On peut conclure que le model renforcé par les contreventements en V est satisfaisant pour les exigences de l'RPA99 version 2003

Chapitre VI : Vérification De L'ossature

VI.1. Introduction :

Le calcul d'une structure exige que, pour 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 les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

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

Deux cas de figures se présentent :

- Le cas des petites déformations :

On admet que les sollicitations ne varient pas sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.

- Le cas des grandes déformations :

Dans ce cas les déformations modifient considérablement les sollicitations et affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter 3 types de comportement, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

VI.1.1. Le voilement :

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

Il s'agit du phénomène de voilement, qui se manifeste par des ondulations, qui ne sont pas sont rappeler le phénomène de flambement pour des pièces à une dimension, à la différence près que le voilement se développe plus progressivement, les grandes déformations n'apparaissant pas brutalement et ne conduisant généralement pas à la ruine de la pièce

Le phénomène de voilement peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple. il est dans ce cas, attaché à la diagonale comprimée

Les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous des efforts de compression ou de cisaillement excessifs.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

- soit augmenter l'épaisseur de l'âme
- soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

VI.1.2. Le flambement :

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme, dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

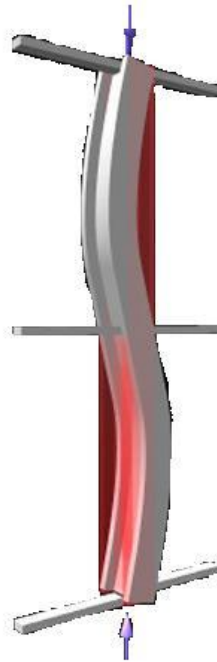


Figure VI. 1 Phénomène du flambement.

VI.1.3. Le déversement :

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu' une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

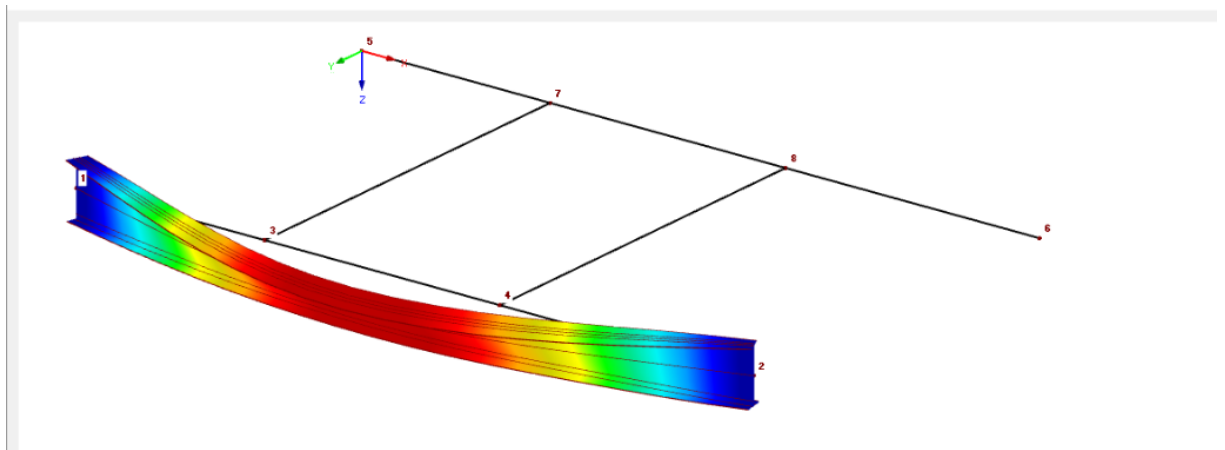


Figure VI.2. Phénomène du déversement.

VI.2. Vérification des poteaux au flambement :

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \times A \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{W_{pl, y} \times f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{W_{pl, z} \times f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad (\text{CCM97 5.52})$$

D'où :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{x_y \times A \times f_y} \leq 1,50$$

$$\mu_y = \underline{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_z} \leq 1,50$$

$$\mu_z = \underline{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{Mz}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \leq 0,90$$

χ_{\min} est la plus petite des valeurs de χ_y et χ_z

Où χ_y et χ_z sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

Et $\beta_{M.y}$ et $\beta_{M.z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

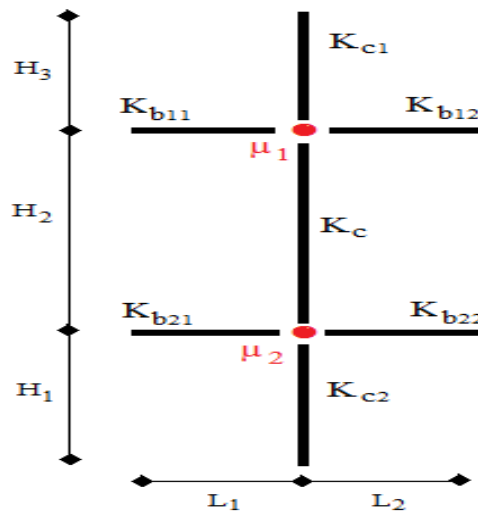


Figure VI.3 : (Kc) La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.

VI.2.1. La longueur de flambement :

Mode d'instabilité a nœud fixe, le calcul se fait selon la relation suivante :

$$\frac{L_f}{l_0} = \left[\frac{1+0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right] \dots \text{ ([CCM97] A.6)}$$

$$\eta_1 = \frac{K_{c1}}{K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_{c1} + K_c}{K_{c1} + K_c + K_{b11} + K_{b12}}$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

Σ $K_{poteaux}$: Rigidités des poteaux I/H.

