

- **INTRODUCTION**

Dans le cadre de notre formation de Master2 académique option CM à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, un projet de fin d'étude nous a été confié. Il s'agit d'étudier un bâtiment (R+7+2sous_sol) qui sera réalisée en charpente métallique.

Le choix de la construction métallique présente de nombreux avantages:

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

Par contre, l'acier présente quelques inconvénients a savoir la faible résistance au feu et la corrosion, d'où la nécessité d'un entretien.

Ce mémoire va nous permettre d'une part, de mettre en évidence et d'approfondir les connaissances acquises durant les années de formation dans le domaine du génie civil, d'autre part de découvrir et d'appliquer les différent règlements et documents technique réglementaires(DTR).

Aussi, on apprendra à utiliser le logiciel Robot Analysis Structural 2010 qui sera l'outil de calcul structural.

I- Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.1- Présentation de l'ouvrage :

Notre projet a pour objet le calcul d'un Bâtiment (R+7+2 Sous-sol) en charpente métallique à usage administratif relative au projet : **NOUVEAU SIEGE DE LA CIRCONSCRIPTION ADMINISTRATIVE DE SIDI M'HAMED (siège de daïra)**

I.2- Zone d'implantation :

Ce bâtiment sera implanté à la commune SIDI MHAMED wilaya ALGER qui est une ville située à 11.25m d'altitude, et classée en zone (III), de forte sismicité, groupe d'usage 1B selon le RPA 99 version 2003.

- Altitude géographique : 11.25m
- Zone de neige : B
- Région de vent : I
- Site plat
- Catégorie de terrain I

I.3- Dimensions en élévation et en plan :

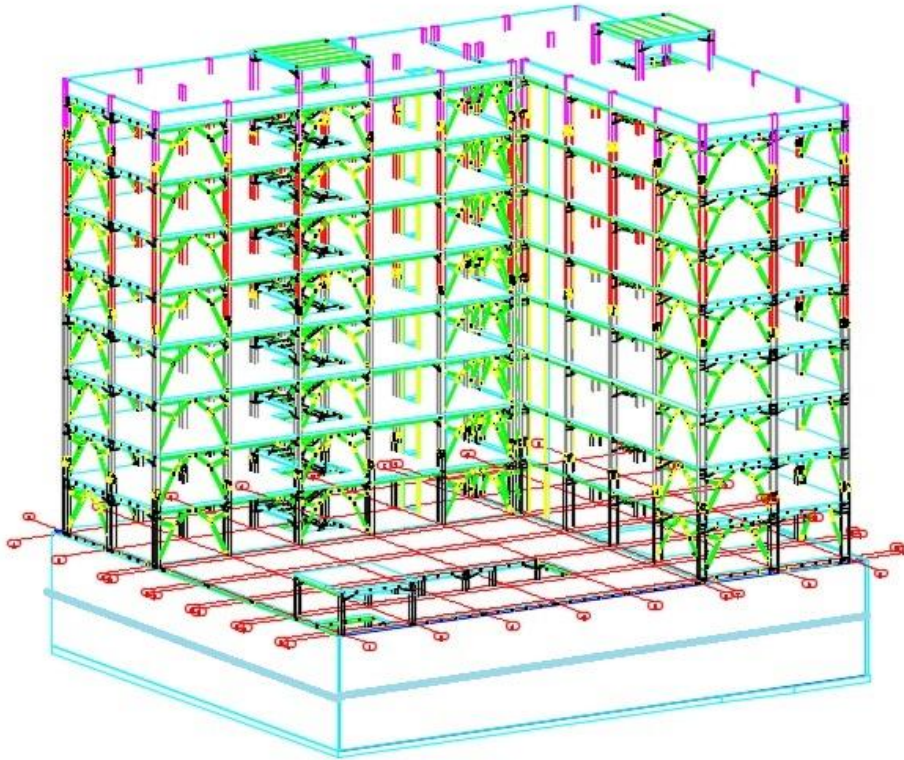
Ce bâtiment composé de deux sous-sols en forme de rectangle et deux blocs (bloc A, bloc B) formant un L relié par des joints de rupture.

BLOC A :

- Hauteur max31.68 m
- Longueur29.30 m
- Largeur max du bâtiment 12.00m

Bloc B :

- Hauteur max32.00 m
- Longueur48.00 m
- Largeur max du bâtiment 12.00m



I.4- Les éléments de l'ouvrage :

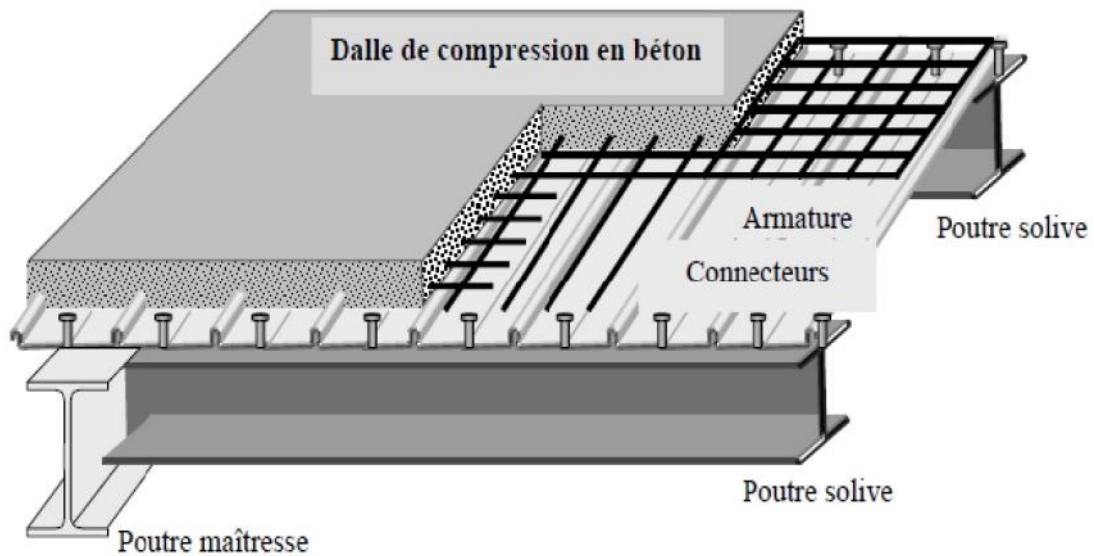
I.4.1- Le système structural :

La stabilité de la structure est assurée par des palées de stabilité en « X » dans Le sens transversal et des palées en « X » et en « V » dans le sens longitudinal.

I.4.2- Les planchers : Les planchers sont des aires planes limitant les étages. Un plancher est constitué de la poutraison et de la dalle ainsi que les revêtements inférieur (faux plafond) et supérieur (isolation chape).sa fonction consiste a

- Supporter les charges et surcharges verticales et les transmettre aux appuis.
- Agir tel qu'un diaphragme (transmettre totalement toutes les charges horizontales).
- Porter toutes les canalisations (électricité, chauffage, ventilation...)
- Assurer l'isolation thermique et phonique.
- Etre étanche à l'eau et a l'humidité.
- Empêcher la propagation des incendies.

Pour notre bâtiment on a opté pour des planchers mixtes à dalle collaborante en béton puis que c'est la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

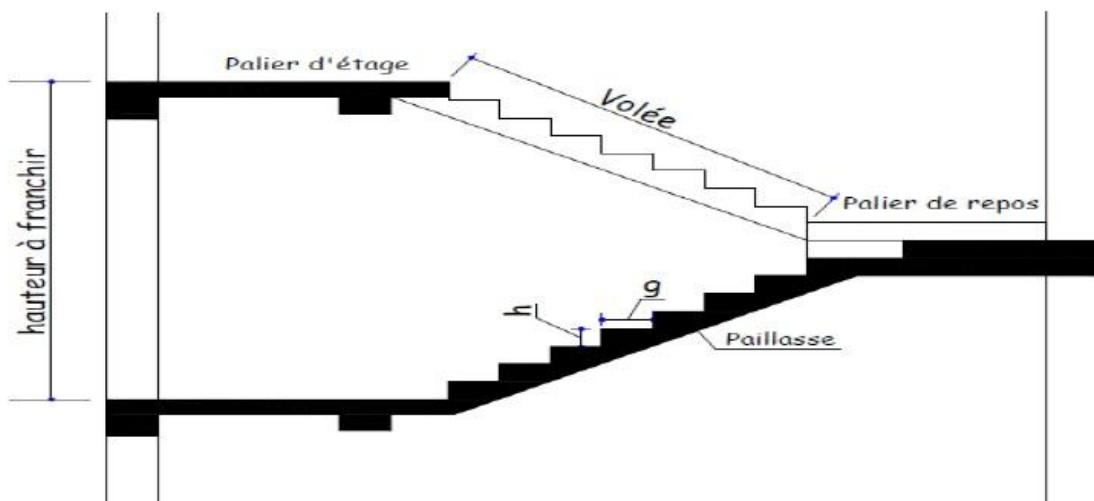
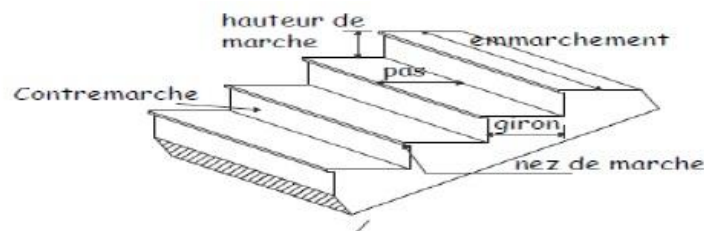


I.4.3- Les escaliers :

L'escalier est la parti du bâtiment qui permet le passage à pied d'un étage à l'autre, il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

Il existe plusieurs types d'escalier (escalier droit, escalier balancé, escalier circulaire..).Le choix du type d'escalier dépend de plusieurs paramètres (hauteur à franchir, espace disponible...).

Chaque Bloc comporte un escalier droit à deux volées avec palier de pose qui assurent la circulation verticale entre les différents niveaux.



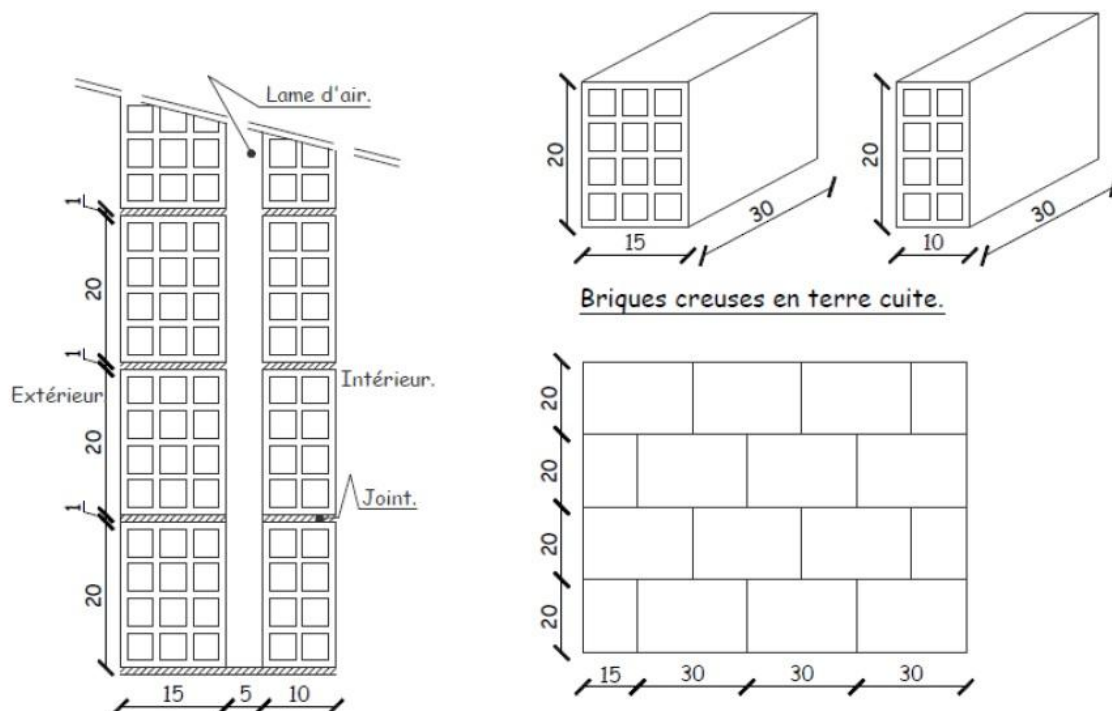
I.4.4- Les façades :

✓ Murs extérieurs :

La façade principale et la façade postérieure seront réalisées en double paroi avec des briques creuses d'épaisseur 10 et 15 [cm], les autres façades seront réalisées avec des briques creuses en doubles cloisons de 10[cm] d'épaisseur, qui seront séparées par une lame d'air de 5 [cm] d'épaisseur.

✓ Murs intérieurs :

Seront réalisés avec une simple cloison de brique creuse de 10 [cm] d'épaisseur.



I.4.5- Les revêtements :

- On utilise un mortier de ciment pour les murs de façades et la faïence pour les murs de cuisines et les salles d'eaux.
- On utilise le plâtre et l'enduit pour les murs intérieurs.
- On utilise le carrelage et les plaintes de recouvrement pour les planchers et les escaliers.
- Faux plafond pour les planchers qui joue un rôle de protection contre les incendies.
- étanchéité : sur les terrasses extérieures.

I.4.5- L'acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 45cm.

I.4.6- Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher.

I.4.7- les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.5- Les caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés sont essentiellement :

- acier.
- béton.
- briques creuses (8 trous et 12 trous) pour la maçonnerie.
- Carrelage, sable et mortier pour le revêtement du sol.
- Mortier, plâtre pour le revêtement des murs.

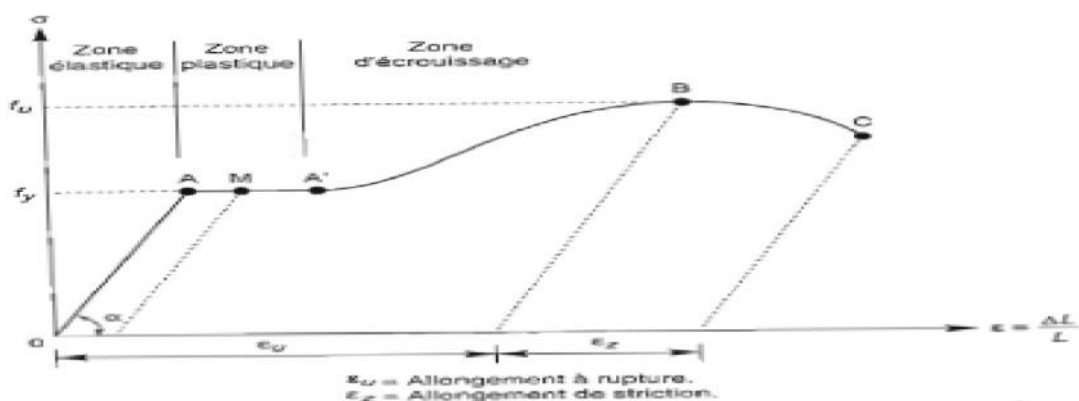
On présentera les caractéristiques des principaux matériaux (acier et béton).

I.5.1- l'acier :

L'acier est un matériau constitué du Fer et un peu de carbone (<1,7%).il peut comporter aussi d'autres éléments (tel que le silicium, le nickel, le magnèse,...) qui améliorent ses caractéristiques mécaniques.

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont déterminé en faisons des essais destructifs tel que :

- L'essai de traction, qui permet de déterminer
 - le module d'élasticité longitudinal E.
 - le coefficient de poisson ν .
 - les contraintes limites : d'élasticité f_y et de rupture f_u .
 - l'allongement a la rupture ϵ .
 - Le module de glissement G : $G=$



- L'essai de dureté, qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier.
- L'essai de résilience, qui permet de mesurer l'aptitude d'un acier à rompre par choc.
- L'essai de fatigue.

Pour l'ossature, on utilise un acier ($E28$ de nuance $Fe375$) qui a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E=210000$ Mpa.
- Module d'élasticité transversal $G=84000$ Mpa.
- La limite élastique de traction, $f_y=275$ Mpa.
- La limite élastique de cisaillement, $\tau = 0.58 f_y$ Mpa.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg/m³.
- Le Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-6}$

Les assemblages : Ils seront réalisés soit :

- par boulonnage : on utilise des boulons ordinaires ou bien des boulons à haute résistance (HR)
- par soudure

Armatures pour béton armé :

Les armatures utilisées pour le ferrailage des fondations et de la dalle de notre ouvrage sont:

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance fe E 400, de limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.
- Treillis soudé à haute adhérence ($\emptyset 4, 5$ mm), de limite d'élasticité, $f_e = 520$ MPa.

I.5.2- le béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment.

Pour les planchers et les fondations on utilise un béton qui présente les caractéristiques suivantes:

- résistance à la compression $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance caractéristique à la traction f_{t28} :
- Elle est donné par la formule suivante : $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6$ donc :
 $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1$ Mpa.
- La masse volumique : $\rho = 2500$ Kg/m³.
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 14000$.

I.6- Caractéristique du sol:

- Le sol sur lequel l'ouvrage est implanté présente une Contrainte moyenne admissible = 2bars (site S1).

I.7- Réglementation utilisé :

- RNV99 (Règle neige et vent).
- DTR B.C 2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation) .
- EUROCODE 3 (calcul des structures métalliques).
- EUROCODE 4(calcul des structures mixtes).
- RPA99/2003(règlement parasismique algérien)
- CBA 93
- BAEL
- DTR (fondation superficielle)

II- Etude climatique selon le règlement neige et vent RNV99 :

II.1- Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissantes sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 99).

II.2- Etude de la neige :

II.2.1- But de l'étude :

Le but de cette étude est de déterminer les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

II.2.2- Domaine d'application du règlement neige et vent (RNV 99) :

1- Ce règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées a une altitude inférieure à 2000 mètres.

2- Il ne s'applique pas aux sites d'une altitude supérieure à 2000m, pour lesquels le cahier de charge doit fixer les valeurs à prendre en compte.

II.2.3- Calcul des charges de neige :

II.2.3.1- Charge de la neige sur le sol S_k :

Elle est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

a- Influence de la localisation géographique :

Le règlement neige et vent classe toutes les communes d'Algérie dans 4 zones :

Zone A : zone où il neige beaucoup en Algérie.

Zone B : zone où il neige moins que la zone A.

Zone C : zone où il neige peut en Algérie.

Zone D : pas de charge de neige, dans cette région, une charge représentant l'ensablement des terrasses sera prise en compte.

Notre construction se situe a la commune SIDI MHAMED qui est en zone C.

b- Influence de l'altitude :

La valeur de S_k est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude (RNV99 page 16) :

$$\text{Zone A : } S_k = \frac{0,07H+15}{100}$$

$$\text{Zone B : } S_k = \frac{0,04H+10}{100}$$

$$\text{Zone C : } S_k = \frac{0,0325H}{100}$$

Pour notre construction qui se situe en Zone **B** : $S_k = \frac{0,04H+10}{100}$.

AN: $H=11.25$ m, $S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$ $S_k = 0.1045 \text{ KN} / \text{m}^2 = 10.45 \text{ dan/m}^2$; on prend

$S_k = 10.45 \text{ dan/m}^2$

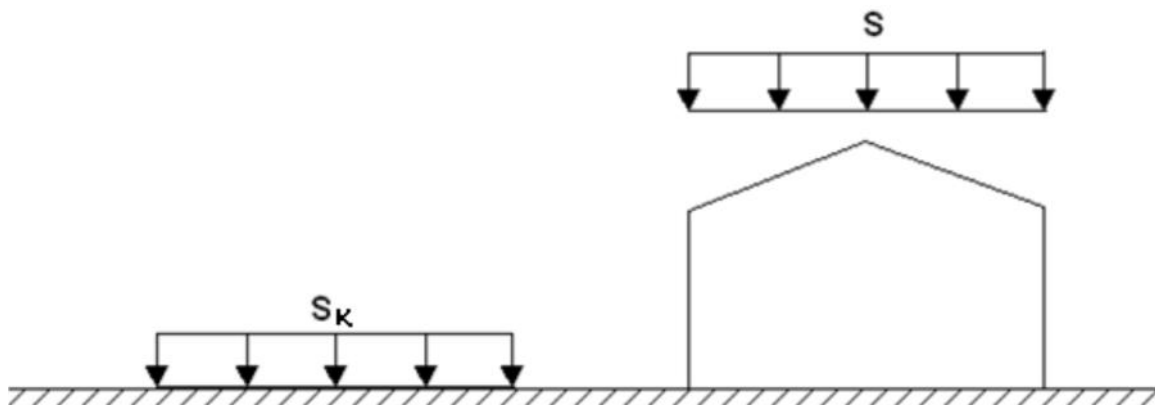
II.2.3.2- Charge de la neige sur la toiture S :

D'après RNV99 (page 13), la surcharge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation, par la formule suivante :

$$\mathbf{S = \mu \times S_k}$$

Avec :

- ✓ S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige en KN / m^2 ;
- ✓ S_k : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige en KN / m^2 .
- ✓ \sim : Coefficient de forme, dépend de la forme de toiture.



• Coefficients de forme des toitures μ :

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci-après concernant les toitures de forme courantes. Pour des formes particulières de toiture, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

Pour notre construction on a une terrasse ($\alpha=0^\circ$) donc $\mu= 0,8$.

AN:

$S_k=10,45 \text{ daN/m}^2$, $\mu=0,8$

$S= 0,8 \times 10,45 =8,36 \text{ daN/m}^2$;

On retiendra $S=10 \text{ daN/m}^2$

La neige sera estimée à 1000 Kg/m^2 sur toute la toiture.

II.3- Etude au vent :

II.3.1- Le but de l'étude :

Le but de cette étude est de calculer les actions du vent sur notre construction et ses différentes parties.

II.3.2- Domaine d'application :

Le règlement neige et vent s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

- Bâtiments a usage d'habitation , administratifs ,scolaires , industriel ,ect.....
- cheminées et ouvrage similaires
- ouvrages de stockages (réservoirs , châteaux d'eau , silos ,ect...)
- structures verticales en treillis (pylônes , grues échafaudages , ect...)

II.3.3- Principe de calcul :

- Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.
- Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maitre-couple.

Pour la détermination de l'action du vent, on distingue deux catégories de construction :

- Catégorie 1 : elle regroupe l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire,...)

- Catégorie 2 : elle regroupe les constructions ajourées telles que les structures verticales en treillis, les cheminées et ouvrages similaires.

Notre bâtiment est classé dans la catégorie 1.

II.3.4- Calcul des pressions statiques dues au vent :

Les pressions due au vent p_h qui s'exerce sur une construction a la hauteur h est donnée par la formule suivante :

$$p_h = c_d \times q_h \times c_e - c_i$$

Avec :

- c_d :coefficient dynamique de la construction
- q_h :pression dynamique du vent calculée a la hauteur h considérée
- c_e :coefficient de pression extérieure
- c_i : coefficient de pression intérieure

II.3.4.1- Calcul du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que les effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence d'oscillation de la structure.

Il est déterminé à l'aide des abaques donnés dans les figures 3.1 à 3.7 du RNV99, selon le type et le mode de construction du bâtiment. Pour les valeurs intermédiaires, il y a lieu d'interpoler ou d'extrapoler linéairement.

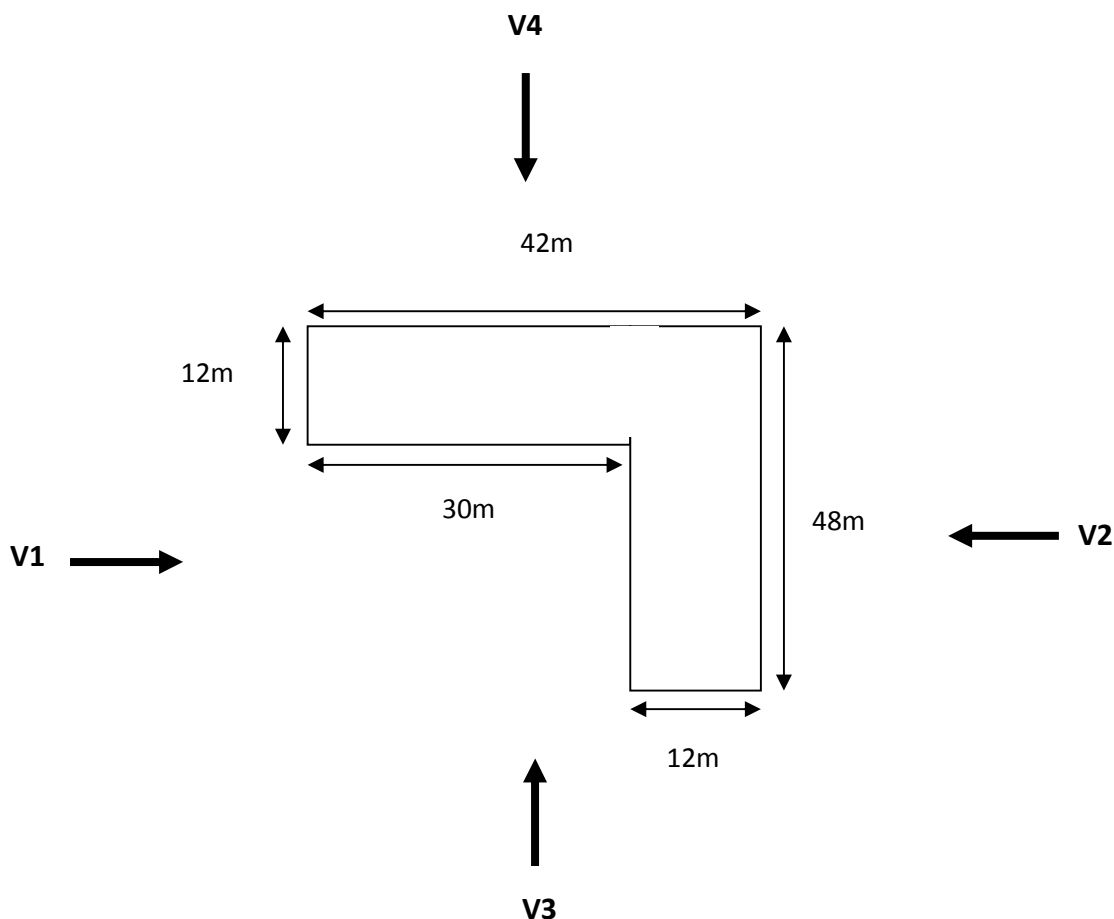
C_d est donné en fonction de :

- b (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

- h (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

Notre structure étant métallique on utilise la fig. 3.2 de DTR(NV99) donné à la page 51

On doit déterminer la valeur de C_d pour chaque bloc et chaque direction du vent :



• **Vent perpendiculaire au long pan (Sens V1 de vent) :**

La lecture h=32m et b=42m donne $C_d = 0,93$

• **Vent perpendiculaire au pignon (Sens V2 de vent) :**

La lecture h=32m et b=42m donne $C_d = 0,93$

• **Vent perpendiculaire au long pan (Sens V3 de vent) :**

La lecture h=32m et b=48m donne $C_d = 0,92$

• **Vent perpendiculaire au pignon (Sens V4 de vent) :**

La lecture h=32m et b=48m donne $C_d = 0,92$

II.3.4.3.1- calcul de la pression dynamique q_h :

La structure est de hauteur totale **>10m**, il y a lieu de considérer ce bâtiment comme étant constitué de 6 éléments de surface de hauteurs égales à la hauteur d'étage soit 4m comme représenté sur la Figure II.1 ci après.

La pression dynamique q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donnée comme suit :

$$q_h = q_{er} \times c_{ex}$$

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation est supérieure à 5 ans). q_{ref} est donnée par le tableau suivant en fonction de la zone :

Zones	I	II	III
Q_{ref} (daN/m ²)	37,5	47	57,5

$q_{ref} = 37,5$ daN /m² : le bâtiment est implanté à SIDI MHAMED (Zone I du vent).

c_{ex} : coefficient d'exposition au vent.

❖ **Coefficient d'exposition C_e :**

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au dessus de sol.

1- Dans le cas ou la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ($C_d < 1,2$) :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left(1 + \frac{7 \times k_t}{C_r \times C_t} \right)$$

2- Dans le cas ou la structure est sensible aux excitations dynamiques ($C_d > 1,2$) :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left(1 + 2 \times g \times I_v \right)$$

Avec :

C_r : est le coefficient de rugosité.

C_t : est le coefficient de topographie

K_T : est le facteur du terrain.

I_v : est l'intensité de la turbulence.

g : facteur de pointe.

Notre construction est peu sensible aux excitations dynamiques on utilisera donc la formule(1).

➤ **Facteur de terrain :**

Les catégories du terrain sont données dans le tableau 2.4 page47 du RNV99.

Le bâtiment est implanté à Iferhounene sur un site montagneux, le terrain alors est de catégorie III. Les valeurs de ses paramètres sont données dans le tableau suivant :

Catégorie du terrain	K_t	$z_0(m)$	$z_{min}(m)$	
IV	0,24	1	16	0,46

➤ **Coefficient de topographie :** $C_t=1$ (site plat).

➤ **Coefficient de rugosité :** On se réfère au paragraphe 4.2 du chapitre 2 du RNV99.

Le coefficient de rugosité est défini par la loi logarithmique suivante :

$$C_r = k_t \times \ln \frac{h}{h_0} \quad z_{min} \leq z \leq 200m$$

$$C_r = k_t \times \ln \frac{h_{min}}{h_0} \quad z < z_{min}$$

Avec :

k_t : est le facteur de terrain.

z_0 (En m) : est le paramètre de rugosité.

z_{min} (En m): est la hauteur minimale. $min z$

h (En m) : est la hauteur considérée. z

L'ensemble des résultats de C_r , C_{ex} et q_h des 2 bloc sont donnés dans les tableaux suivant :

➤ **tableau**

niveau	$h(m)$	$h_{min}(m)$	C_r	C_t	C_{ex}	$q_h(dam/m^2)$
RDC	2	16	0.665	1	1,56	58,500
1er étage	6	16	0.665	1	1,56	58,500
2ème étage	10	16	0.665	1	1,56	58,500
3ème étage	14	16	0.665	1	1,56	58,500
4ème étage	18	16	0,694	1	1,648	61,800
5ème étage	22	16	0,742	1	1,797	67,388
6ème étage	26	16	0,782	1	1,925	72,188
7ème étage	30	16	0,816	1	2,037	76,388
Toiture	32	16	0,832	1	2,09	78,375



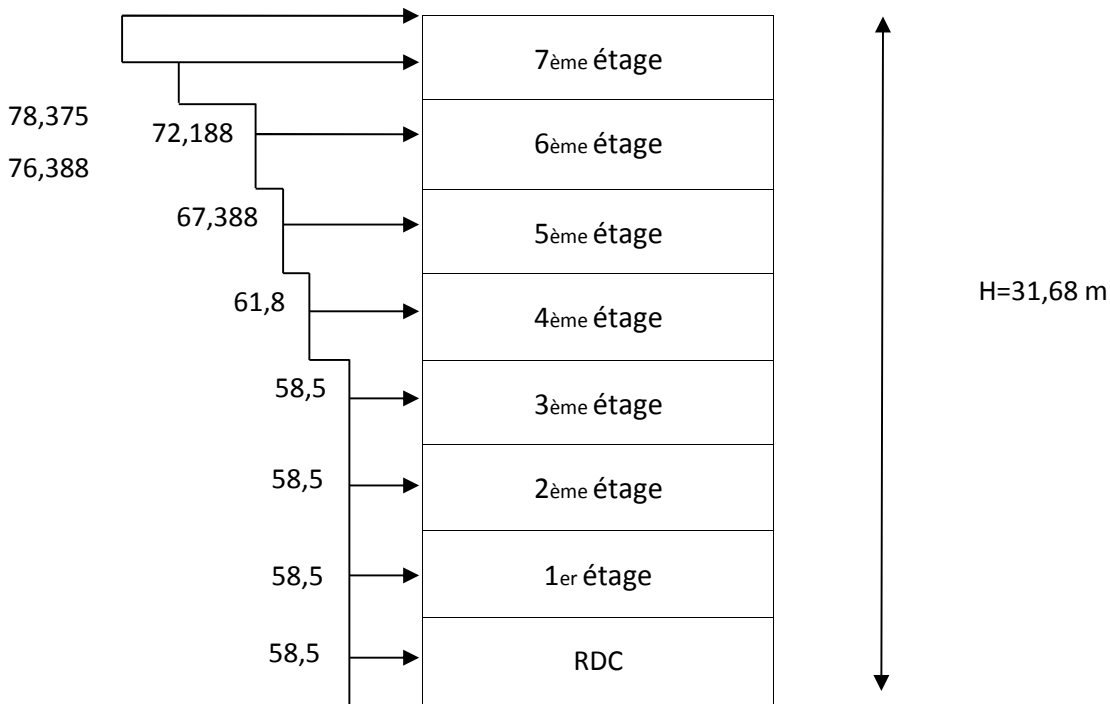


Figure II-1 : La répartition de la pression dynamique bloc B

II.3.4.3.2- Détermination des coefficients des pressions :

a- Coefficient de pression extérieure : C_e

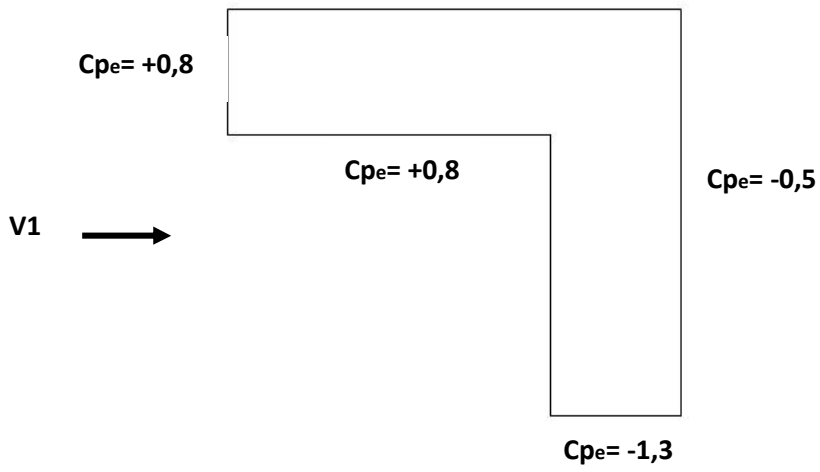
Les coefficients de pression externe C_e des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1m² et 10m² aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{e,1}$ et $C_{e,10}$.