Σ $K_{poutres}$: Rigidité des poutres I/L.

$$\{K_{poteaux} (HEB650) = \frac{210600}{375} = 561.6 \text{ cm}^3 \quad K_{poutres} = \frac{111900}{600} = 186.5 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{561.6}{561.6 + 186.5 + 186.5} = 0.60$$

$$\eta_2 = \frac{561.6}{561.6 + 186.5 + 186.5} = 0.60$$

$$\frac{L_f}{l_0} = \left[\frac{1 + 0,145 \times (0.60 + 0.60) - 0,265 \times 0.60 \times 0.60}{2 - 0,364 \times (0.60 + 0.60) - 0,247 \times 0.60 \times 0.60} \right] = 0,73$$

$$L_{fy} = 375 \text{ cm}$$

$$L_{fz} = 375 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 13.83$$

$$\lambda_z = 53.66$$

On a $\lambda_z > \lambda_y$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$$\underline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad ; \quad \underline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou } \beta_A = 1 \text{ Section de classe (1)}$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon ; \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 275 \text{ MPa} \quad \varepsilon = 0.92$$

$$\underline{\lambda}_y = 0.16$$

$$\underline{\lambda}_z = 0,62$$

VI.2.1.1. Courbe de flambement :

$$\left\{ \frac{h}{b} = \frac{650}{300} = 2.16 > 1,2 \text{ tf} = 31 < 40 \quad \dots \text{ ([CCM97] tableau 55.3)} \right.$$

$$\alpha_y = 0.21 \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\underline{\lambda}_y - 0,2) + \underline{\lambda}_y^2 \right] \quad \phi_y = 0,50$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\underline{\lambda}_z - 0,2) + \underline{\lambda}_z^2 \right] \quad \phi_z = 0,76$$

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \underline{\lambda}_y^2}} = 1.02$$

$$x_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \underline{\lambda}_z^2}} = 0,83$$

$$x_{min} = 0,83$$

VI.2.1.2. Calcul de K_y et K_z :

β_{My} :Facteur de moment uniforme équivalent. ([CCM97] tableau 55.4)

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7\phi \phi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{169.10}{-81.88} = -2.06 = 3.242$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\phi \phi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{101.89}{-178.61} = -0.57 \quad \beta_{Mz} = 2.199$$

$$\mu_y = 0,16 \times ((2 \times 3.242) - 4) + \frac{7319.88 - 6480}{6480} = 0.51 < 0,9 \text{ OK}$$

$$\mu_z = 0.62 \times ((2 \times 2.199) - 4) + \frac{1441 - 932.3}{932.3} = 0.78 < 0,9 \text{ OK}$$

$$K_y = 1 - \frac{0.51 \times 223.10}{1.02 \times 28630 \times 275 \times 10^{-3}} = 0.98 < 1,5 \text{ OK}$$

$$K_z = 1 - \frac{0.78 \times 223.10}{0.83 \times 28630 \times 275 \times 10^{-3}} = 0.97 < 1,5 \text{ OK}$$

$$\frac{4490.31}{0.95 \times 28630 \times 275 \times \frac{10^{-3}}{1}} + \frac{0.98 \times 91.89}{6480 \times 275 \times \frac{10^{-3}}{1}} + \frac{0.97 \times 101.98}{1441 \times 275 \times \frac{10^{-3}}{1}} = 0.89 \leq 1 \text{ .. OK}$$

VI.2.2. Vérification de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{x_{LT} \times W_{ply} \times f_y} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times f_y} \leq 1,1 \text{ ... ([CCM97] 5.52)}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} \leq 1.$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \underline{\lambda_z} \times \beta_{MLT} - 0,15 \leq 0,9$$

$$\left. \begin{array}{l} \underline{\lambda_z} = 0,62 \end{array} \right\} \Rightarrow \beta_{MLT} = 2.199$$

$$\left. \begin{array}{l} x_z = 0,83 \\ N_{sd} = 4490.31 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} A = 28630 \text{ mm}^2 \\ f_y = 275 \text{ MPa} \end{array}$$

$$K_{LT} = 0.99$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} + \left[\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{L}{H}} \right]^2 \right]^{0,25}}} ; C_1 = 1,132 \quad \text{([CCM97] B.21).}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{375}{7.08}}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} + \left[\frac{\frac{375}{7.08}}{\frac{650}{31}} \right]^2 \right]^{0,25}}} = 30.14$$

$$\underline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{93,91\epsilon} = 0,39$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_z \left(\underline{\lambda_{LT}} - 0,2 \right) + \underline{\lambda_{LT}}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,34(0,39 - 0,2) + 0,39^2] = 0,60$$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,39^2}} = 0,94 < 1$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,05 \times 4490,31}{0,83 \times 28630 \times 275} = 0,96 \leq 1.$$

$$\frac{4490,31}{0,83 \times 28630 \times 0,275} + \frac{0,96 \times 91,98}{0,94 \times 7320 \times 0,275} + \frac{0,97 \times (101,98)}{1441 \times 0,275} = 0,95 \leq 1,1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Cas N^{\max} , M_{sdy}^{corr} , M_{sdz}^{corr} :

Niveau	Pièce	Combinaison	$N_{\max}(\text{kN})$	$M_{sdy}(\text{kN.m})$	$M_{sdz}(\text{kN.m})$
8 9 10 11	5373	1.35G+1.5Q	1189.96	59.03	112.66
5 6 7	4584	1.35G+1.5Q	2498.73	121.83	123.82
2 3 4	446	1.35G+1.5Q	3920.17	173.2	134.21
RDC	30	1.35G+1.5Q	4490.31	91.98	101.98

- Vérifications au flambement par flexion :

Niveau	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur final δ	Condition $\delta \leq 1$
		$L_{fy}(\text{cm})$	$L_{fz}(\text{cm})$	X_{min}	K_y	K_z		
8 9 10 11	HEA450	375	375	0.84	0.94	0.81	0.70	Vérifiée
5 6 7	HEA550	375	375	0.83	0.95	0.81	0.9	Vérifiée
2 3 4	HEB550	375	375	0.84	0.96	0.84	1	Vérifiée
RDC	HEB650	375	375	0.83	0.98	0.97	0.89	Vérifiée

A) Cas M_{sdy}^{max} , N^{corr} , M_{sdz}^{corr}

Niveau	Pièce	Combinaison	$M_{sdy}^{max}(kN.m)$	N(kN)	$M_{sdz}(kN.m)$
8 9 10 11	6203	1.35G+1.5Q	168.87	179.46	3.90
5 6 7	6200	1.35G+1.5Q	153.99	814.26	1.39
2 3 4	446	1.35G+1.5Q	173.23	3920.17	134.21
RDC	35	1.35G+1.5Q	169.10	4261.76	47.13