La valeur de C_e s'obtient à partir des formules suivantes :

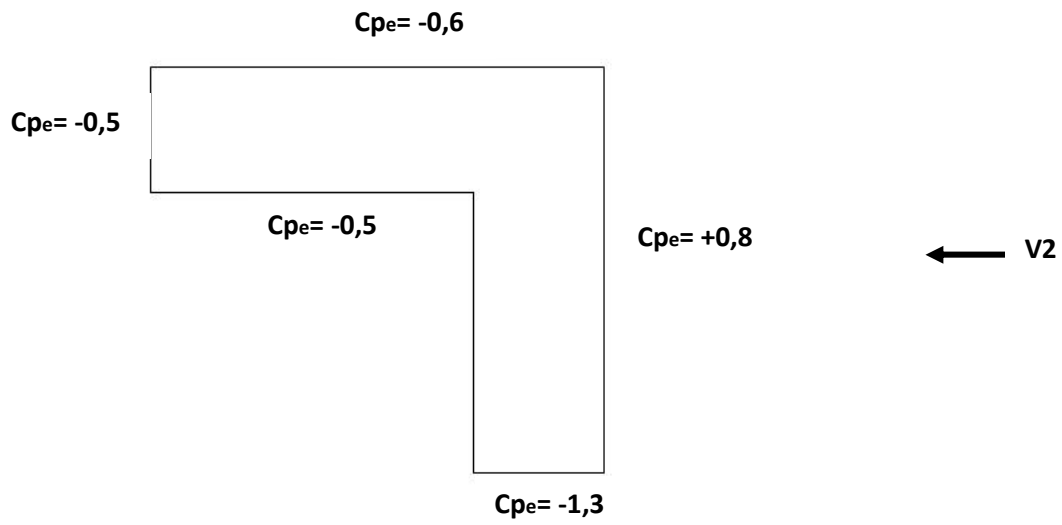
➤ Vent perpendiculaire au pignon (sens v1 du vent) :

On se réfère au paragraphe 1.1.2 et 1.1.3 du chapitre 5 de DTR(NV99), à la figure 5.1 et 5.2 pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{e1} ou C_{e10}

$$C_{pe} = -0,6$$

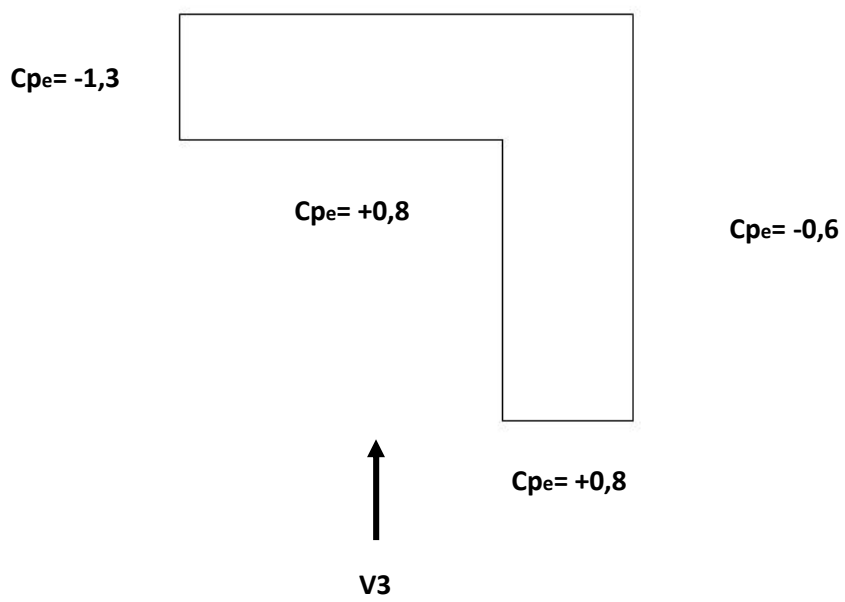


sens v2 du vent

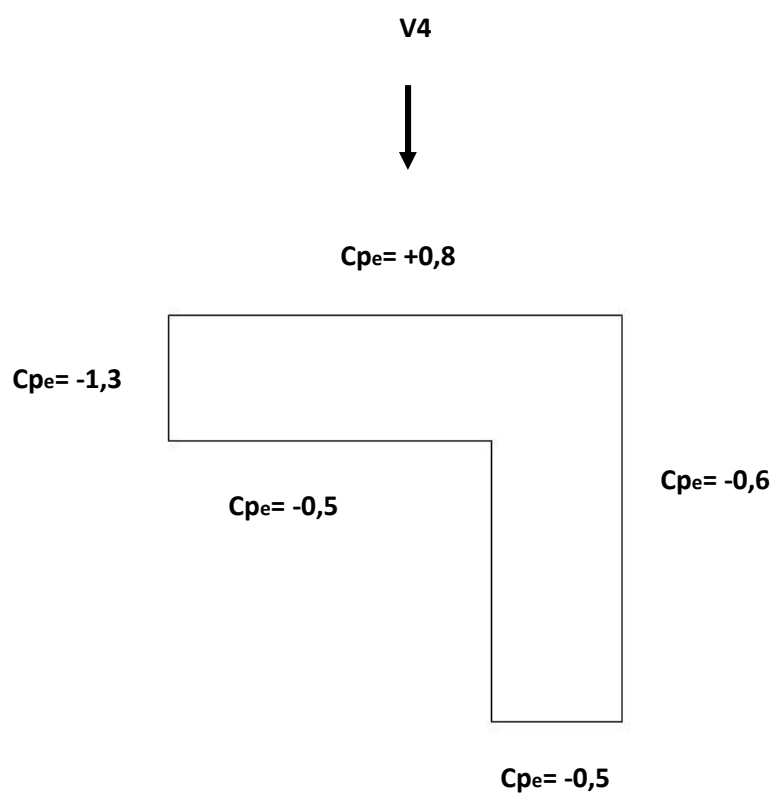


sens v3 du vent

$C_{pe} = -0,8$



sens v4 du vent



- **les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :**

a - sens V1 :

RDC

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	69,966	0
gauche	0,92	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-5,383	-75,348
droit	0,92	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-43,056	-113,022
arrier	0,92	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-69,966

1^{er} étage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	69,966	0
gauche	0,92	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-5,383	-75,348
droit	0,92	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-43,056	-113,022
arrier	0,92	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-69,966

2^{ème} étage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	69,966	0
gauche	0,92	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-5,383	-75,348
droit	0,92	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-43,056	-113,022
arrier	0,92	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-69,966

3^{ème} étage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	69,966	0
gauche	0,92	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-5,383	-75,348
droit	0,92	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-43,056	-113,022
arrier	0,92	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-69,966

4^{ème} étage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	61,8	+0,8	-0,5	+0,8	73,907	0
gauche	0,92	61,8	-0,6	-0,5	+0,8	-5,68	-79,595
droit	0,92	61,8	-1,3	-0,5	+0,8	-45,485	-119,40
arrier	0,92	61,8	-0,5	-0,5	+0,8	0	-73,907

5^{ème} étage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	67,388	+0,8	-0,5	+0,8	80,594	0
gauche	0,92	67,388	-0,6	-0,5	+0,8	-6,2	-86,787
droit	0,92	67,388	-1,3	-0,5	+0,8	49,59	-130,19
arrier	0,92	67,388	-0,5	-0,5	+0,8	0	-80,594

6eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	72,188	+0,8	-0,5	+0,8	86,337	0
gauche	0,92	72,188	-0,6	-0,5	+0,8	-6,638	-92,979
droit	0,92	72,188	-1,3	-0,5	+0,8	-53,122	-139,767
arrier	0,92	72,188	-0,5	-0,5	+0,8	0	-86,337

7eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	76,237	+0,8	-0,5	+0,8	91,36	0
gauche	0,92	76,237	-0,6	-0,5	+0,8	-7,02	-98,388
droit	0,92	76,237	-1,3	-0,5	+0,8	-56,21	-147,582
arrier	0,92	76,237	-0,5	-0,5	+0,8	0	-91,36

Toiture

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	78,375	+0,8	-0,5	+0,8	93,755	0
gauche	0,92	78,375	-0,6	-0,5	+0,8	-7,21	-100,947
droit	0,92	78,375	-1,3	-0,5	+0,8	-57,311	-151,42
arrier	0,92	78,375	-0,5	-0,5	+0,8	0	-93,755

b - sens V2 :

RDC

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	69,966	0
gauche	0,92	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-43,056	-113,022
droit	0,92	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-5,383	-75,348
arrier	0,92	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-69,966

1^{er} étage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	69,966	0
gauche	0,92	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-43,056	-113,022
droit	0,92	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-5,383	-75,348
arrier	0,92	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-69,966

2ème étage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	69,966	0
gauche	0,92	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-43,056	-113,022
droit	0,92	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-5,383	-75,348
arrier	0,92	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-69,966

3 eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	69,966	0
gauche	0,92	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-43,056	-113,022
droit	0,92	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-5,383	-75,348
arrier	0,92	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-69,966

4 eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	61,8	+0,8	-0,5	+0,8	-73,907	0
gauche	0,92	61,8	-1,3	-0,5	+0,8	-45,485	-119,40
droit	0,92	61,8	-0,6	-0,5	+0,8	5,68	-79,595
arrier	0,92	61,8	-0,5	-0,5	+0,8	0	-73,907

5 eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92	67,388	+0,8	-0,5	+0,8	80,594	0
gauche	0,92	67,388	-1,3	-0,5	+0,8	-49,59	-130,19
droit	0,92	67,388	-0,6	-0,5	+0,8	6,2	-86,787
arrier	0,92	67,388	-0,5	-0,5	+0,8	0	-80,594

6eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
A	0,92	72,188	+0,8	-0,5	+0,8	86,337	0
B	0,92	72,188	-1,3	-0,5	+0,8	-53,122	-139,767
C	0,92	72,188	-0,6	-0,5	+0,8	-6,638	-92,979
D	0,92	72,188	-0,5	-0,5	+0,8	0	-86,337

7eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
A	0,92	76,388	+0,8	-0,5	+0,8	91,36	0
B	0,92	76,388	-1,3	-0,5	+0,8	-56,21	-147,582
C	0,92	76,388	-0,6	-0,5	+0,8	-7,02	-98,388
D	0,92	76,388	-0,5	-0,5	+0,8	0	-91,36

Toiture

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,92		+0,8			93,755	0
gauche	0,92		-1,3			-57,311	-151,42
droit	0,92		-0,6			-7,21	-100,947
arrier	0,92		-0,5			0	-93,755

c- sens V3

RDC

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	70,727	0
gauche	0,93	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-5,441	-76,167
droit	0,93	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-43,524	114,251
arrier	0,93	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-70,727

1^{er} étage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	70,727	0
gauche	0,93	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-5,441	-76,167
droit	0,93	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-43,524	114,251
arrier	0,93	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-70,727

2^{ème} étage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	70,727	0
gauche	0,93	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-5,441	-76,167
droit	0,93	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-43,524	114,251
arrier	0,93	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-70,727

3^{ème} étage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	70,727	0
gauche	0,93	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-5,441	-76,167
droit	0,93	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-43,524	114,251

arrier	0,93	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-70,727
---------------	------	------	------	------	------	---	---------

4 eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	61,8	+0,8	-0,5	+0,8	74,71	0
gauche	0,93	61,8	-1,3	-0,5	+0,8	-45,979	120,7
droit	0,93	61,8	-0,6	-0,5	+0,8	-5,747	-80,46
arrier	0,93	61,8	-0,5	-0,5	+0,8	0	-74,71

5 eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	67,388	+0,8	-0,5	+0,8	81,47	70,71
gauche	0,93	67,388	-1,3	-0,5	+0,8	-50,137	-131,609
droit	0,93	67,388	-0,6	-0,5	+0,8	-6,267	-87,73
arrier	0,93	67,388	-0,5	-0,5	+0,8	0	-81,47

6eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	72,188	+0,8	-0,5	+0,8	87,275	0
gauche	0,93	72,188	-1,3	-0,5	+0,8	-53,70	-140,983
droit	0,93	72,188	-0,6	-0,5	+0,8	-6,71	-93,99
arrier	0,93	72,188	-0,5	-0,5	+0,8	0	-87,275

7eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	76,237	+0,8	-0,5	+0,8	-92,353	0
gauche	0,93	76,237	-1,3	-0,5	+0,8	-56,83	-149,185
droit	0,93	76,237	-0,6	-0,5	+0,8	-7,10	-99,457
arrier	0,93	76,237	-0,5	-0,5	+0,8	0	-92,353

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	76,388	+0,8	-0,5	+0,8	94,755	0
gauche	0,93	76,388	-0,6	-0,5	+0,8	-58,311	-153,066
droit	0,93	76,388	-1,3	-0,5	+0,8	-7,289	-102,044
arrier	0,93	76,388	-0,5	-0,5	+0,8	0	-94,755

d - sens V4 :

RDC

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	70,727	0
gauche	0,93	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-5,441	-76,167
droit	0,93	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-43,524	114,251
arrier	0,93	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-70,727

1^{er} etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	70,727	0
gauche	0,93	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-5,441	-76,167
droit	0,93	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-43,524	114,251
arrier	0,93	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-70,727

2eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	70,727	0
gauche	0,93	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-5,441	-76,167
droit	0,93	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-43,524	114,251
arrier	0,93	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-70,727

3eme

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	58,5	+0,8	-0,5	+0,8	70,727	0
gauche	0,93	58,5	-0,6	-0,5	+0,8	-5,441	-76,167
droit	0,93	58,5	-1,3	-0,5	+0,8	-43,524	114,251
arrier	0,93	58,5	-0,5	-0,5	+0,8	0	-70,727

4eme etage

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	61,8	+0,8	-0,5	+0,8	74,71	0
gauche	0,93	61,8	-0,6	-0,5	+0,8	-5,747	-80,46
droit	0,93	61,8	-1,3	-0,5	+0,8	-45,979	120,7
arrier	0,93	61,8	-0,5	-0,5	+0,8	0	-74,71

5eme

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	67,388	+0,8	-0,5	+0,8	81,47	70,71
gauche	0,93	67,388	-0,6	-0,5	+0,8	-6,267	-87,73
droit	0,93	67,388	-1,3	-0,5	+0,8	-50,137	131,609
arrier	0,93	67,388	-0,5	-0,5	+0,8	0	-81,47

6eme

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	72,188	+0,8	-0,5	+0,8	87,275	0
gauche	0,93	72,188	-0,6	-0,5	+0,8	-6,71	-93,99
droit	0,93	72,188	-1,3	-0,5	+0,8	-53,70	-140,983
arrier	0,93	72,188	-0,5	-0,5	+0,8	0	-87,275

7eme

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	76,388	+0,8	-0,5	+0,8	-92,353	0
gauche	0,93	76,388	-0,6	-0,5	+0,8	-7,10	-99,457
droit	0,93	76,388	-1,3	-0,5	+0,8	56,83	-149,185
arrier	0,93	76,388	-0,5	-0,5	+0,8	0	-92,353

ZONE	C_d	q_h	C_e	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
Face	0,93	76,388	+0,8	-0,5	+0,8	-94,755	0
gauche	0,93	76,388	-0,6	-0,5	+0,8	-7,289	-102,044
droit	0,93	76,388	-1,3	-0,5	+0,8	58,311	-153,066
arrier	0,93	76,388	-0,5	-0,5	+0,8	0	-94,755

III- Evaluation des charges et surcharges :

III.1- Introduction :

Durant sa vie une construction sera soumise à des différentes actions. Pour concevoir et calculer une construction, il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges qui s'exercent sur celle-ci tels que :

- Poids propre (**structure porteuse et éléments non porteurs**)
- Charges utiles dans le bâtiment (**charges d'exploitation**)
- Actions climatiques directes et indirecte (**neige, vent et température**)
- Actions accidentelles (**les séismes, les exploitations**)

III.2- Charges permanentes :

Ce sont les charges qui ont une intensité constante, ou très peu variable dans le temps. la charge permanent comprend non seulement le poids propre des éléments mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels : les plafond, sol, enduit et les revêtements ainsi que ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que :les cloisons fixes ,gaines de ventilation ...etc.

<u>L'élément</u>	<u>La charge (daN/m²)</u>
Poids de panneau polycarbonate et des accessoires fixations	27
Panneau SANDWICH + Accessoires d'attaches	32
Faux plafond	10
Dalle en béton armé t = 10 cm	250
Poids propre de la couverture TN 40	12,9
Faux plafond	10
Carrelage	44
Chape en mortier de ciment	40
Enduit plâtre	20
Cloisons reparties	100
Sable (2 cm)	36

III.3- Charges variables :

Elles ont une intensité qui varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps.

III.3.1 - Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes en mode normal d'occupation. Elles sont définies par des normes et règlement exemple : **DTR 2.2** ou bien la norme **NFP 06001**.

Charge d'exploitation	250daN/m ²
Bureau, salles de réunions	2.5Kn/m ²
Halls, circulation générales	4Kn/m ²
Locaux de réserves, dépôts ou stockage	3.5-6Kn/m ²
Charge d'entretien	100 Kg/m

III.3.2- Surcharges climatiques :

Ce sont les charges de neige et du vent calculées au chapitre précédent.

-Surcharges de vent $V=0.721 \times 1.8=1.97 \text{ KN / m}$

III.3.3- Effet de la température :

- Surcharges de température $T=45^{\circ}\text{C}$

IV.1- Introduction :

Le pré- dimensionnement de l'ossature d'un bâtiment a pour but d'établir de façon assez directe les dimensions des éléments structuraux proches des dimensions finales.

IV.2- Règles empiriques de pré-dimensionnement :

Les règles ci-dessous servent au pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux des charpentes métalliques de halles et bâtiments .elles donnent, pour les éléments fléchis, la hauteur h de la section transversale en fonction de sa portée l , et pour les éléments tendus ou comprimés ,l'élanement $\lambda_k = \frac{lk}{i}$

Halle industrielle	
Panne continue de toiture en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{40}$
Panne continue de toiture en profilé formé à froid	$h \cong \frac{l}{30}$
filière continue de façade en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{40}$
Traverse de façade en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
Traverse de carde en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
traverse de carde en profil composé à âme pleine	$h \cong \frac{l}{15} a \frac{l}{25}$
Ferme à treillis de hauteur constante	$h \cong \frac{l}{12}$
Ferme à treillis de forme triangulaire	$h \cong \frac{l}{4} a \frac{l}{6}$
Montant de carde en profilé laminé	Profilé HE de même aire de section que la traverse
Poteau en profilé laminé	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 50$
Diagonale de contreventement triangulée	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 250$

Bâtiment	
Dalle mixte avec tôle profilé	$d \cong \frac{l}{32}$ (d : hauteur statique)
Solive en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
Sommier en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{20} a \frac{l}{25}$
Poteau en profilé laminé	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 25$

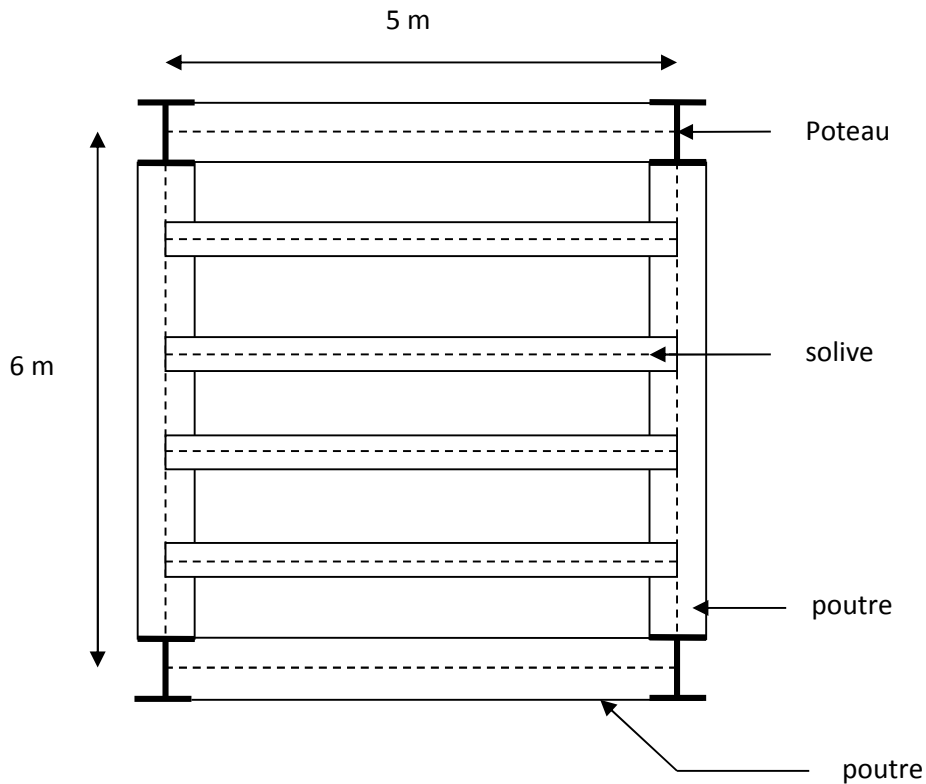
IV.3- pré -dimensionnement des solives :

Les solives sont des poutres secondaires qui seront attachées sur les poutres principales, elles travaillent en flexion sous l'action des charges verticales. Les solives seront espacées de $e=1,2m$ ($1m \leq e \leq 3m$)

On a : $n = \frac{l}{e} = \frac{6}{1,2} = 5$ espacements pour 4 solives

On désigne par :

- L : longueur de la poutre maitresse.
- e : espacement des solives.
- n : nombre d'espacement des solives.
- Poteau



On utilisant le tableau ci-dessus on a :

$$i = \frac{l}{30} = \frac{500}{30} = 166,7\text{mm} \implies \text{soit un IPE180}$$

Les caractéristiques de l'IPE180 sont données dans le tableau ci-dessous :

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	G kg/m	A m ²	h mm	B mm	tf mm	tw mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wel-y cm ³	iy cm	iz cm
IPE 180	18,8	23,9	180	91	8	5,3						

IV.4- pré -dimensionnement des poutres secondaires :

D'après les règles empiriques, pour les sommiers en profilé laminé on a :

$$\frac{l}{25} \leq \lambda \leq \frac{l}{20} \quad \Longrightarrow \quad 200\text{mm} \leq h \leq 250 \text{ mm} \text{ soit un IPE 240}$$

On désigne par :

L : portée de la poutre secondaire.

Les caractéristiques de l'IPE200 sont données dans le tableau ci-dessous :

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	G kg/m	A m ²	h mm	B mm	tf mm	tw mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wel-y cm ³	iy cm	iz cm
IPE 180	30,7		240									

IV.5- pré -dimensionnement des poutres maitresses :

Les poutres sont des éléments principaux horizontaux des portiques métalliques, elles travaillent essentiellement à la flexion simple sous les charges verticale.

D'après les règles empiriques, pour les sommiers en profilé laminé on a :

$$\frac{l}{25} \leq \lambda \leq \frac{l}{20} \quad \Longrightarrow \quad 240\text{mm} \leq h \leq 300\text{mm} \text{ soit un IPE300}$$

Les caractéristiques de l'IPE220 sont données dans le tableau ci-dessous :

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	G kg/m	A m ²	h mm	B mm	tf mm	tw mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wel-y cm ³	iy cm	iz cm
IPE 180	42,2		300									

IV.6- pré - dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la construction, ils doivent transmettre les charges horizontales et verticales aux fondations.

Les poteaux travaillent principalement en compression simple et éventuellement en flexion composée.

Généralement, les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens, de plus ils sont pratique pour les assemblages.

Le poteau le plus sollicité est C3 :

$$S = 6 \times 5 = 30 \text{ m}^2$$

D'après les règles empiriques pour un poteau en profilé laminé on a : $l_f = l$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \implies i_y \geq \frac{l_f}{25} \implies i_y \geq \frac{400 \times 1,2}{25} \implies i_y \geq 19,2 \text{ cm}$$

Soit un HEB 500 avec $i_y = 21,19 \text{ cm}$

IV.6.1- vérification du poteau :

a- Charge du plancher terrasse :

1- Poids des solives :

$$G_s = P_s \times l \times n$$

$$G_s = 18,8 \times 5 \times 3 = 282 \text{ dan}$$

2- Poids des poutres principales :

$$G_{pp} = P_{pp} \times l \times n$$

$$G_{pp} = 42,2 \times 6 \times 1 = 253,2 \text{ dan}$$

3- Poids des poutres secondaires :

$$G_{ps} = P_{ps} \times l \times n$$

$$G_{ps} = 30,7 \times 5 \times 1 = 153,5 \text{ dan}$$

4- poids propre du poteau :

$$G_{pot} = 187 \times 4 \times 1 = 748 \text{ dan}$$

5- Poids du plancher terrasse :

$$G_t = 450 \times 30 = 13500 \text{ dan}$$

6- charge de la neige :

$$S = 10 \times 30 = 300 \text{ dan}$$

7- charge du vent :

$$w = 120,843 \times 30 = 3625,29 \text{ dan}$$

8- charge d'exploitation :

$$Q = 100 \times 30 = 3000 \text{ dan}$$

Alors : $N_t =$

$$1,35(282 + 253,2 + 153,5 + 748 + 13500) + 1,5 \times (3625,29 + 300)$$

$$N_t = 30552,48 \text{ dan}$$

b- Plancher étage courant :

1- Poids des solives :

$$G_s = P_s \times l \times n$$

$$G_s = 282 \text{ dan}$$

2- Poids des poutres principales :

$$G_{pp} = P_{pp} \times l \times n$$

$$G_{pp} = 42,2 \times 6 \times 1 = 253,2 \text{ dan}$$

3- Poids des poutres secondaires :

$$G_{ps} = P_{ps} \times l \times n$$

$$G_{ps} = 30,7 \times 5 \times 1 = 153,5 \text{ dan}$$

4- poids propre du poteau :

$$G_{\text{pot}} = 187 \times 4 \times 1 = 748 \text{ daN}$$

5-Poids du plancher étage courant :

$$G_{\text{EC}} = 445 \times 30 = 13350 \text{ daN}$$

Alors,

$$N_{\text{EC}} = 1,35(282 + 253,2 + 153,5 + 748 + 13350) + 1,5 \times 7500$$

$$N_{\text{EC}} = 31212,045 \text{ da}$$

c- calcul de N_{sd} :

$$N_{\text{sd}} = N_t + 5 N_{\text{EC}}$$

$$N_{\text{sd}} = 186612,705 \text{ daN}$$

d- Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{400}{21,19} = 18,877$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{400}{7,27} = 55,021$$

e- calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \bar{B}_A = \frac{18,877}{93,9\epsilon} \times \bar{1} = 0,18$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \bar{B}_A = \frac{55,021}{93,9\epsilon} \times \bar{1} = 0,54$$

$\bar{\lambda}_{\text{max}} = \bar{\lambda}_z = 0,54 > 0,2 \implies$ il ya risque de flambement il faut vérifier que : $N_{\text{sd}} < N_{\text{b, Rd}}$

$$N_{\text{b, Rd}} = \chi_{\text{min}} \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

β_A coefficient qui tient compte de la classe de la section ; HEB500 est de classe 1 alors $\beta_A = 1$.

χ_{min} : coefficient de réduction déterminé en fonction de l'élancement réduit au moyen du tableau suivant pour choisir la courbe de flambement correspondant à la section.

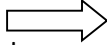
Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
$\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1,66 > 1,2$	y-y	a
$t_f = 28 \text{ mm} < 100$	z-z	b

Courbe de flambement b $\implies y = 1$

Courbe de flambement c $\implies z = 0,9114$

$$\chi_{\text{min}} = 0,9114$$

$$N_{\text{b, Rd}} = 0,9114 \times 1 \times \frac{238,6 \times 2750}{1,1} = 543650,1$$

$N_{sd} < N_{b, Rd}$  le poteau est vérifié au flambement
Pour des raisons constructives, on opte pour des HEB 500.

III.2.2 Etude du plancher collaborant :

V.1- Introduction :

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calcul du type de plancher.

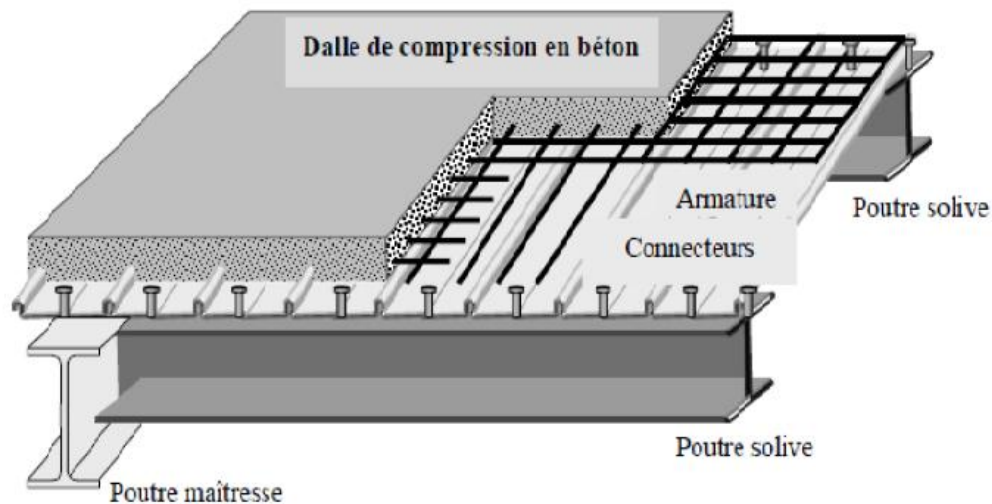


Figure V-1: Plancher mixte a dalle collaborante.

Détails typiques du plancher collaborant

Entre axe des solives : $l = 1.2\text{m}$

Portée des solives : $L = 5$

Epaisseur moyenne de la dalle en béton : $t = 100\text{ mm} = 0.1\text{ m}$

Largeur de la dalle collaborant : $b = \min (l ; L/4) = 1.25\text{m}$ « Art 4.2.2.1 – EC4 »

Hauteur de la solive : $h = 0.18\text{m}$

V.2- Avantages des dalles mixtes :

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes et étant la solution la plus économique et la plus rapide du point de vue exécution.

V.3- Etude du plancher mixte à dalle collaborant:

L'étude de ce type de plancher se fait par deux vérifications :

- Vérification au stade de construction
- Vérification au stade définitif.

V.3.2- Etude des solives (IPE180) :

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	G kg/m	A m ²	h mm	B mm	tf mm	tw mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wel-y cm ³	Iy cm	Iz cm
IPE 180	42,2		300									

1- Vérification au stade du montage (avant la prise du béton) :

1-1) Evaluation des charges :

À ce stade il faut tenir compte des charges suivantes :

a) Charges permanentes :

- poids propre de la solive..... $g_s=18,8\text{dan/m}$.
- poids de la tôle (toleTN40)..... $g_p=10 \times 1,2=12\text{dan/m}$.
- poids propre de la dalle $g_c=2500 \times 0,1 \times 1,2=300\text{dan/m}$.

$$G=330,8\text{dan/m}$$

b) charges variables :

une charge de construction (ouvriers, les matériels..etc.),.... $q_m=100 \times 1,2=120\text{dan/m}$.

ELU	ELS
qsd=1,35G+1,5Qm	qsd=G
qsd= 626,58dan/m	qsd=330,8dan/m

a) Détermination de la classe de la section (IPE180) :

• **âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 2754 < 72\xi = 72 \implies \text{l'âme est de classe- 1-}$$

• **semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{91}{8} = 5,69 < 10\xi = 10 \implies \text{l'âme est de classe- 1-}$$

l'IPE180 est de classe 1

b) vérification de l'effort de tranchant :

Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{plyRd}$

$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}$; la valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$V_{plyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$; la résistance plastique au cisaillement de la section

A_{vz} ; l'aire de cisaillement de la section

AN:

$$V_{sd} = \frac{626,58 \times 10^{-2} \times 5}{2} = 15,66 \text{ kn}$$

$$V_{plyRd} = \frac{11,25 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} = 138,761 \text{ kn}$$

$V_{sd} < V_{plyRd} \dots \dots \dots \text{ok}$

c) vérifications du moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{sd} < M_{c,Rd}$; ($M_{c,Rd} = M_{ely,Rd}$).

Avec :

M_{sd} : la valeur de calcul du moment fléchissant de la section ; $M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8}$

$M_{ely,Rd}$: le moment de résistance élastique de la section ; $M_{ely,Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}$

W_{ely} : le module élastique de la section

Donc :

$$M_{sd} = \frac{626,58 \times 10^{-2} \times 5^2}{8} = 19,58 \text{ kn}$$

$$M_{elyRd} = \frac{166,4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{2} = 41,6 \text{ kn}$$

$M_{sd} < M_{elyRd} \dots \dots \dots \text{Ok}$

1-4) Vérification à l'ELS :

Condition à vérifier : $f_{max} < f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{330,8 \times 5000^4 \times 10^{-2}}{2,1 \times 10^6 \times 1317} = 9,73 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{5000}{300} = 16,67 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm} \dots \dots \dots \text{ok}$

1-5) Vérification au déversement :

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral ce qui empêche le déversement.

L'IPE180 est vérifié au stade de montage.