- Vérifications au flambement par flexion :

Niveau	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur final δ	Condition $\delta \leq 1$
		$L_{fy}(cm)$	$L_{fz}(cm)$	X_{min}	K_y	K_z		
8 9 10 11	HEA450	375	375	0.84	0.94	0.81	0.22	Vérifiée
5 6 7	HEA550	375	375	0.83	0.95	0.81	0.27	Vérifiée
2 3 4	HEB550	375	375	0.84	0.96	0.84	1	Vérifiée
RDC	HEB650	375	375	0.83	0.98	0.97	0.89	Vérifiée

B) Cas M_{sdz}^{max} , N^{corr} , M_{sdy}^{corr} :

Niveau	Pièce	Combinaison	$M_{sdz}^{max}(kN.m)$	N(kN)	$M_{sdy}^{corr}(kN.m)$
8 9 10 11	5899	1.35G+1.5Q	127.97	43.26	423.83
5 6 7	4847	1.35G+1.5Q	127.68	2045.72	125.43
2 3 4	446	1.35G+1.5Q	173.23	3920.17	134.21
RDC	30	1.35G+1.5Q	101.98	4490.31	91.98

Niveau	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur final δ	Condition $\delta \leq 1$
		L_{fy} (cm)	L_{fz} (cm)	X_{min}	K_y	K_z		
8 9 10 11	HEA450	375	375	0.84	0.94	0.81	0.84	Vérifiée
5 6 7	HEA550	375	375	0.83	0.95	0.81	0.84	Vérifiée
2 3 4	HEB550	375	375	0.84	0.96	0.84	1	Vérifiée
RDC	HEB650	375	375	0.83	0.98	0.97	0.84	Vérifiée

VI.3. Vérification des poutres :

Les éléments poutres sont bi encastré dans le sens (X-X) sens porteur, supportant la charge du plancher et travaillant principalement à la flexion sous ces charges.

Donc la vérification de ces éléments se fait par les formules suivantes :

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} = W_{pl} \times f_y / \gamma_{mo}$$

- Dans le cas où l'effort tranchant calculé serait inférieur de 50% de $V_{pl.Rd}$ il faut vérifier que :

$$V_{pl.Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo} \dots \dots \dots CCM97$$

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \dots \dots \dots CCM97$$

VI.3.1. Vérification de la poutre principale :

VI.3.1.1. Poutre HEA500 :

On à :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = 232.02 \text{KN} \cdot \text{m} \\ V_{sd} = 192.34 \text{KN} \end{array} \right.$$

A) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

A_V : l'aire de cisaillement.

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_V = 19750 - 2 \times 300 \times 23 + (12 + 2 \times 27) \times 23$$

$$A_V = 12068 \text{ mm}^2.$$

- $V_{pl.Rd} = \frac{12068 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1 \times \sqrt{3}}}{1} = 1916.05 \text{ KN}$

- $V_{sd}^{\max} = 192.34 \text{ KN}$

$$V_{sd}^{\max} = 192.34 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 1916.05 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition du cisaillement est vérifiée.}$$

Il faut vérifier l'interaction aussi : $V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$

$$V_{sd}^{\max} = 192.34 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 958.025 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

B) Vérification de la résistance à la flexion :

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{cRd}$

$$M_{sd} = 232.02 \text{ KN/m}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{3949 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 1085.975 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 232.02 \text{ KN / m} < M_{pl.Rd} = 1085.975 \text{ KN / m} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VI.3.2. Vérification de la poutre secondaire:

VI.3.2.1. Poutre IPE 220:

$$\text{On à : } \begin{cases} M_{sd} = 398.89 \text{ KN .m} \\ V_{sd} = 166.70 \text{ KN} \end{cases}$$

A) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{A_V \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec : A_V : l'aire de cisaillement.

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_V = 19500 - 2 \times 300 \times 19 + (11 + 2 \times 27) \times 19$$

$$A_V = 9335 \text{ mm}^2.$$

- $V_{pl.Rd} = \frac{9335 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1 \times \sqrt{3}}}{1 \times \sqrt{3}} = 1482.130 \text{ KN}$

- $V_{sd}^{\max} = 166.70 \text{ KN}$

$V_{sd}^{\max} = 166.70 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 1482.130 \text{ KN} \Rightarrow$ La condition du cisaillement est vérifiée. Il faut vérifier l'interaction aussi : $V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$

$V_{sd}^{\max} = 166.70 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 1482.130 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

B) Vérification de la résistance à la flexion :

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{cRd}$

$$M_{sd} = 398.89 \text{ KN/m}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{2562 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 704.55 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 398.89 \text{ KN / m} < M_{pl.Rd} = 704.55 \text{ KN / m} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

VI.4. Vérification des paliers de stabilité :

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement

parasismique algérien **RPA99/2003** sont :

VI.4.1. Les palées en X :

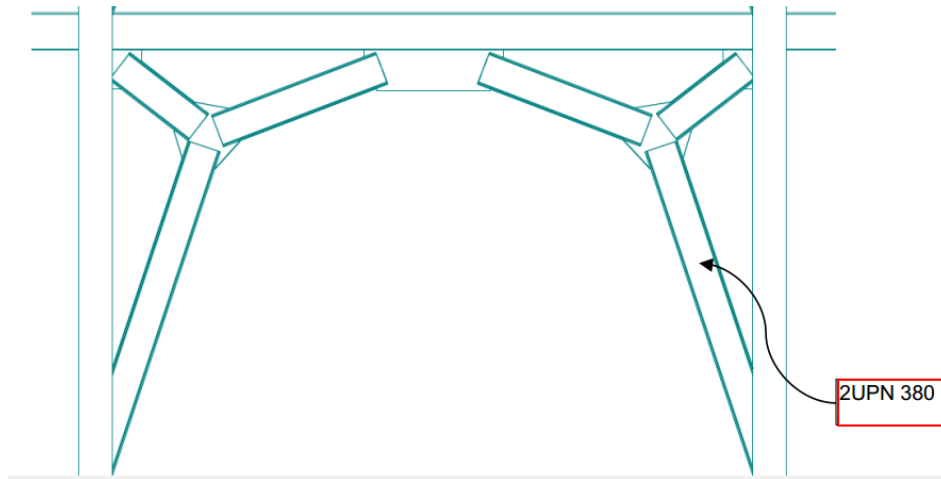
dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

VI.4.2. Les palées en V :

dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité

VI.4.2.1. Vérification des palées en (V) 2UPN 380 :



Vérification à la traction :

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau 5^{eme} étage

On doit vérifier que : $N \leq N_{trd}$

- N : Effort normal maximum (traction).