III.2.2.1.3 Vérification du pontage métallique

Le pontage métallique de type HAIRCOL59 conçu comme coffrage perdu lors de la phase d'exécution de la dalle collaborante doit supporter son poids propre, le poids du béton frais ainsi que la surcharge des ouvriers et du matériel d'exécution. La vérification du pontage sera faite pour une bonde de 1ml de largeur.

$$G_{pn} = 11.97 \times 1.00 + 2500 \times 1.00 \times 0.1 = 261.97 \text{ [kg/ml]} = 2.61 \text{ [kN/ml]}$$

$$Q_{pn} = 100.00 \times 1.00 = 100.00 \text{ [kg/ml]} = 1.00 \text{ [kN/ml]}$$

Les combinaisons de charges à considérer sont :

$$q_{pn1} = 1.35 G_{pn} + 1.5 Q_{pn} = 1.35 \times 2.61 + 1.5 \times 1.00 = 5.037 \text{ [kN/ml]}$$

$$q_{pn2} = G_{pn} + Q_{pn} = 2.61 + 1.00 = 3.62 \text{ [kN/ml]}$$

a. Caractéristiques du pontage type HAIRCOL59

Les caractéristiques géométriques et mécaniques du pontage métallique de type HAIRCOL59 (Hauteur = 59mm et Epaisseur = 1mm) extraites du catalogue du fournisseur sont :

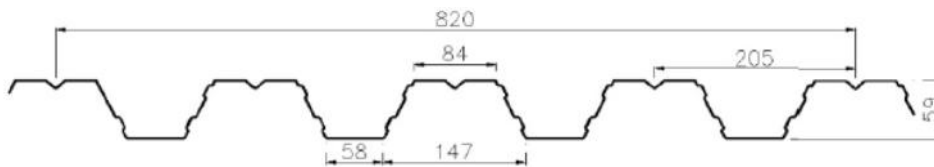
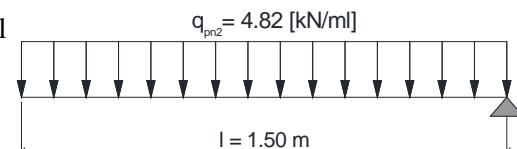


Figure III-5 : Pontage métallique type HAIRCOL59

Module d'Yong : $E = 210000 \text{ MPa}$

Limite d'élasticité : $F_y = 320 \text{ MPa}$

Moment d'inertie : $I_y = 74.56 \text{ cm}^4/\text{ml}$



Module d'inertie : $W_{ply} = 28.03 \text{ cm}^3/\text{ml}$

b. Vérification de la flèche

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{1.20}{250} \times 10^2 = 0.48 \text{ cm}$$

$$\overline{E}_y = \frac{5}{384} \cdot q_{pn2} \times \frac{l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times 3.62 \times \frac{(1.20)^4}{210000 \times 10^3 \times 74.56 \times 10^{-8}} = 0.0006 \text{ m} = 0.06 \text{ cm}$$

$[\overline{E}_y = 0.06 \text{ cm}] < [\delta_{\max} = 0.48 \text{ cm}] \rightarrow$ La flèche est vérifiée.

c. Vérification de la contrainte de flexion simple

$$M_{y.sd} = \frac{q_{pn1} \times l^2}{8} = \frac{5.037 \times (1.20)^2}{8} = 0.91 \text{ [kN/m]}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{28.03 \times 10^{-6} \times 320 \times 10^3}{1.1} = 8.15 \text{ [kN/m]}$$

$[M_{y.sd} = 0.91 \text{ kN.m}] < [M_{ply.Rd} = 8.15 \text{ kN/m}]$

\rightarrow La contrainte de flexion simple est vérifiée.

Conclusion : le pontage métallique de type HAIRCOL59 résiste à la phase montage et peut jouer le rôle de coffrage perdu pour la dalle collaborante sans la nécessité d'étayements.

2-Vérification au stade finale (après la prise du béton) :

Par opposition au stade de montage, les vérifications doivent être effectuées après le durcissement du béton pour la dalle mixte qui assure la résistance.

2-1) Plancher étage courant :

2-1-1) Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

Revêtement en carrelage.....	44 dan/m ²
Mortier de pose.....	40 dan/m ²
Couche de sable.....	36 dan/m ²
Dalle en béton armé.....	250 dan/m ²
Faux plafond.....	10 dan/m ²
Tôle d'acier nervurée tn40.....	10 dan/m ²
Solive.....	18,8 dan/m

G_{EC} = 486,8 dan/m

b) les charges variables:

charge d'exploitation..... $Q_{EC} = 150 \times 1, 2 = 180 \text{ dan/m}$

2 1-2) combinaisons d'action :

ELU	ELS
$q_{sd} = 1,35 G_{EC} + 1,5 Q_{EC}$ $q_{sd} = 927,18 \text{ dan/m}$	$q_{sd} = G_{EC} + Q_{EC}$ $q_{sd} = 669,8 \text{ dan/m}$

2-1-3-) caractéristiques de la dalle mixte :

a) calcul de la largeur participante de la dalle en béton :

$$b_{eff} = \min \left(2 \times \frac{l_0}{8} ; e \right)$$

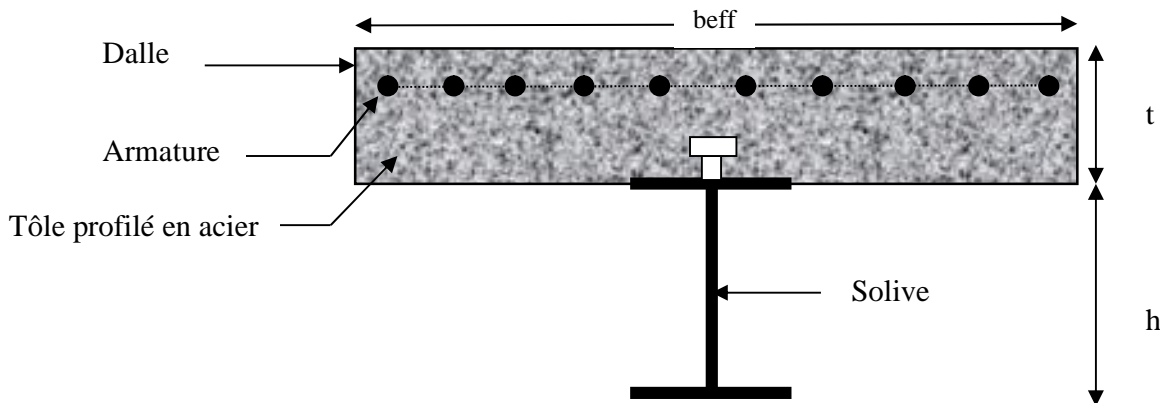
Avec :

$l_0 = l$: la longueur de solive ; $l = 5\text{m}$

e : entres axes des solives ; $e = 1,2\text{m}$

Donc :

$$b_{eff} = \min \left(2 \times \frac{4}{8} ; 1,02 \right) \implies b_{eff} = 1\text{m}$$



b) Section équivalente acier-béton :

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton B par un coefficient d'équivalence n.

$$S = A + \frac{b}{n}$$

Avec :

A : section de l'IPE180 ; $A = 23,9\text{cm}^2$

B : section de la dalle en béton ; $B = t \times b_{eff} = 10 \times 100 = 752\text{cm}^2$

N : coefficient d'équivalence ; $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

$$S = 23,9 + \frac{752}{15} = 90,56 \text{ cm}^2$$

2-1-4) vérifications à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{plyRd}$

Avec :

$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}$; la valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$V_{plyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{mo}}$; la résistance plastique au cisaillement de la section.

A_v ; l'aire de cisaillement de la section.

AN:

$$V_{sd} = \frac{927,18 \times 5}{2} = 2317,95 \text{ dan}$$

$$V_{PlyRd} = \frac{11,25 \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,1} = 16237,976 \text{ dan}$$

$V_{sd} < V_{PlyRd}$ **OK**

b) vérification du moment fléchissant:

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{cRd}$ ($M_{cRd} = M_{plyRd}$).

$$m_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{8} = \frac{927,18 \times 5^2}{8} = 2897,44$$

Calcul de la distance de l'axe neutre plastique a la fibre supérieure du béton (z) :

- Résistance de la section en acier :

$$f_d = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{23,9 \times 27500}{1,1} = 597500 \text{ dan}$$

- Résistance de la section du béton

$$F_b = \frac{0,85 \times b_{eff} \times \eta_c \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

h_c : hauteur de la dalle seul ; $h_c = 0,94t = 0,94 \times 10 = 9,4 \text{ cm}$

$$F_b = \frac{0,85 \times 1000 \times 9,4 \times 25}{1,5} = 133166,667 \text{ dan}$$

$F_b > F_a$, donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

$$F_a = F_b \implies Z = \frac{\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}}{\frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}}$$

Avec:

F_a : résistance plastique du profilé en traction.

F_b : résistance plastique de la dalle de compression.

$$f_y = 275 \text{ n/mm}^2 \quad f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ n/mm}^2 \quad \gamma_a = 1,1 \quad \gamma_b = 1,5$$

$$Z = \frac{\frac{23,9 \times 10^2 \times 275}{1,1}}{\frac{0,85 \times 1000 \times 25}{1,5}} = 42,176 \text{ mm}$$

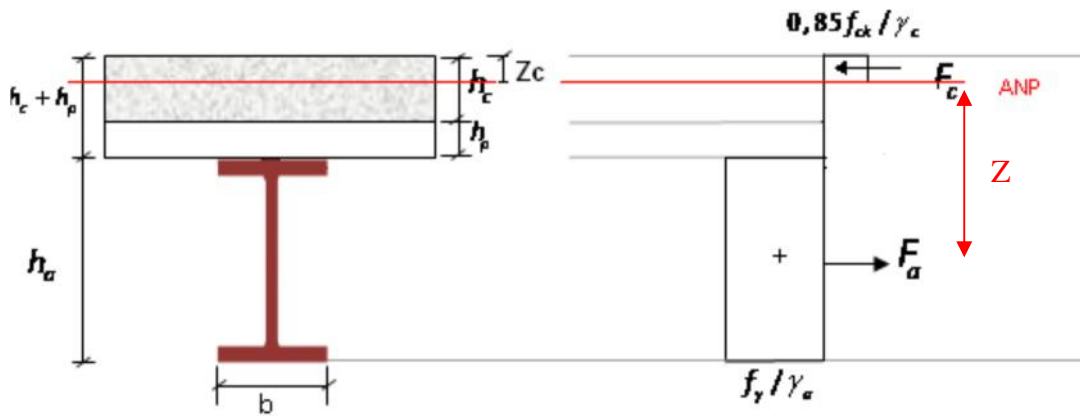


Figure V.4 : Répartition des contraintes plastiques

- Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{PlyRd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

h : hauteur totale du profilé

t : épaisseur totale de la dalle (tôle + béton)

Donc :

$$M_{PlyRd} = \frac{23,9 \times 10^2 \times 275}{1,1} \left(\frac{18}{2} + 9,4 + 0,59 - \frac{4,22}{2} \right) = 100858 \text{ dan/m}$$

$$M_{sd} < M_{PlyRd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

2-1-5) Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{adm}$

- Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{I_b}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{t+h}{2} + d \right)^2$$

Avec :

IA : inertie propre de l'IPE ; IA=541,2cm⁴

hc : hauteur de la dalle seul ; hc= 0,94t = 0,94x8 =7,52cm

IB : inertie de la section en béton ;

$$I_B = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{100 \times 9,4^3}{12} = 6921,53 \text{ cm}^4$$

d : distance du centre de gravité du profilé (GA) a l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$b_{eff}$$

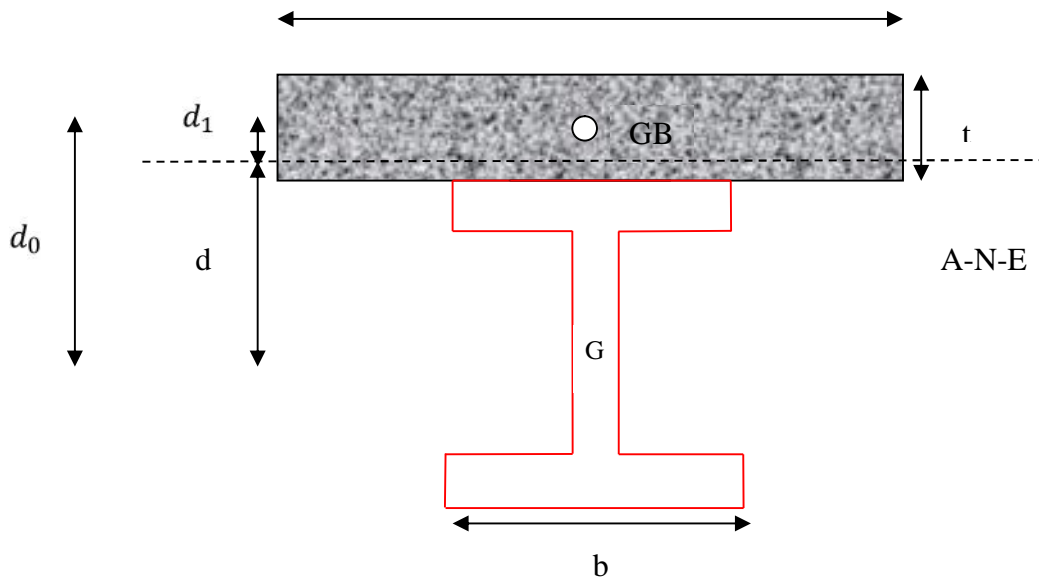


Figure V.5 : position de l'axe neutre

$$S_A = S_B$$

$$Ad = \frac{B}{n} t + \frac{h}{2} - d \implies d = \frac{\frac{b_{eff} \times 0,94t}{n} t + \frac{h}{2}}{A + \frac{b_{eff} \times 0,94t}{n}}$$

$$d = \frac{\frac{b_{eff} \times 0,94t}{n} t + \frac{h}{2}}{A + \frac{b_{eff} \times 0,94t}{n}}$$

$$d = \frac{\frac{100 \times 9,4}{15} \frac{10+18}{2}}{23,9 + \frac{100 \times 9,4}{15}} = 13,754 \text{ cm}$$

Donc:

$$I_y = 1317 + 23,9 \times (13,75)^2 + \frac{100 \times 9,4^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times 9,4}{15} + \frac{10+18}{2} - 13,75^2$$

$$I_y = 6359,785 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{927,18 \times 10^{-2} \times 500^4}{2,1 \times 10^6 \times 6359,758} = 0,565 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{300} = \frac{500}{300} = 16,67 \text{ mm}$$

$$f_{\max} < f_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{ok}$$

2-1-6) Calcul des contraintes dans la section mixte :

Calcul de W_{ply} :

$$M_{ply} = W_{ply} \times \frac{f_y}{y_{m0}}$$

$$W_{ply} = \frac{M_{ply}}{\frac{f_y}{y_{m0}}} = \frac{100858 \times 10^4}{\frac{275}{1,1}} \times 10^{-3} = 4034,32 \text{ cm}^3$$

a- Dans le béton

$$b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{ply}} = \frac{2897,44 \times 10^4}{15 \times 4034,32 \times 10^3} = +0,48 \text{ mpa}$$

b- Dans l'acier

$$\sigma_{ar} = \frac{M_{sd}}{W_{ply}} = \frac{2897,44 \times 10^4}{4034,32 \times 10^3} = -7,18 \text{ mpa}$$

2-1-7) Calcul des contraintes additionnelles dues au retrait :

1- Effort de retrait :

$$N_r = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{e_a \times A_a} + \frac{1}{e_b \times A_b}} = \frac{2 \times 10^{-4}}{\frac{1}{210000 \times 2390} + \frac{1}{14000 \times 94000}} = 72666,307 \text{ n}$$

2-Moment de retrait :

$$M_r = N_r \times d_0 = 72666,307 \times 0,1375 = 9991,62 \text{ n/m}$$

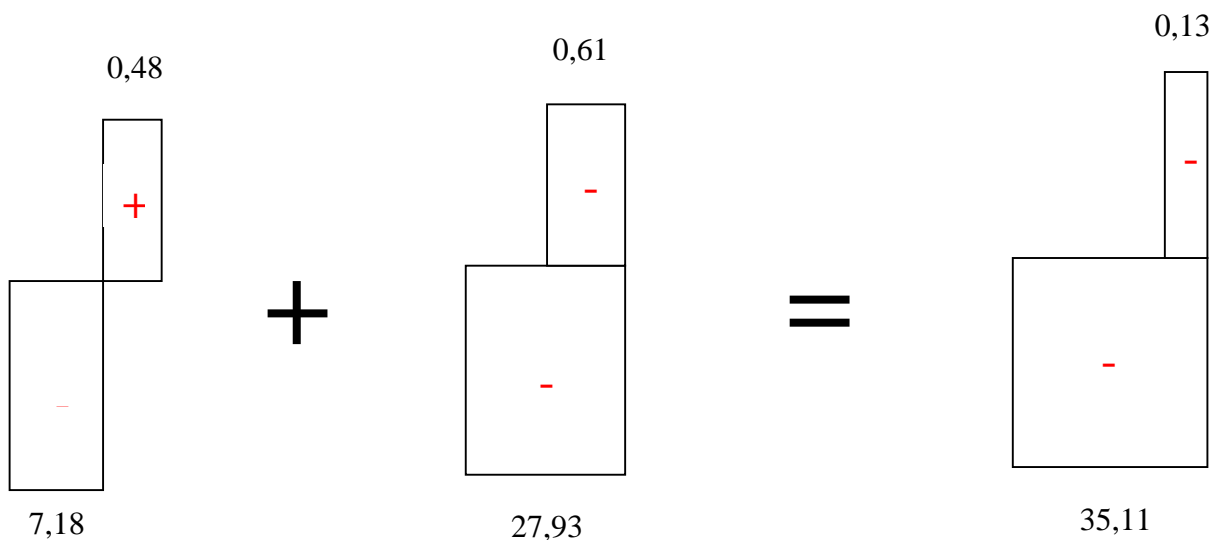
3- Les contraintes dues au retrait:

a- Dans le béton :

$$b_r = -\frac{N_r}{A_b} + \frac{M_r}{n \times W_{ply}} = +\frac{9991,62 \times 10^3}{15 \times 4034,32 \times 10^3} - \frac{72666,307}{94000} = 0,61 \text{ mpa}$$

b- Dans l'acier

$$\sigma_{ar} = -\frac{N_r}{A_a} + \frac{M_r}{n \times W_{ply}} = +\frac{9991,62 \times 10^3}{4034,32 \times 10^3} - \frac{72666,307}{2390} = -27,93 \text{ mpa}$$



2-2) Plancher terrasse :

2-2-1) évaluation des charges :

a) Charges permanentes :

- Couche de gravillon.....85 daN/m²
- Etanchéité multi couches.....12 daN/m²
- Isolation thermique (liège).....16 daN/m²
- Dalle en béton armé.....250 daN/m²
- Faux plafond.....10 daN/m²
- Tôle d'acier nervurée(TN40).....10 daN/m²
- Solive18,8daN/m

G_{EC} = (453x1,02)+12,9=474,96 dan/m

b) les charges variables:

- charge d'exploitationQ_t = 150 x1, 2=180dan/ m
- charge de neigeN=10 dan/ m
- charge du ventW=153,066 dan/ m

ELU	ELS
$q_{sd} = 1,35G_t + 1,5W + 1,5 \times 0,67 \times Q_t + 1,5 \times 0,6 \times S$ $q_{sd} = 1065,339 \text{ dan/m}$	$q_{sd} = G_t + W + 0,67 \times Q_t + 0,6 \times S$ $q_{sd} = 758,066 \text{ dan/m}$

2-2-3) Vérification à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{plyRd}$

Avec :

$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}$; la valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$V_{plyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0}}$; la résistance plastique au cisaillement de la section.