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

- N_{trd} : Effort normal plastique. Avec :

$$N_{SD} = 345.11kN$$

$$N_{trd} = \frac{8040 \times 2 \times 275}{1} = 4422000N \Rightarrow 4422KN \quad N \leq N_{trd}$$

$$N_{SD} = 345.11kN < N_{trd} = 4422 KN \quad \longrightarrow \quad \text{condition est vérifiée}$$

VI.5.Conclusion :

Les dimensions retenues pour les poteaux et les poutres sont résumé dans les tableaux suivants :

A) Poteau :

Tableau VI .1: Choix final des profilés

Niveau	Poteau centrale
8^{eme} au 11^{eme}	HEA 450
5^{eme} au 7^{eme}	HEA 550
2^{er} au 4^{eme}	HEB 550
RDC	HEB 650

B) Poutre :

Tableau VI.2: Choix final des poutres

	Poutre secondaire	Poutre principale
profile	HEA400	HEA 500

Chapitre VII : Assemblage

VII.1. Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage, tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

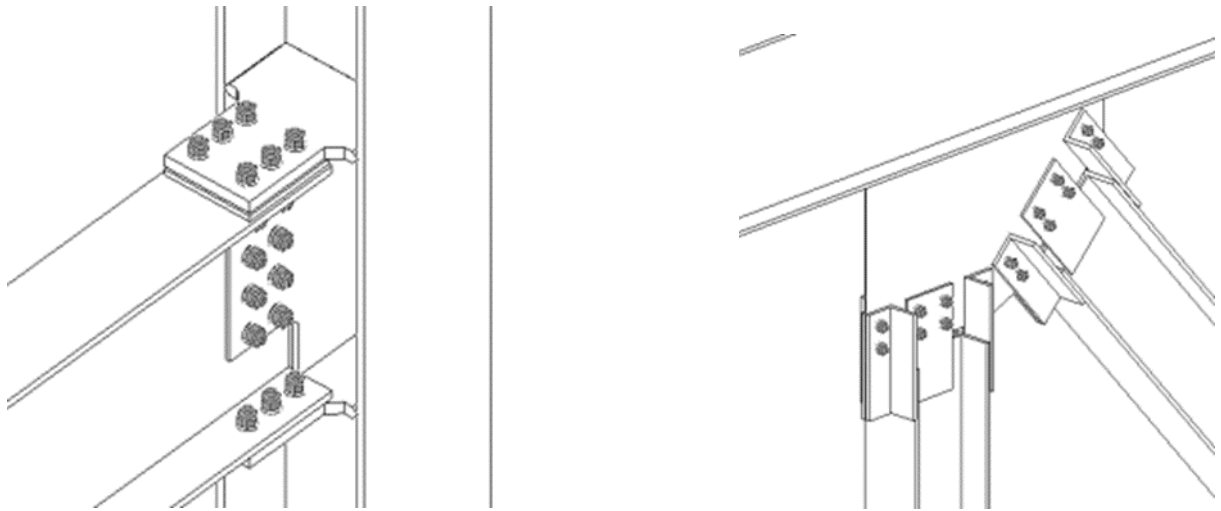
- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VII.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Dans notre présente étude l'assemblage boulonné est le mode utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.



Exemples des assemblages boulonnés

VII.3. Calcul des assemblages :

Dans ce chapitre, cinq (03) types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de l'EC 3[1].

Les assemblages qui seront traités sont :

- Assemblage poutre-solive
- Assemblage poteau-poteau
- Assemblage poteau-poutre

On essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour chaque type d'assemblage ; les autres seront calculés en utilisant le logiciel Autodesk Robot.

VII.3.1. Assemblages poutre – solive

Dans ce type d'assemblage on distingue 1 cas :

Poutre HEA500 avec solive IPE240.

VII.3.1.1. PoutreHEA500-SoliveIPE240 :

Assemblages par double cornière

Les boulons utilisés sont des boulons ordinaires non précontraints autorisant un certain glissement. Ce fait ainsi que la souplesse intrinsèque des cornières confèrent à la poutre supportée une certaine latitude pour tourner. C'est la raison pour laquelle ce type d'assemblage est considéré comme une articulation par conséquent ne transmet pas de

moment fléchissant. Le seul effort global transmis est l'effort tranchant V_{sd} correspondant à la réaction de la poutre supportée sur la poutre support.

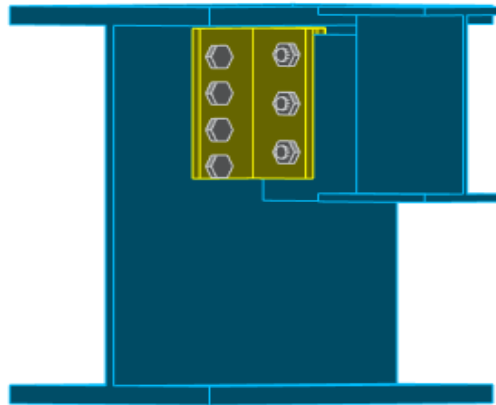


Figure VII.1 :Assemblage poutre HEA500 solive

A) Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Poutre :

HEA500

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 490mm; b = 300mm; t_f = 23mm; t_w = 12mm; \\ A = 197.54cm^2 \end{array} \right.$$

Solive IPE240 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 240mm; b = 120mm; t_f = 10mm; t_w = 6mm; \\ A = 39.12cm^2 \end{array} \right.$$

$$V_{sd} = 59.04KN$$

B) Dimensionnement de l'assemblage :