A_v; l'aire de cisaillement de la section.

AN:

$$V_{sd} = \frac{1065,339 \times 5}{2} = 2663,348 \text{ dan}$$

$$V_{plyRd} = \frac{11,25 \times 2750}{\sqrt{3} \times 1,1} = 16237,97 \text{ dan}$$

$V_{sd} < V_{plyRd}$**OK**

b) vérification du moment fléchissant:

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c,Rd} = (M_{c,Rd} = M_{ply,Rd})$.

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} = \frac{1065,339 \times 5^2}{8} = 3329,184 \text{ dan.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{23,9 \times 10^2 \times 275}{1,1} \left(\frac{18}{2} + 9,4 + 0,59 - \frac{4,22}{2} \right) = 100858 \text{ dan/m}$$

$M_{sd} < M_{ply,Rd}$ok

2-2-4) vérification de la rigidité : $f_{max} \leq f_{adm}$

$I_y = 6359,785$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{E_{I_y}} = \frac{5}{384} \times \frac{758,066 \times 10^{-2} \times 500^4}{2,1 \times 10^6 \times 6359,758} = 0,462 \text{ cm} \implies f_{max} = 4,62 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{500}{300} = 1,66 \text{ cm} \implies f_{adm} = 16,6 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ok

2-2-5) Calcul des contraintes dans la section mixte :

a- Dans le béton

$$b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{ply}} = \frac{3329,184 \times 10^4}{15 \times 4034,32 \times 10^3} = 0,55$$

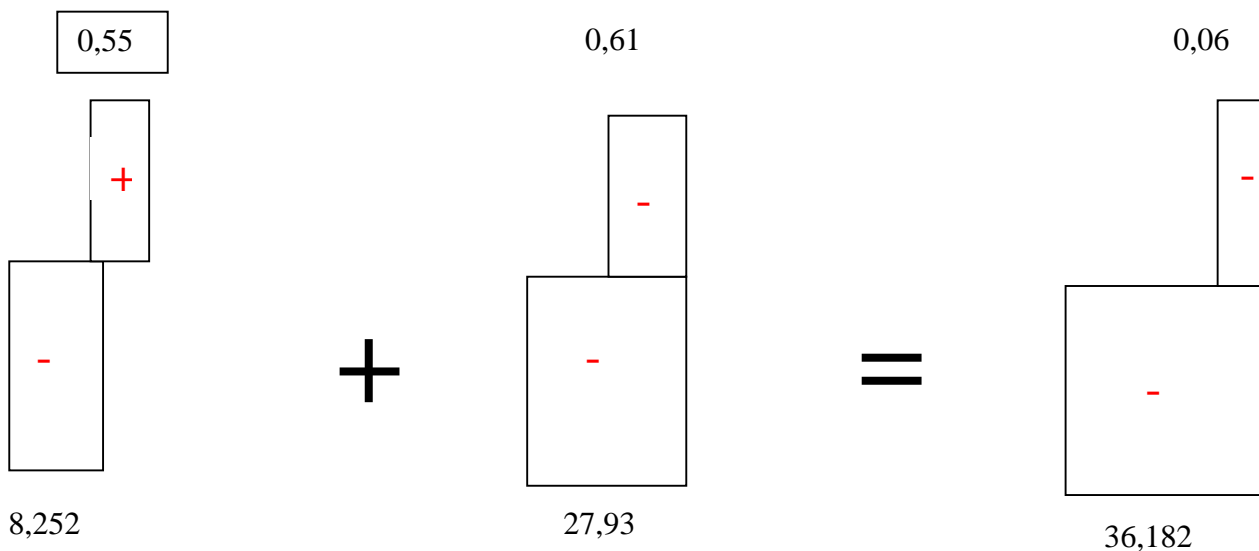
b- Dans l'acier

$$a_r = \frac{M_{sd}}{W_{ply}} = \frac{-3329,184 \times 10^4}{4034,32 \times 10^3} = -8,252$$

2-2-6) Calcul des contraintes additionnelles dues au retrait :(voir 2-1-6)

$\sigma_{br} = -0,61 \text{ Mpa}$

$a_r = -27,93 \text{ mpa}$



V-3-2-5) Calcul de la connexion Acier-béton :

La connexion entre la dalle en béton et la poutre métallique est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs, qui ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi leur séparation (le soulèvement de la dalle).

a) les types de connecteurs :

Les connecteurs peuvent classés en plusieurs catégories

Equerres en acier façonné à froid : il s'agit de connecteurs souples, fixés sur la poutre métallique par clouage au pistolet .il sont utilisés exclusivement pour les poutres mixtes de bâtiments.

Butées : il s'agit de connecteurs rigides, soudés sur la poutre métallique.

Goujons à tête : il s'agit de connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode. L'emploi des goujons à tête est cependant le plus courant grâce à sa facilité et sa rapidité de pose, de plus ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions .ils permettent également une bonne redistribution de l'effort rasant en raison de leur flexibilité

b) Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4 :

-Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon.

-Le diamètre ne doit pas être inférieur à $1,25d$.

-La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à $0,20d$ ni la hauteur minimale inférieure à $[0,15 \times d]$.

-Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur d'au moins $0,4d$, où d est le diamètre du fût du goujon.

Les autres dimensions sont montres sur la figure suivante :

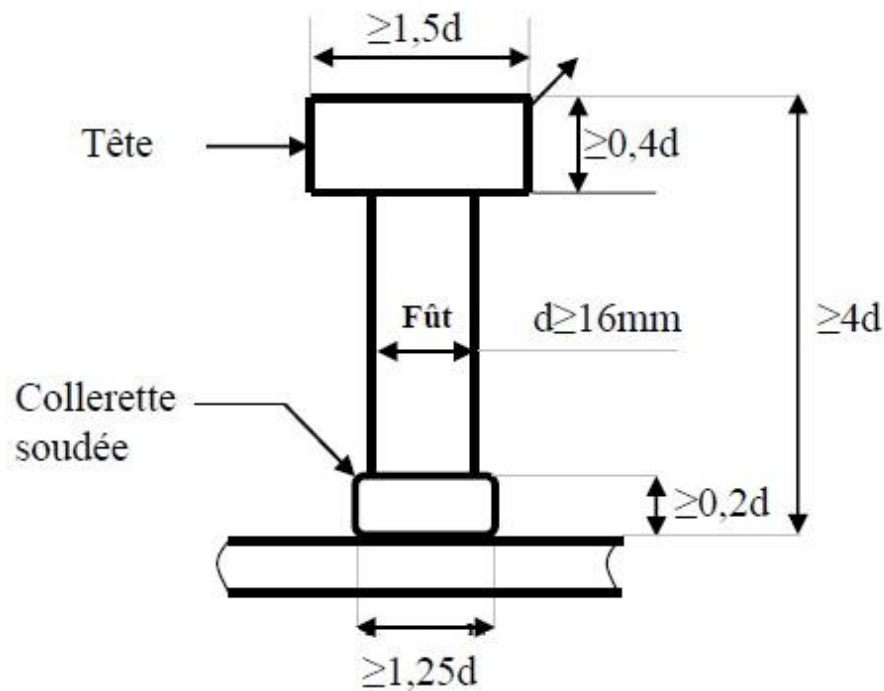


Figure VI-6 : Dimensions minimales des goujons

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles: de hauteur $h=75\text{mm}$ et de diamètre du fût $d=16\text{mm}$

C) calcul du Nombre de connecteurs n :

$$n \geq \frac{v_1}{P_{rd}}$$

V_1 : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

C-1) Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur :

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé automatiquement avec un bourrelet normal à partir de l'une des formules ci-après :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} P_{rd} = 0,8f_u \frac{d^2}{4\gamma_v} \times K_t \\ P_{rd} = 0,29ad^2 \frac{1}{f_{ck}E_{cm}\gamma_v} \times K_t \end{cases}$$

Où l'on désigne par :

$d=16\text{mm}$: Le diamètre du fût du goujon.

$F_u=430\text{N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$F_{ck}=25\text{Mpa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$E_{cm}=29 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$: La valeur moyenne du module sécant du béton.

$h/d=75/16=4,68 > 4$, donc $\gamma_v = 1$.

$h = 75 \text{ mm}$: La hauteur hors-tout du goujon.

$\gamma_v = 1,25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

K_t : Coefficient minorateur donné par l'expression suivant ; Les nervures de la tôle sont perpendiculaires à l'axe de la poutre.

$$K_t = \frac{0,7 b}{nr} \frac{p}{2p} - 1 = \frac{0,7 \times 102}{1 \times 40} \frac{75}{40} - 1 = 1,56 > 1, \text{ donc } K_t = 1$$

AN :

$$P_{rd1} = 0,8 \times 430 \times \frac{360 \times 16^2}{4} \times \frac{1}{1,25} \times 1 = 55304,192 \text{ n}$$

$$P_{rd2} = 0,29 \times a \times d^2 \times \frac{1}{25 \times 29,103} \times \frac{1}{1,25} \times 1 = 50570,465 \text{ n}$$

$P_{rd} = \min (P_{rd1}, P_{rd2}) = 50570,465 \text{ N}$.

C-2) Calcul de l'effort rasant :

$$V_I = \min \left\{ \begin{aligned} V_I^1 &= F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{23,9 \times 275 \times 10^2}{1,1} = 597500 \text{ n} \\ V_I^2 &= F_a = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times \gamma_c = 0,85 \times \frac{25}{1,5} \times 1000 \times 94 = 1331666,667 \text{ n} \end{aligned} \right.$$

Cet effort rasant se transmet sur une longueur critique qui est égale à la distance séparant la section d'appuis (V_{max}) et la section à mi travée (M_{max}).

$$l_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{5000}{2} = 2500 \text{ mm}$$

Par unité de longueur, l'effort rasant est de :

$$V_I = \frac{V}{l_{cr}} = \frac{597500}{2500} = 239 \text{ N/mm}^2$$

Le nombre de connecteurs pour une connexion complète :

$$n = \frac{v_1}{F_{rd}}$$

$$n = \frac{597500}{50570,465} = 11,81 \text{ donc } 12 \text{ connecteurs ;}$$

Pour toute la poutre, on aura besoin de 24 connecteurs.

Espacement entre connecteur :

$$e = \frac{l}{n} = \frac{500}{24} = 20,83$$

soit 25 cm

V.3.3- Etude des poutres secondaires:

Puisque les solives (IPE 180) sont vérifiées, alors les poutres secondaires (IPE240) sont automatiquement vérifiées car elles reprennent les mêmes charges verticales que les solives.

III 2.2.2.10 Calcul du ferrailage de la dalle

Le calcul du ferrailage de la dalle sera fait en flexion simple selon les règles BAEL91- Version 99.

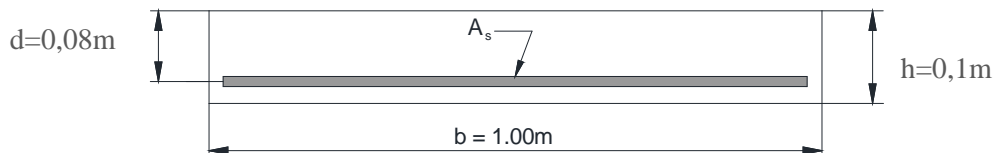
La section minimale d'armature sera vérifiée selon les règles RPA99- version 2003.

a. Calcul du moment fléchissant

$$M_u = \frac{q_{d3} \cdot l^2}{8} = \frac{927,18 \times 10^{-2} \times (1.2)^2}{8} = 1.669 \text{ [kN.m]}$$

b. Calcul des armatures

Le calcul sera fait par bandes de 1ml de large en assimilant la dalle à une poutre.



$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ [MPa]}$$

« Art A.4.3.4 – BAEL 91 »

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{1.669 \times 10^{-3}}{1.00 \times (0.08)^2 \times 14.20} = 0.018$$

$$= 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right] = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022} \right] = 0.028$$

$$= 0.028 < 0.259 \Rightarrow \text{pivot A "As = 0"}$$

$$Z_b = d \cdot \left[1 - 0.4 \times \mu_{bu} \right] = 0.08 \times \left[1 - 0.4 \times 0.028 \right] = 0.079 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 434 \text{ [MPa]}$$

$$A_s = \frac{1.669 \times 10^{-3}}{434 \times 0.097} \times 10^4 = 0.4 \text{ cm}^2$$

c. Ferrailage minimum selon l'RPA99- version 2003

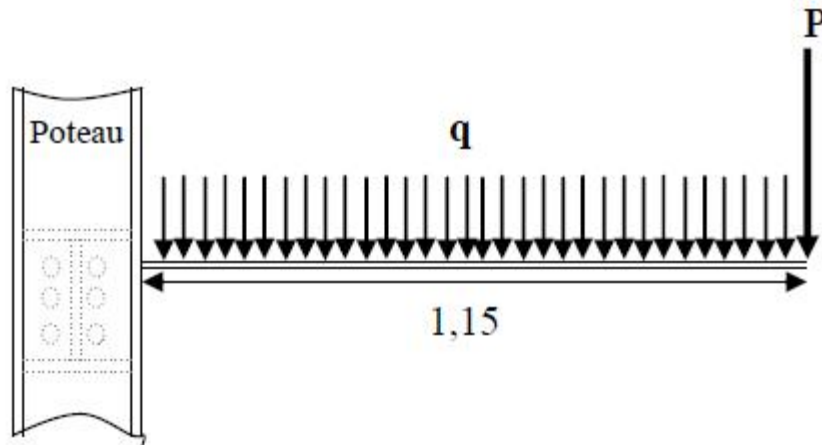
Selon l'article 7.5.2.1 des règles RPA99, un pourcentage minimum d'armature égale à 0.5% de la section transversal du béton doit être assuré.

$$A_{\min} : 0.5 \times 1.00 \times 0.1 \times \frac{10^4}{100} = 5 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Nous optons pour on trier soude de 4 espase de 20 cm

VII- Etude des éléments secondaires :

VII.2- Etude la console du balcon :



VII.2.1- Evaluation des charges :

▪ charges permanentes :

- Dalle en béton :.....200daN/m²
- TN40:.....10daN/m²
- mortier de pose :.....36daN/m
- couche de sable36dan/m²
- Revêtements carrelage :.....40daN/m²
- poids du mur :.....130dan/m

-charge totale : $380 \times \frac{6}{2} + 130 = 1270 \text{ dan/m}$

-Poids du garde corps: $p = 130 \times 1 \times \frac{6}{2} = 390 \text{ dan}$

▪ charges d'exploitation :

$Q = 350 \times \frac{6}{2} = 1050 \text{ dan/m}$

VII.2.2- Combinaison d'action :

ELU :

$q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1270 + 1,5 \times 1050 = 3289,5 \text{ dan/m}$

$P_{ELU} = 1,35 p = 1,35 \times 390 = 526,5 \text{ dan}$

ELS:

$$q_{ELS} = G + Q = 1270 + 1050 = 2320 \text{ dan/m}$$

$$p_{ELS} = p = 260 \text{ dan}$$

VII.2.3- Pré-dimensionnement de la console du balcon :(condition de rigidité) :

$$f_{max} = \frac{q_{ELS} \times l^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{p_{ELS} \times l^3}{3 \times E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{900 \times q_{ELS} \times l^3 + 2400 \times p_{ELS} \times l^2}{24 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{(900 \times 2320 \times 1,15^3 + 2400 \times 390 \times 1,15^2) \times 10^4}{24 \times E} = 875,684 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE 180 avec $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