- Le choix des boulons :

On choisit **boulons** de diamètre de **16mm(M16)** de classe **HR8.8**

$$M16 \Rightarrow d = 16mm \quad d_0 = 18mm \quad t = t_{fpoutre} = 23mm$$

- imposition constructive des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 21.6\text{mm} \leq e_1 \leq 276\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm} \text{ (Réf 05,6.5.1)}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 27\text{mm} \leq e_2 \leq 276\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 54\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

D'où :

$$P_1 = 45\text{mm} \quad P_2 = 60\text{mm} \quad e_1 = 35\text{mm} \quad e_2 = 33\text{mm}$$

- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_{\text{vrd}} > V_{\text{sd}}$

$$\text{➤} \quad F_{\text{vrd}} = 0,6 f_{\text{ub}} \cdot A_s / \gamma_{\text{Mb}} \quad (\text{Réf 10})$$

$$\text{➤} \quad f_{\text{ub}} = 405 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction} \quad : A_s = 157 \text{ mm}^2$$

Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{\text{Mb}} = 1,25$

$$F_{\text{vrd}} = 0,6 \times 405 \times \frac{157}{1,25} = 30,52 \text{ KN}$$

➤ Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$\text{➤} \quad F_{\text{vrd}} = n \times F_{\text{vrd}} = 8 \times 30,52 = 244,16 \text{ KN} > V_{\text{sd}} = 59,04 \text{ KN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

- Vérification de la pression diamétrale :

On a une cornière **CAE 90x11**

Il faut vérifier que : $F_1 > F_b$

$$F_b = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{\text{Mb}}$$

$$d = 16\text{mm} \quad d_0 = 18\text{mm} ; t = 16\text{mm} ; \gamma_{\text{Mb}} = 1,25 ; f_u = 405 \text{ N/mm}^2 ; e_1 = 33\text{mm} ;$$

$$p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min (e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 1/4; f_{ub}/f_u; 1) = \min (0.61; 0.86; 1.10; 1) = 0.61$$

$$F_{brd} = 2.5 \times 0.61 \times 365 \times 16 \times \frac{23}{1.25} = 163.87 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{2} = 29.52 \text{ KN} < F_{brd} = 163.87 \text{ KN}$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée.

VII.3.2. Assemblage poteau-poteau (HEB650-HEB550) :

VII.3.2.1. ASSEMBLAGE DES SEMELLES PAR COUVRE JOINT :

A) Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel SAP2000

L'assemblage ci-dessus est sollicité par :

- un moment fléchissant : $M_{sd} = 732.69 \text{ KNm}$

- un effort tranchant : $V_{sd} = 8.07 \text{ KN}$

On vérifiera en premier lieu d'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

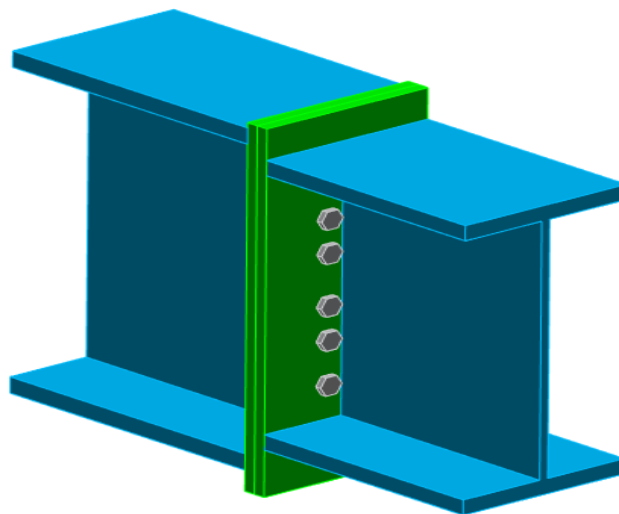


Figure VII.2 : ASSEMBLAGE HEA650-HEA550.

B) Les données :

Des boulons **HR.8.8** $\Rightarrow f_{ub} = 800MPa$

Coefficient de frottement, $\mu = 0.3$

$k_s=1$ (trou nominaux)

$$\gamma_{MSU} = 1,25$$

Le choix des boulons :

On choisit 12 boulons, 20 mm de diamètre (M20) de classe, HR .8.8

$$M20 \Rightarrow d = 20mm \quad d_0 = 22mm;$$

C) Disposition constructive des boulons :

(Réf 05,6.5.1)

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t,150mm) \Rightarrow 26.4mm \leq e_1 \leq 272mm$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t,200mm) \Rightarrow 48.4mm \leq p_1 \leq 200mm$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t,150mm) \Rightarrow 33mm \leq e_2 \leq 272mm$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t,200mm) \Rightarrow 66mm \leq p_2 \leq 200mm$$

On choisit une platine de (700*300*20) mm.

$$e_1 = 50mm$$

$$p_1 = 100mm$$

$$e_2 = 80mm$$

$$p_2 = 130mm$$

Valeur de l'effort normal dans la semelle (dû à M_{sd}) :

$$N = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)} = \frac{32.69}{(650 - 31)} = 52.81 \text{ KN}$$

D) Résistance des boulons des semelles :

La résistance au cisaillement d'un boulon HR Ø20 cisailé dans la partie non fileté est
Donnée/

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{ms}} = \frac{0.5 \times 800 \times 245}{1.25} = 78.4 \text{KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot nb} = \frac{8.07}{12} = 0.672 \text{KN} < F_{vrd} = 78.4 \text{KN}$$

E) Vérification de la Pression diamétrale sur la semelle :

$$F_b = 2.5 \cdot \alpha \cdot F_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$$

Avec :

$$d=20\text{mm} \quad d_0 = 22\text{mm} ; t = 10\text{mm} ; \gamma_{Mb} = 1,25 ; f_u = 430\text{N/mm}^2 ; e_1 = 50 \text{ mm} ;$$

$$p_1 = 100\text{mm}$$

$$\alpha = \min (e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 1/4; f_{ub}/f_u; 1) = \min (0.75; 1.26; 1.86; 1) = 0.75$$

$$F_{brd} = 2.5 \times 0.75 \times 430 \times 20 \times \frac{10}{1.25} = 129 \text{KN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{vsd} = 0.672 \text{KN} < F_{brd} = 129 \text{KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition est vérifiée}$$

VII.3.3. Assemblage poteau-poutre :

• Poutre **HEA500**

$$\begin{cases} h = 500\text{mm}; b = 300\text{mm}; t_f = 23\text{mm}; t_w = 12\text{mm}; \\ A = 197.5\text{cm}^2 \end{cases}$$

• Poteau **HEB650**

$$\begin{cases} h = 650\text{mm}; b = 300\text{mm}; t_f = 31\text{mm}; t_w = 16\text{mm}; \\ A = 286.3\text{cm}^2 \end{cases}$$

A) Dimensionnement de l'assemblage :

- Le choix des boulons

On choisit boulons de diamètre de 16mm (M16) de classe HR 8.8

$M16 \Rightarrow d = 16mm \quad d_0 = 18mm;$

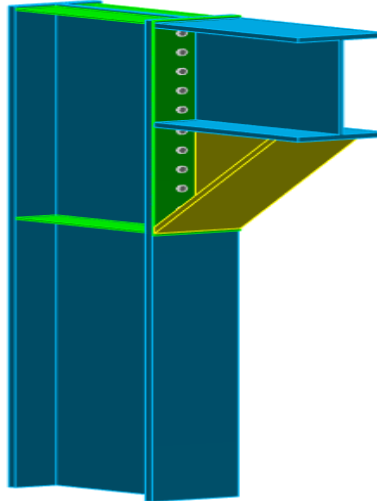


Figure VII.3 : assemblage IPE500- HEB650

B) Disposition constructive des boulons :

La procédure de calcul est la suivante

- Donner les dispositions constructives et les conditions pour choisir les valeurs de e_1, p_1, e_2 et p_2 ;
- Choisir une valeur pour, de telle manière que ces quatre valeurs vérifient les dispositions constructives ;
- La valeur de l'effort qui sera prise en compte dans les vérifications c'est la valeur maximale ;

Les conditions de la disposition constructive sont : **(Réf 05 .6.5.1)**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm)$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm)$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm)$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200mm)$$

Avec HEB 650, t=31mm

$$21.6 \leq e_1 \leq 372mm \quad 39.6 \leq p_1 \leq 200mm \quad 27 \leq e_2 \leq 150mm \quad 54 \leq p_2 \leq 200mm$$

On choisit une platine de (1010 × 300 × 10)mm,

$$e_1 = 50mm$$

$$p_1 = 100mm$$

$$e_2 = 70mm$$

$$p_2 = 120mm$$

C) Vérification de la résistance :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction cisaillement)

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

$$F_{tsd} = F_{M1} \text{ Avec } F_{tsd} : \text{effort de traction}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot n_b} \text{ Avec } F_{vsd} : \text{effort de cisaillement}$$

n_b : Nombre des boulons, $n_b = 20$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$

n_p : Nombre des plans de cisaillement, $n_p = 1$

- Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant : $M_{sd} = -6,51K.m$

- Un effort tranchant : $V_{sd} = -78.53KN$

Remarque :

On peut considérer que le moment appliqué M se traduit par un effort de traction

Dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

VII.3.4. Détermination de l'effort max F_{M1} dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures, soient :

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{n_f \cdot \sum d_i^2} ;$$

$$d_1 = 475.5mm, d_2 = 385.5mm, d_3 = 298.5mm, d_4 = 195.5mm, d_5 = 95.5mm, , ;$$

$$\sum d_i^2 = 511153.23mm^2$$

$$F_{tsd} = F_{M1} = 6.05KN$$

A) Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$\text{Boulons M16} \Rightarrow A_s = 157mm^2$$

$$F_p = 87.92KN$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot nb} = 3.92KN$$

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}} = 19.64KN$$

$$F_{vsd} = 3.92KN \leq F_{sRd} = 19.64KN \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B) Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{nf \times F_{pc,d} \times \sum d_i^2}{d_{max}} = \frac{2 \times 87.92 \times 0.511}{0.475} = 189.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{SD} = -6.51 \text{ KN.m} < M_R = 760.78 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{verifier}$$

C) Vérification de la soudure :

• Les suppositions :

- On suppose que le moment M est repris uniquement par les cordons de soudure 1 et 2 ;
- On suppose que l'effort V est repris par le cordon de soudure 3.

$CM = M/W \perp$ a l'axe long du c.s

$$\Rightarrow \text{les cordons frontal } \{\sigma_m = \tau_{\perp M} = \frac{CM}{\sqrt{2}} = \frac{M}{W\sqrt{2}}$$

$$CV = \frac{V}{2l_3 a} \lll a \text{ l'axe long du cs} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_v = \tau_{\perp v} = 0 \\ \tau_{\lll v} = \frac{V}{2l_3 a} \end{cases}$$

Nuance d'acier Fe E430

$$\beta_w = 0.8$$

$$\gamma_{MW} = 1.25$$

$$f_u = 430 \text{ MPa}$$

$$l_3 = 444 \text{ mm}$$

$$l_2 = 144 \text{ mm}$$

$$l_1 = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 23 \text{ mm}$$

$$a = 10 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

1)-Vérification de l'effort tranchant :

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible ;

$$V \leq V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times l_3 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}$$

Application numérique :

$$V = -78.53 \text{KN};$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 444 \times 1430}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 650.599 \text{KN};$$

$$V < V_{adm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) -Vérification du moment :

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible ;

$$M \leq M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_S \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW} \times h};$$

$$I_S = 2 \cdot a \cdot l_1 \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4 \cdot l_2 \cdot a \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2$$

Application numérique :

$$M = 6.51 \text{KNm};$$

$$I_S = 0.229 \times 10^9 \text{mm}^4;$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 0.229 \times 10^9 \times 430}{0,8 \times 1,25 \times 500} = 278.51 \text{KNm};$$

$$M = 6.51 < M_{adm} = 278.51 \text{KNm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.4. Calcul des pieds de poteaux (HEB650)