VII.2.4- Vérification à l'ELU :

a- Détermination de la classe de la section (IPE140) :

• âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{4} = 36,5 < 72\varepsilon = 72 \implies \text{l'âme est de classe- 1-}$$

• semelle comprimée :

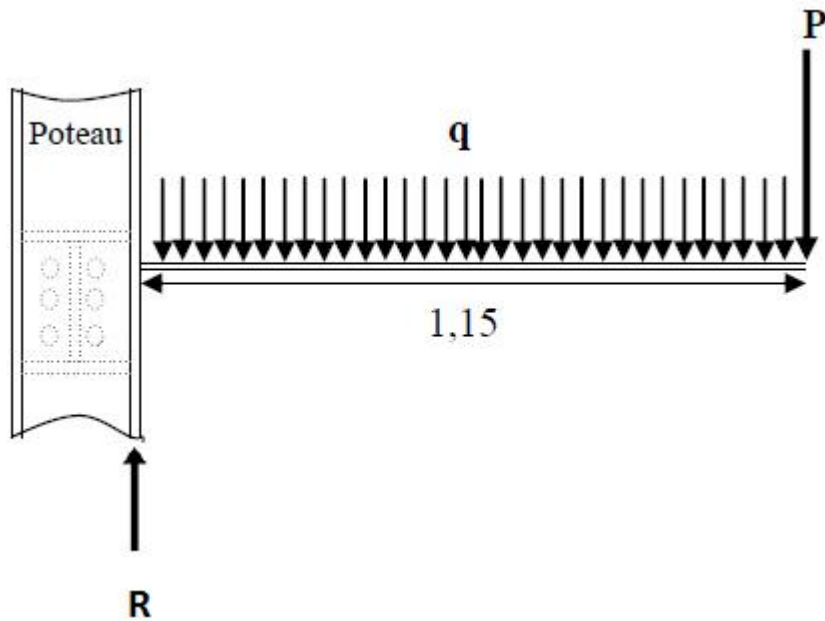
$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{91}{8} = 5,68 < 10\varepsilon = 10 \implies \text{la semelle est de classe - 1-}$$

l'IPE180 est de classe 1

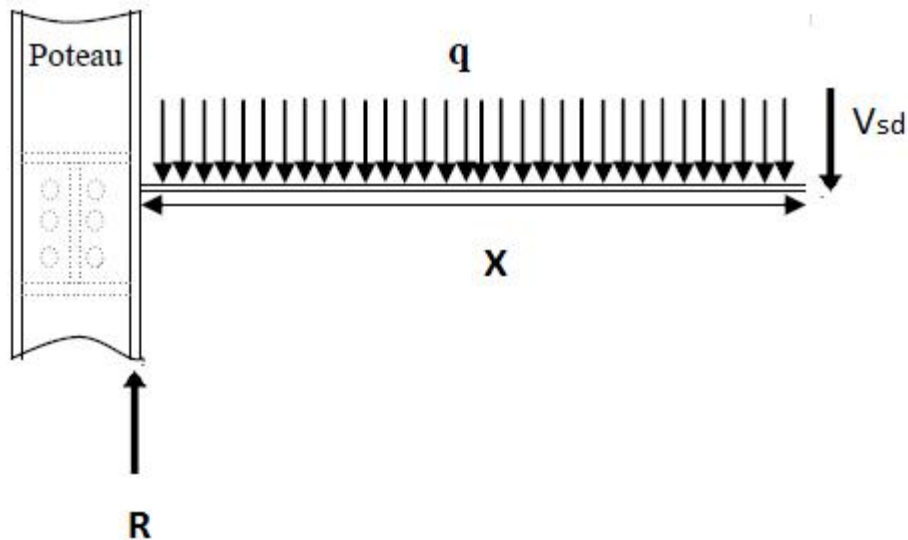
b- Vérification de l'effort tranchant :

Détermination de la réaction d'appuis R :

$$\Sigma F_v = 0 \implies R = q_l + p = 3289,5 \times 1,15 + 526,5 = 4309,425 \text{ dan}$$



• Détermination de l'effort tranchant V_{sd} :



$$V_{sd} = ql + p - qx$$

$$\text{À } x=0 : V_{sd} = ql + p = 3289,5 \times 1,15 + 526,5 = 4309,425 \text{ dan}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} = \frac{11,25 \times 2750}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1637,97 \text{ dan}$$

$$V_{sd} = 4309,425 \text{ dan} < V_{plRd} = 1637,97 \text{ dan} \dots \dots \dots \text{ok}$$

$V_{sd} = 4309,425 \text{ dan} < 0,5 V_{plRd} = 0,5 \times 1637,97 = 818,99 \text{ dan}$ alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

c- Vérification du moment fléchissant:

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 \times 2750}{1,1} = 4160 \text{ dan/m}$$

$$\Sigma M/O=0; M_{sd} = pl + \frac{q+l^2}{2} = 526,5 \times 1,15 + \frac{3289,5+1,15^2}{2} = 2250,886 \text{ dan.m}$$

$$M_{y\text{sd}}=2250,886 \text{ dan.m} < M_{plyrd} =4160\text{dan.m}.....\text{ok}$$

VII.2.5- Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

a) Calcul du moment critique au déversement M_{cr} :

$$M_{cr} = c_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\left| \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} \right|}$$

$$M_{cr} = 1,879 \times \frac{3,14^2 \times 210000 \times 68,31 \times 10^4}{2300^2} \sqrt{\left| \frac{3,96 \times 10^6}{68,31 \times 10^4} + \frac{2300^2 \times 84000 \times 360 \times 10^4}{3,14^2 \times 210000 \times 68,31 \times 10^4} \right|}$$

$$M_{cr}=94682898,03 \text{ N.mm}$$

b) Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 123,9 \times 10^3}{94682898,03}} = 52,05$$

c) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 275 \quad \lambda_1 = 86,80$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times 1 = \frac{52,05}{86,8} \times 1 = 0,6$$

d) détermination de χ :

On considère la courbe de flambement a et on lit à partir du tableau

$$\chi = 0,890$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{brd} = 0,8900 \times 1 \times 166,4 \times \frac{2750}{1,1 \times 10^{-2}} = 370240 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2250,886 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 370240 \text{ daN.m}$, il ya pas de risque au déversement donc l'IPE180 est opté comme console du balcon.

VII.3- Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumise à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontale ($Q = 1 \text{ KN/ml}$) du à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

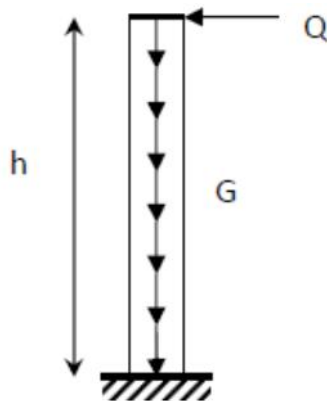


Figure VI-5 : schéma statique de l'acrotère

VII.3.1- Evaluation des charges :

$$G = \gamma_b \times S = 2500 \times 0,06 = 150 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 100 \text{ daN}$$

VII.3.2- Evaluation des sollicitations :

$$\text{Dues à G : } N_G = 150 \text{ daN, } M_G = 0 \text{ daN.m, } T_G = 0 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Dues à Q : } N_Q = 0 \text{ daN, } M_Q = 100 \times 0,45 = 45 \text{ daN.m, } T_G = 100 \text{ daN/ml}$$

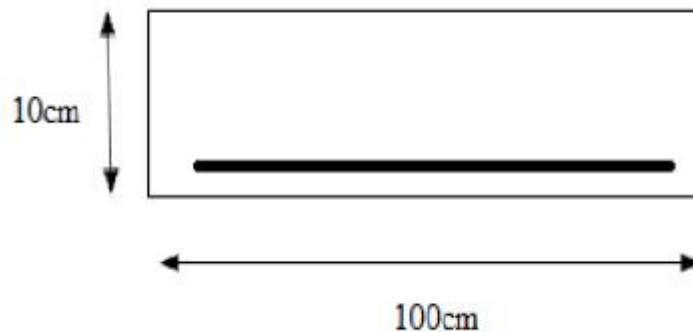
VII.3.3- Combinaison d'action:

ELU	ELS
$N_u = 1,35 \times N_G = 202,5 \text{ dan}$	$N_s = N_G = 150 \text{ dan}$
$M_u = 1,5 \times M_Q = 67,5 \text{ dan.m}$	$M_s = M_Q = 45 \text{ dan.m}$
$T_u = 1,5 \times N_h = 150 \text{ dan}$	$T_s = N_h = 100 \text{ dan}$

VII.3.4- Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m de largeur.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec : $b \times h = (10 \times 100) \text{ Cm}$.



1- Calcul des armatures a l'ELU :

a- Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{67,5}{202,5} = 0,33 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 0,03$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c$$

D'où le centre de pression est à l'extérieure de la section .N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée .on calculera la section en flexion simple puis à la flexion composée

b- En flexion simple :(sous M_f)

Le moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des aciers tendus :

$$\text{Le moment fictif : } M_f = N_u \times (e_u + h/2 - c)$$

$$M_f = 202,5 \times (0,33 + 0,1/2 - 0,02) = 72,9 \text{ dan.m.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{72,9 \times 10^4}{100 \times 80^2 \times 142} = 0,008 < 0,186; \beta = 0,996$$

Section simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{72,9 \times 10^4}{0,996 \times 80 \times \frac{400}{1,15}} = 0,26 \text{ cm}^2$$

c- En flexion composée ($N_u + M_f$) :

$$A_u = A_f - \frac{N}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_u = 0,26 - \frac{2025}{\frac{400}{1,15}} = 0,20 \text{ cm}^2$$

2- Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité du béton :

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1 / 400 = 0,966 \text{ Cm}^2$$

$A_u < A_{\min}$ donc le ferrailage se fera avec A_{\min} \Rightarrow soit $4\Phi 8$ avec $A = 2,01 \text{ cm}^2$. On prévoit des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2; \text{ Soit } 3\Phi 6, A_r = 0,85 \text{ cm}^2.$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \times b} = 150 / 100 \times 8 = 0,1875$$

$$\tau'_u = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ Mpa})$$

$$\tau'_u = \min(2,5, 3 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,1875 < \tau'_u = 2,5 \text{ Mpa}$, donc pas de risque de cisaillement.

3- Calcul des armatures à l'ELS :

a- position de centre de pression :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{45}{150} = 0,3 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 0,03$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c$$

D'où le centre de pression est à l'extérieure de la section .N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée .on calculera la section en flexion simple puis à la flexion composée

b- En flexion simple :(sous M_f)

Le moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des aciers tendus :

Le moment fictif : $M_f = N_s \times (e_s + h/2 - c)$

$$M_f = 150 \times (0,3 + 0,1/2 - 0,02) = 49,5 \text{ dan.m.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{49,5 \times 10^4}{100 \times 80^2 \times 142} = 0,005 < 0,186; \beta = 0,997$$

Section simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{72,9 \times 10^4}{0,997 \times 80 \times \frac{400}{1,15}} = 0,18 \text{ cm}^2$$

c- En flexion composée ($N_s + M_f$) :

$$A_s = A_f - \frac{N_s}{f_e \gamma_s} = 0,18 - \frac{1500}{400 \times 1,15} = 0,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'ELU conviennent.}$$

4- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

➤ **Dans l'acier**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 15\eta \right\}$$

$\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 15 \times 1,6 \right\} = \{240, 266,6\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{On a: } P_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$P_1 = 0,25 \quad \beta_1 = 0,920$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{45 \times 3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 30,42 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{ok}$$

➤ **Dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,50} \times 240 = 5,05 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{ok}$$

5- Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales F_p agissant sur l'acrotère doit être inférieure à l'action de la main courante N_h :

$$F_p = 4 A C_p W_P$$

Avec :

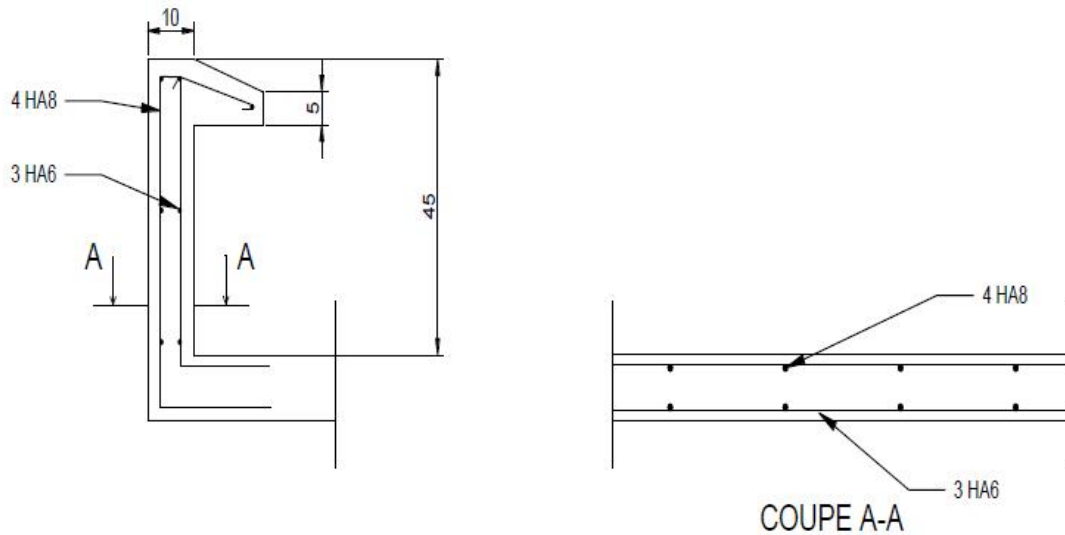
A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau **(4-1) du RPA99** pour la zone et le groupe d'usage appropriés ; (Zone II-A, groupe d'usage O 1) \Rightarrow **A = 0,3**

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1) **C_p = 0,3**

W_p : poids de l'acrotère ; **W_p = 150 daN/ml**

AN:

F_p = 4 x 0,3 x 0,3 x 150 = 54 daN/ml < N_H = 100 daN.....ok



VII.1- Etudes des escaliers :

VII.1.1- Introduction :

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, La longueur des marches s'appelle l'embranchement(L), la largeur s'appelle giron(g) et la hauteur c'est la contre marche (h), figure IV.1

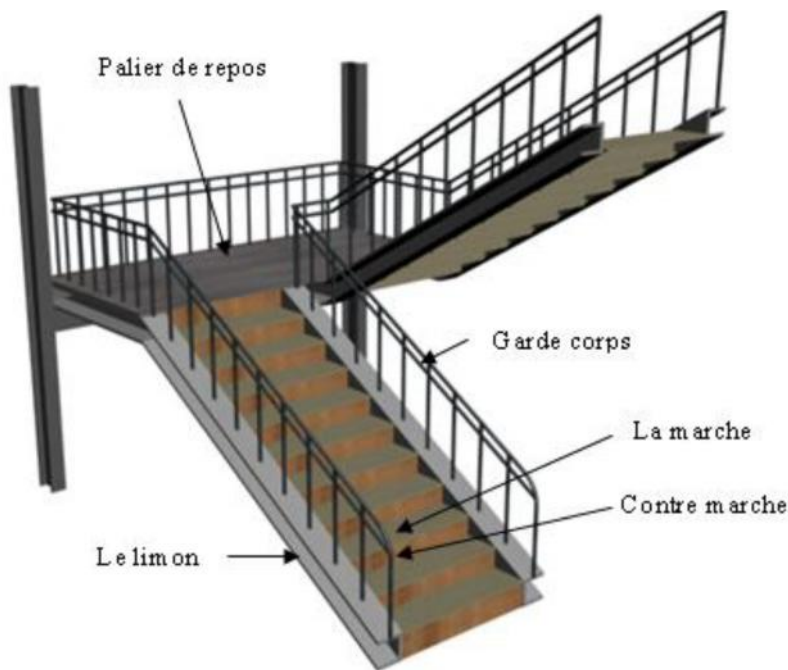


Figure VII-1 : vue d'un escalier

- **Palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.
- **Garde corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

VII.1.2- Choix des dimensions :

Le choix des dimensions se fait selon la formule de RONDELET suivante :

$$600 g + 2h = 660$$

Avec :

h : hauteur de marche ; h = 190mm.

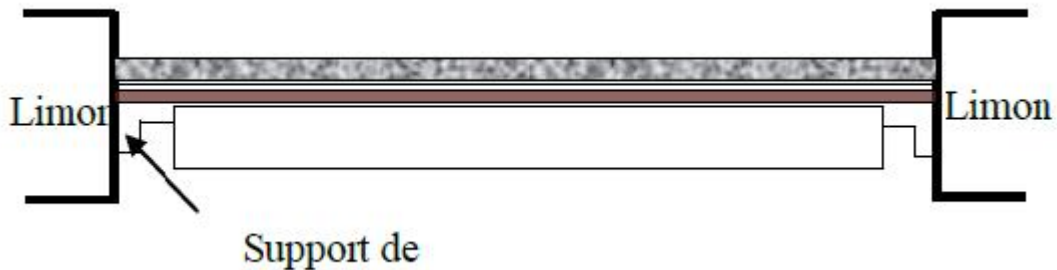
g : la largeur de la marche (giron) ; g = 300mm.