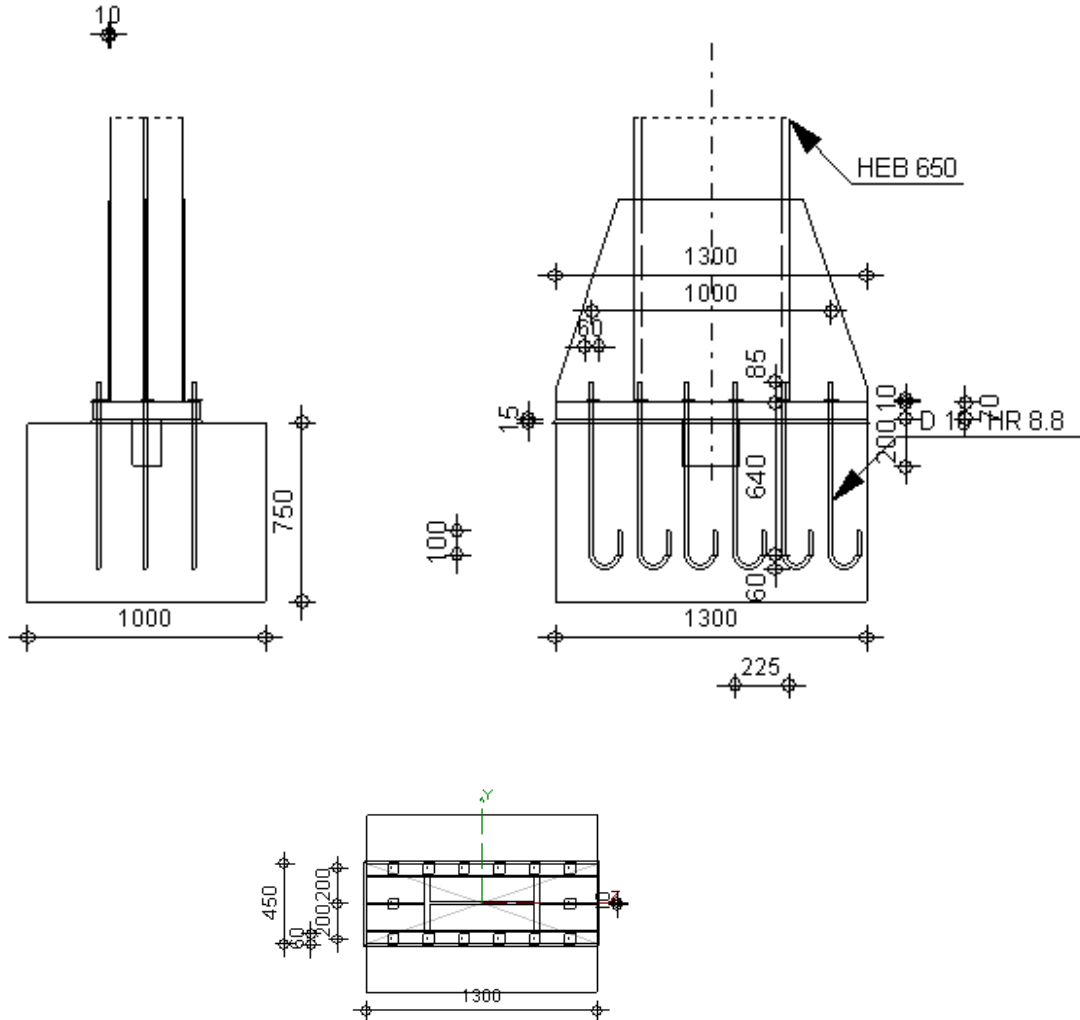


Figure VII.4: Schéma statique des pieds de poteaux (HEB650).

Chapitre VIII : Les Fondations

VIII.1.Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VIII.2.Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères suivants :

- Les charges et surcharges transmises par la structure.
- La capacité portante du sol.
- La distance entre les axes des poteaux.

VIII.3.Etude préliminaire du choix de type de semelle :

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.50bar** pour une profondeur de **3.68 m** par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol (voire l'annexe).

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui vérifie.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

VIII.4.SURFACE NÉCESSAIRE :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$G = 82617.17KN$$

$$Q = 33138.09KN$$

Pour: $Nu = 1.35G + Q$

$$Ns = G + Q$$

$$\begin{cases} Nu = 144671.27kN \\ Ns = 115755.26KN \\ \sigma_{sol} = 1.5bars \end{cases}$$

On trouve: $S_{nec} \geq 964.48m^2$

La surface du bâtiment $S_b = A \times B = 61.77 \times 27.55 = 1701.76 m^2$

$$\frac{S_{nec}}{S_b} = \frac{964.48}{1701.76} = 56\%$$

CONCLUSION

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail nous a permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leurs dimensionnement, donc la conception du bâtiment.

En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans qu'on fait une bonne étude "un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé"

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le **ROBOT 2019** Grâce au logiciel **ROBOT**, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et des certaines méthodes Tel que : Eurocode III et IV, L'Eurocode IX, CCM97, RPA99 etc

- Le calcul des murs rideaux nous a permis de nous confronter a un type de remplissage moderne et léger, remplissage en vogue de nos jours et que l'on voit de plus en plus utiliser dans notre pays

- La collaboration entre le béton et l'acier dans les planchers mixtes à diminuer les dimensions des profilés des poutres et des solives et augmenter leur résistance (en terme de flèche).

- Le vent, comme le séisme, peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui fait de l'étude au vent une étape très importante dans les calculs des structures métalliques. Le règlement neige & vent 99 est utilisé pour calculer la pression due au vent.

- Les efforts du vent nous ont permis de calculer les éléments du mur rideau.

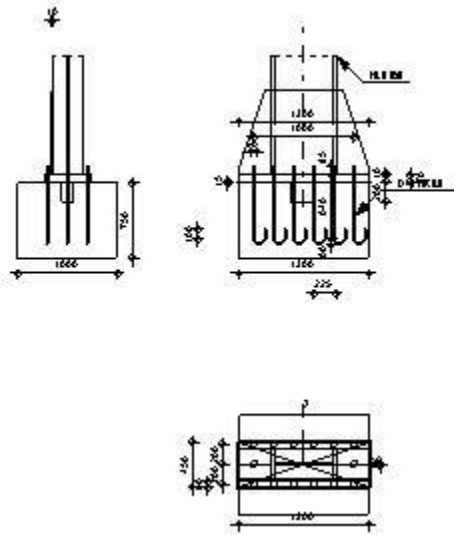
- L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière, nous a amené vers une structure contreventée
- La chose qui distingue la construction métallique c'est les assemblages, ces derniers doivent être calculés et vérifiés d'une manière claire et explicite tout en respectant les règlements utilisés en Algérie.
- Ce projet nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur le pratique des logiciels comme **ROBOT** ; **AUTOCAD**

Annexe

**Calcul du Pied de Poteau encastré**

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design

Guide: Design of fastenings in concrete

Ratio
0,85**GENERAL**

Assemblage N°: 8
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 79
Barres de la structure: 40

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEB 650
Barre N°: 40
 $L_c = 3,75$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 650$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 31$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 286,34$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 210616,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$ 1300 [mm] Longueur
 $b_{pd} =$ 450 [mm] Largeur

PLATINE DE PRESCELLEMENT T

$l_{pd} =$ 1300 [mm] Longueur
 $t_{pd} =$ 70 [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E24
 $f_{ypd} =$ 215,00 [MPa] Résistance
 $f_{upd} =$ 365,00 [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 8.8	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	640,0 [MPa] 0]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	900,0 [MPa] 0]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	6	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	200; 200; 200 [mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	200 [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$ 85 [mm]
 $L_2 =$ 640 [mm]
 $L_3 =$ 120 [mm]
 $L_4 =$ 100 [mm]

Platine

$l_{wd} =$ 60 [mm] Longueur
 $b_{wd} =$ 60 [mm] Largeur
 $t_{wd} =$ 10 [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 240
 $l_w =$ 200 [mm] Longueur
Matériau: ACIER E24
 $f_{yw} =$ 235,00 [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s =$	1300	[mm]	Longueur
$h_s =$	850	[mm]	Hauteur
$t_s =$	10	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	60	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	60	[mm]	Grugeage
$l_s =$	1300	[mm]	Longueur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	1300	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1000	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	750	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe			BETON20
$f_{ck} =$	20,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	15	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	20	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	10	[mm]	Bêche
$a_s =$	4	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 7: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

$N_{j,Ed} =$	-3948,40	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	9,06	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	14,61	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-20,05	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	11,32	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	13,33 [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	13,25 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{Mo}))}$			

$c =$	163 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	357 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	450 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	1604,64 [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	6810,00 [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} =$	4407,59 [kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} =$	18,31 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]

$A_{c,n} =$	5850,00 [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	2334,57 [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	2925,00 [cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} =$	10712,44 [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	4275,03 [kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	5356,22 [kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	2,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	18938,63 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	5208,12 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	781 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} =$	6666,77 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	5487,66 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	1509,11 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	225 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} =$	6707,14 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	10712,44 [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} =$	2,7 8	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} =$	1,0 0	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} =$	2,1 9	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,z} =$	715,85	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0,25	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	2,01	[cm ²] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	900,00	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	35,90	[kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M =$	2,00	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} =$	0,39	[kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} =$	58	[mm] Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} =$	1,20	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$			
$F_{v,Rd,sm} =$	11,09	[kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	60,48	[kN] Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2,00	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			

$F_{v,Rd,cp} =$	56,00	[kN] Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
-----------------	-------	--	-------------

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 =$	353,06	[kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} =$	0,33	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} =$	0,80	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} =$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,y} =$	43,59	[kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort

$V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 =$	124,82 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z} =$	1,00	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,z} =$	1,00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z} =$	1,00	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z} =$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z} =$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z} =$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} =$			
$V_{Rk,c,z}^0 * \Psi_{A,V,z} * \Psi_{h,V,z} * \Psi_{s,V,z} * \Psi_{ec,V,z} * \Psi_{\alpha,V,z} * \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z} =$	57,7 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} =$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} =$	3948,40 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} =$	1184,52 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * I_w * D_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,y} =$	896,00 [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * I_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,z} =$	448,00 [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} =$	2235,82 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} =$	1787,82 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
--	-------------	---------	--------

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 =$	71,53	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 =$	440,19	[kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s =$	237	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s =$	152471,86	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d =$	7,84	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g =$	32,04	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau =$	51,79	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z =$	90,04	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,42 < 1,00	vérifié	(0,42)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 =$	73,84	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 =$	454,39	[kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s =$	233	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s =$	153889,85	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d =$	7,84	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g =$	32,94	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau =$	53,46	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z =$	92,92	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,43 < 1,00	vérifié	(0,43)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	31,45	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} =$	31,45	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{y } =$	0,39	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{z } =$	0,30	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]	
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,12 < 1,00	vérifié	(0,12)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y }^2 + \tau_{z }^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)			0,18 < 1,00	vérifié	(0,18)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z }^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)			0,17 < 1,00	vérifié	(0,17)

SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	52,51	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} =$	52,51	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{ } =$	64,73	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_z =$	153,62	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]	
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{ } \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,45 < 1,00	vérifié	(0,45)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	133,64	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,67 < 1,00 vérifié (0,67)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	119,72	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	119,72	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	79,51	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	276,21	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,80 < 1,00 vérifié (0,80)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	123,58	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	123,58	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	82,43	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	285,43	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,83 < 1,00 vérifié (0,83)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	357	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	450	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$				
$k_{13,y} =$	45	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	509	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	127	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	36	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	231	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,16		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	2876085,15	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	3538348,80	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]				

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$$

$k_{13,z} =$ 61 [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} =$ 101 [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m =$ 17 [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} =$ 2801 [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b =$ 231 [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,z} =$ 1 [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} =$ 0,62 Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} =$ 322113,59 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} =$ 234931,20 [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

REMARQUES

Distance du boulon d'ancrage du raidisseur trop faible. -5 [mm] < 24 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,85