Sachant que la hauteur de l'étage H est égal à 4000mm le nombre de contremarche n sera de :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{4000}{190} = 21 \text{ contre marche}$$

$$n-1=21-1=20 \text{ marche}$$

VII.1.3- Dimensionnement des supports de marches :



- Longueur de la marche : 1,3 m
- Largeur de la marche : 0,3m

1- Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes:**

- tôle d'épaisseur 8 mm:..... 72dan/m²

- mortier de pose :..... 40daN/m²

- revêtements carrelage :.....44daN/m²

Charges totale : G= (72+44+40) x 0,3 =46,8dan/m

- **Charges d'exploitation** : Q =250 x 0,3=75dan/m.

2- Pré dimensionnement des supports de marches : (condition de rigidité) :

On a une poutre posée sur deux appuis simples et une charge uniformément répartie donc la

$$\text{flèche est : } f = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ , et } f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$Q_{ELS} = G+Q = 46,8+75= 121,8\text{dan/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sd} \times l^3 \times 300}{384 \times E} ; I_y \geq \frac{5 \times 121,8 \times 130^3 \times 10^{-2} \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 4,978$$

On opte pour une cornière L40 x 40 x 5 avec : $I_y = 5,43 \text{ cm}^4$

Vérification à l'ELU :

$$Q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(46,8 + 2,97) + 1,5 \times 75 = 179,69 \text{ dan/m}$$

a- Classe de la section : la cornière est de classe 1.

b- Vérification de l'effort tranchant $v_{sd} < v_{plrd}$

$$V_{ysd} = \frac{q_{ELU} \times l}{2} = \frac{179,69 \times 1,3}{2} = 116,799 \text{ dan}$$

$$V_{yplrd} = \frac{A \times f_y}{3 \times 1,1} = \frac{3,79 \times 2750}{3 \times 1,1} = 5470,39 \text{ dan}$$

$$v_{sd} < v_{plrd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

$V_{ysd} = 116,799 \text{ dan} < 0,5 V_{yplrd} = 0,5 \times 5470,39 \text{ dan}$ alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

c- Vérification du moment fléchissant : $M_{ysd} < M_{elyrd}$

$$M_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l^2}{8} = \frac{179,69 \times 1,3^2}{8} = 37,96 \text{ dan.m}$$

$$M_{elyrd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1,91 \times 2750}{1,1} = 4775 \text{ dan.m}$$

$$M_{sd} < M_{elyrd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

2.1- Vérification à l'ELS: $f_{max} < f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{121,8 \times 10^{-2} \times 130^4}{2,1 \times 10^6 \times 5,43} = 0,397 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{130}{300} = 0,43 \text{ cm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \dots \dots \dots \text{ok}$$

La cornière L40×40×5 est adopté com me support des marches.

VII.1.4- Dimensionnement des limons :

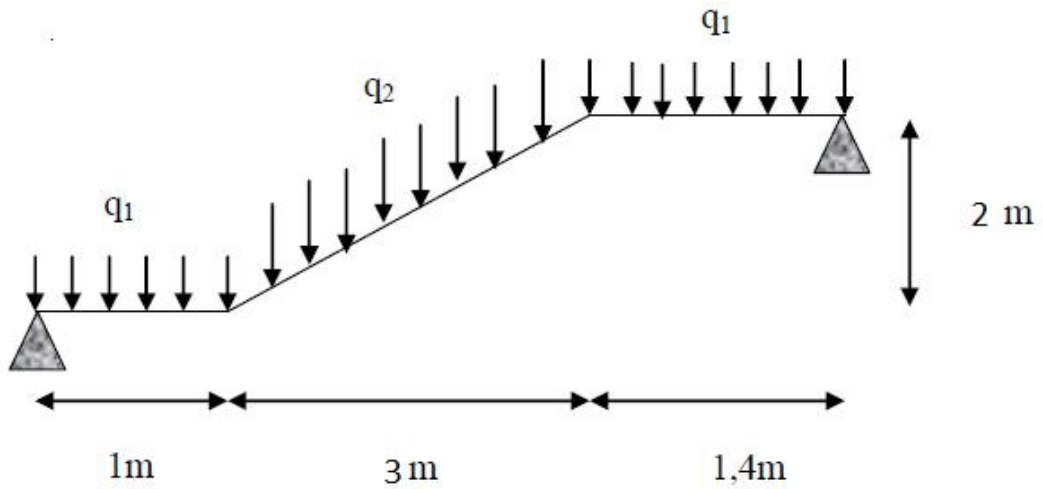


Figure VII-3 : Charges appliquées sur un limon

1- Evaluation de charges :

a) Charges permanentes

▪ **Volée :**

-Cornière L40.40.5 :..... $2,97 \times 1,3/0,3=12,87 \text{ dan/m}$.

-Tôle d'épaisseur (e =8mm) :..... 72 daN/m^2

-Mortier de pose :..... 40 daN/m^2

-Revêtements carrelages :..... 44 daN/m^2

-Garde corps (cloison) :..... 100 daN/m

-Charge sur un limon: $G_v = (72+40+44) \times 1,3/2 + 12,87 + 100 = 214,27 \text{ dan/m}$

▪ **Palier :**

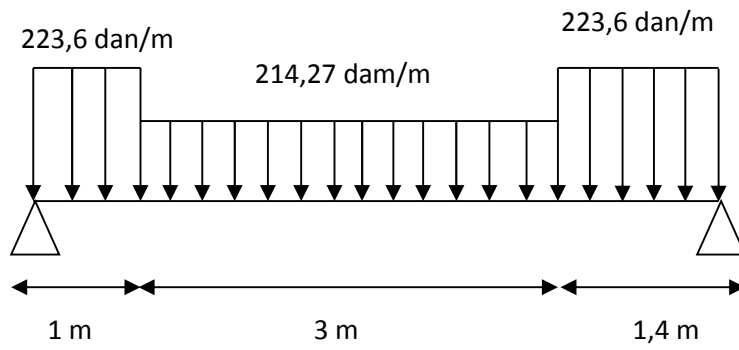
-Dalle en béton (e=10cm) :..... 250 daN/m^2

-TN40 :..... 10 daN/m^2

-Mortier de pose :..... 40 daN/m^2

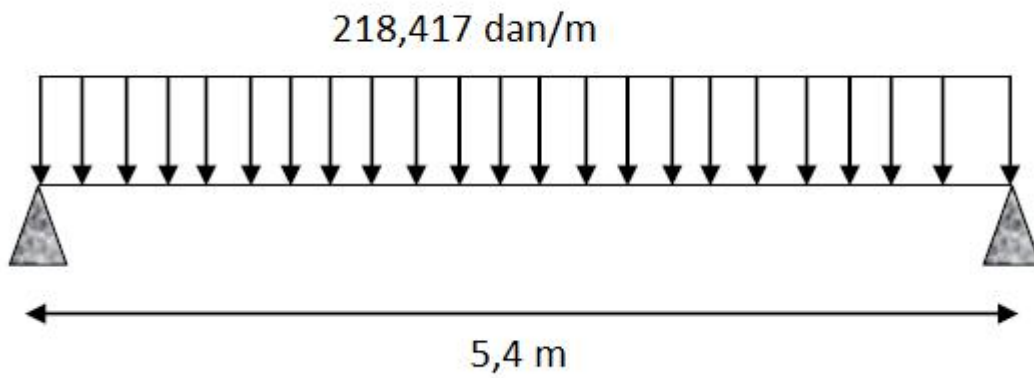
-Revêtements carrelage :..... 44 daN/m^2

Charge totale : $G_p = (200+10+40+44) \times 1,3/2 = 223,6 \text{ dan/m}$



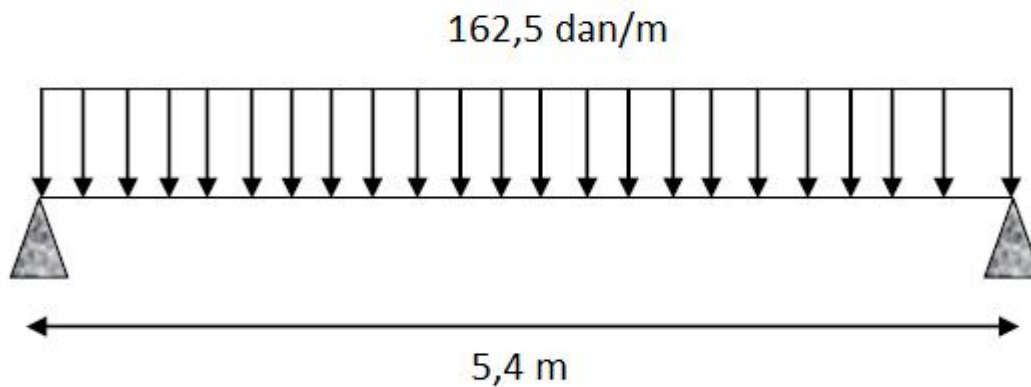
On peut exprimer G_P et G_V par une charge équivalente calculée par la formule suivante :

$$G_{eq} = \frac{223,6 \times 1 + 1,4 + 214,27 \times 3}{5,1} = 218,417 \text{ dan/m}$$



b) Charges d'exploitations :

$$Q = 250 \times 1,3/2 = 162,5 \text{ dan/m}$$



On considère le limon comme une poutre simplement appuyée posée chargée par un chargement uniforme.

$$f = f_G + f_Q = \frac{5 \times G_{eq} \times l^4}{384 \times EI} + \frac{5 \times Q_{eq} \times l^4}{384 \times EI} \quad f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \frac{5 \times (G_{eq} + Q_{eq}) \times l^3 \times 300}{384 \times E} ; \quad I_y \frac{5 \times 380,917 \times 10^{-2} \times 540^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \quad 1115,713$$

cm^4

On opte pour un UPN180 avec $I_y = 1350 \text{ cm}^4$

2- Vérification à l'ELU :

a- Classe de la section :

- âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{133}{8} = 16,62 < 72\varepsilon = 72 \quad \Longrightarrow \text{l'âme est de classe-1-}$$

- semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w}{t_f} = \frac{62}{11} = 5,63 < 10\varepsilon = 10 \quad \Longrightarrow \text{la semelle est de classe-1-}$$

b- Vérification de l'effort tranchant : $v_{sd} < v_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{(1,35G_{eq} + 1,5Q) \times l}{2} = \frac{538,613 \times 1,3}{2} = 1454,255 \text{ dan}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{3 \times 1,1} = \frac{15,09 \times 2750}{3 \times 1,1} = 21780,539 \text{ dan}$$

$v_{sd} < v_{plrd}$ ok

$V_{sd} = 1454,225 \text{ dan} < 0,5V_{plRd} = 0,5 \times 21780,539 = 10890,269 \text{ dan}$ alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

c- Vérification du moment fléchissant :

$$M_{ysd} = \frac{(1,35G_{eq} + 1,5Q) \times l^2}{8} = \frac{538,613 \times 5,4^2}{8} = 1963,244 \text{ dan.m}$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{179 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 4475 \text{ dan/m}$$

$M_{ysd} < M_{PlyRd}$Ok

3- Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{ysd} \leq M_{PlyRd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

1) Calcul du moment critique au déversement M_{cr}

$$M_{cr} = c_1 \times \frac{2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\left| \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{2 \times E \times I_z} \right|}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 210000 \times 114 \times 10^4}{5400^2} \sqrt{\left| \frac{5,57 \times 10^6}{114 \times 10^4} + \frac{5400^2 \times 84000 \times 2,55 \times 10^4}{3,14^2 \times 210000 \times 114 \times 10^4} \right|}$$

$$M_{cr} = 14907135,94 \text{ N.mm}$$

2) Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 1,91 \times 10^3}{14907135,94}} = 16,48$$

c) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 275 \quad \lambda_1 = 86,80$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{52,05}{86,8} = 0,19$$

d) détermination de χ :

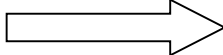
On considère la courbe de flambement a et on lit à partir du tableau 6-5

$$\chi = 1$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{brd} = 1 \times 1 \times 179 \times \frac{2750}{1,1 \times 10^{-2}} = 4475 \text{ daN.m}$$

$$M_{yrd} = 1963,224 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 4475 \text{ daN.m}$$

il ya pas de risque de déversement  L'élément est vérifié

VII.1.5- Dimensionnement de la poutre palière :

1) Evaluation des charges :

a- Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R » :

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\text{ELU : } R = (1,35G_{eq} + 1,5Q) \times \frac{l}{2}$$

$$R = (1,35 \times 218,417 + 1,5 \times 162,5) \times \frac{5,4}{2} = 1454,452 \text{ dan}$$

$$\text{ELS } R = (G_{eq} + Q) \times \frac{l}{2}$$

$$R = (218,417 + 162,5) \times \frac{5,4}{2} = 1028,476 \text{ dan}$$

b- Charge du mur extérieur :

$$G_{mur} = 276 \times 2 = 552 \text{ dan/ml}$$

Charge équivalente :

$$\text{ELU: } \frac{4 \times R}{3,05} + 1,35G_m = 2652,678$$

$$\text{ELS: } \frac{4 \times R}{3,05} + G_m = 1900,821$$

2) Pré dimensionnement de la poutre palière (Condition de rigidité $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$) :

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{eq} \times l^3 \times 300}{384 \times E} ; I_y \geq \frac{5 \times 1900,821 \times 305^3 \times 10^{-2} \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 1003,186$$

Soit un IPE180 ; avec $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

3) Vérification à l'ELU :

a- Classe de la section :

- **âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 31,8 < 72\varepsilon = 72 \implies \text{l'âme est de classe- 1-}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{91}{8}}{7,4} = 5,68 < 10\varepsilon = 10 \implies \text{la semelle est de classe - 1-}$$

IPE180 est de classe 1

b- Vérification de l'effort tranchant : $v_{sd} < v_{plrd}$

$$V_{ysd} = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{2652,678 \times 3,05}{2} = 16237,976 \text{ dan}$$

$$V_{plyrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{3 \times 1,1} = \frac{11,25 \times 2750}{3 \times 1,1} = 16237,976 \text{ dan}$$

$v_{sd} < v_{plrd} \dots \dots \dots \text{ok}$

$V_{sd} = 4054,334 \text{ dan} < 0,5V_{plRd} = 0,5 \times 16237,976 = 8118,988 \text{ dan}$ alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

c- Vérification du moment fléchissant : $M_{ysd} \leq M_{plyRd}$

$$M_{sd} = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{2652,678 \times 3,05^2}{8} = 3084,567 \text{ dan.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 4160 \text{ dan/m}$$

$M_{ysd} < M_{plyRd}$OK

4) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = L_T \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

1) Calcul du moment critique au déversement M_{cr}

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{2 \times E \times I_z}{L^2} \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{2 \times E \times I_z}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 210000 \times 100,9 \times 10^4}{3050^2} \frac{7,43 \times 10^6}{100,9 \times 10^4} + \frac{3050^2 \times 84000 \times 4,79 \times 10^4}{3,14^2 \times 210000 \times 100,9 \times 10^4}$$

$$M_{cr} = 3,40 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

2- Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{2 \times E \times W_{ply}}}{M_{cr}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\sqrt{3,14^2 \times 210000 \times 166,4 \times 10^3}}{3,40 \times 10^7} = 100,665$$

c) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{W}$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon \text{ avec } \epsilon = \frac{235}{f_y} \quad f_y = 275 \quad \lambda_1 = 86,80$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{52,05}{86,8} = 0,15$$

4- détermination de χ :

On considère la courbe de flambement a et on lit à partir du tableau 6-5

$$\chi = 0,5623$$

$$M_{brd} = \bar{\lambda}_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{brd} = 0,5623 \times 1 \times 166,4 \times \frac{2750}{1,1 \times 10^{-2}} = 2339,168 \text{ dan.m}$$

$$M_{yrd} = 3084,567 \text{ m} > M_{b,Rd} = 2339,168 \text{ daN.m}$$

il ya risque de déversement on opte pour un IPE200

5) Vérification au déversement (IPE200) :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{PIRd} = \bar{\lambda}_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

1) Calcul du moment critique au déversement M_{cr}

$$M_{cr} = c_1 \times \frac{2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\left| \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{2 \times E \times I_z} \right|}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 210000 \times 142,9 \times 10^4}{3050^2} \sqrt{\left| \frac{12,99 \times 10^6}{142,9 \times 10^4} + \frac{3050^2 \times 84000 \times 6,98 \times 10^4}{3,14^2 \times 210000 \times 142,9 \times 10^4} \right|}$$

$$M_{cr} = 8,678 \times 10^4 \text{ n.mm}$$

2) Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 220,6 \times 10^3}{8,678 \times 10^4}} = 72,549$$

3) Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{W}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \frac{235}{f_y} \quad f_y = 275 \quad \lambda_1 = 86,803$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{72,549}{86,8} = 0,84$$

4) détermination de χ :

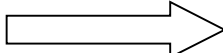
On considère la courbe de flambement a et on lit à partir du tableau 6-5

$$\chi = 0,7721$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{brd} = 0,7721 \times 1 \times 220,6 \times \frac{2750}{1,1 \times 10^{-2}} = 4258,132 \text{ daN.m}$$

$$M_{yrd} = 3084,567 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 4258,132 \text{ daN.m}$$

il ya pas de risque de déversement  L'élément est vérifié