



**République Algérienne Démocratique et
Populaire**
**Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de La
Recherche Scientifique**
Université de Ghardaïa
Faculté des Sciences et Technologies
Département d'Hydraulique & Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie civil

Par : BEN CHIEKH Seddik

CHAICHE Sofian

Thème

**D'ETUDE D'UN BATIEMENT R+3
EN CHARPENTES METALLIQUE**

Devant le jury :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
Nom et prénom	Grade	Université	Examineur
Nom et prénom	Grade	Université	Examineur
Zerzour Ali	Grade	Université	Encadreur

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

*Noustenonstoutd'abordàremercierDieu,letout puissant et
Miséricordieux,quinousadonnélaforceetla patience d'accomplircetravail.*

*Ensecondlieu,nous tenonsàremercierMonsieur ZERZOUR Ali , Nissil .
nécessaireà la réalisationdenotreprojet.*

A

*Nosfamilleset nosamisquiparleursprièreset leursencouragements,
onapu surmontertous lesobstacles.*

Enfin,noustenonségalementà remerciertoutesles
personnesquiontparticipédeprèsou de loin àlaréalisationdece travail.

MERCI À TOUS.

B.C. SEDDIK & C. SOUFIANE

ملخص:

في هذا البحث (دراسة بناية R+3 من هيكل حديدي) قمنا بتصميم بناية عمرانية مكونة من ثلاثة طوابق والطابق الارضي اعتمدنا بشكل اساسي في تصميم البناية على الهياكل الحديدية مع دمج السقف من الخرسانة والجدران من الاجور، قمنا بعرض مجمل ابعاد البناية واختيار المواد المستخدمة ثم حساب الأحمال والتأكد من التصميم.

بعد دراسة الجدوى وجدنا ان هذا النوع من الابنية مكلف من الناحية الاقتصادية ولاكن هو اكثر فعالية ويستهلك وقت اقل بكثير من قت انجاز الابنية الخرسانية، يتم استخدام الهياكل الحديدية بشكل واسع في منشآت العسكرية مثل الثكنة العسكرية لدرك الوطني بالمنية.

كلمات مفتاحية . مسك بالبراغي . تلحيم . خرسانة المسلحة . الطابق

Abstract:

In this research (study of building R+3 of steel structure), we designed an urban building consisting of three floors and the ground floor,

In the design of the building we relied mainly on steel structures with the combination of the concrete roofs and the walls of bricks .

We presented the total dimensions of the building and selected the materials used, then calculated the loads and ensured the design.

After the feasibility study, we found that this type of building is economically costly, but it is more effective and consumes much less time than the concrete buildings, however the steel structures are widely used in military builds such as the military barracks of the National Gendarmerie in Al-Meniaa.

Keywords : planchers welding steel-concrete floors

Résumé:

Dans cette recherche (étude du bâtiment R+3 de structure charpente métallique), nous avons conceptionner un bâtiment urbain composé de trois étages et du rez-de-chaussée,

Dans la conception du bâtiment, nous avons utilisés principalement des structures en charpente métallique avec la combinaison des toits en béton et des murs en briques.

Nous avons présenté les dimensions totales du bâtiment et sélectionné les matériaux utilisés, puis calculé les charges et assuré la conception

Après l'étude de faisabilité, nous avons constaté que ce type de bâtiment est économiquement coûteux, mais il est plus efficace et consomme beaucoup moins de temps que les bâtiments en béton. Cependant, les structures en charpente métallique sont largement utilisées dans les constructions militaires telles que la caserne de la gendarmerie nationale à Al-Menia

Mots clés : Boulonnage ; soudage ; acier-béton ; planchers

Table des matières

Contenu

1.	CHAPITRE I : GENERALITES	7
1.1	Présentation de l'ouvrage.....	7
1.2	Les données géométriques	7
1.3	Règlements utilisés.....	8
1.4	Mode de construction :	8
	CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES	11
1.	Introduction.....	11
2.	Charge permanentes :.....	11
2.1.	Plancher courant :	11
2.2.	Plancher terrasse (inaccessible).....	11
2.3.	Les façades.....	12
2.4.	Acrotère.....	12
2.5.	Escalier.....	12
3.	Charge variable	13
3.1.	Charge d'exploitations.....	13
3.2.	Charges climatiques	13
	CHAPITRE III Prédimensionnements des éléments	28
•	Quelques notions relatives au règlement Eurocode03.....	28
1.1.	Objectif	28
1.2.	Domaine d'application	28
1.3.	Classification des sections transversales selon le Eurocode3.....	29
•	PREDIMENSIONNEMENT	30
.1.	Les solives	30
.2.	Pré dimensionnement des poutres.....	33
.3.	Pré dimensionnement des poteaux	37
1.	Introduction.....	40
2.	Calcul de plancher mixte	40
2.1.	Inertie de montage poutre/dalle	40
2.2.	Calcul du (M).....	41
2.3.	Calcul des contraintes de flexion	41
2.4.	l'effort tranchant :.....	42

2.5.	Contraintes additionnelles de retrait	43
3.	Etude des connecteurs	44
3.1.	Définition :	44
3.2.	Choix des connecteurs.....	44
3.3.	Notation.....	45
3.4.	Calcul des connecteurs	45
3.5.	Vérification des conditions	46
4.	Calcul du ferrailage :(BAEL91.chapitre13)	47
5.	V.5 Calcul et dimensionnement des escaliers	49
5.1.	Les charges appliquées.....	50
5.2.	Pré dimensionnement des éléments de l'escalier	50
Chapitre 5.....		34
Vérification de l'ossature		34
<i>Chapitre5</i>		Error! Bookmark not defined.
<i>Vérification de l'ossature</i>		Error! Bookmark not defined.
1.	Origine des phénomènes d'instabilité	54
2.	Vérification des poteaux :	55
2.1.	Poteau intermédiaire	55
2.2.	Poteau de rive :	58
4.	Vérification du système de contreventement.....	65
4.1.	Vérification des palées en (x) 2UPN200	66
4.2.	Vérification des palées en (V) UPN200.....	67
1.	Introduction.....	Error! Bookmark not defined.
2.	Fonctionnement des assemblages.....	70
3.	Rôle des assemblages.....	71
4.	Calcul des assemblages	72
4.1.	L'assemblage poteau poutre par platine d'extrémité.....	72
4.2.	ATT.....	75
4.3.	ACHE DIAGONALE UPN200- GOUSSET	75
4.4.	Attache DIAGONALE 2UPN200- GOUSSET.....	77
4.5.	Attache de 2UPN sur un gousset au niveau d'intersection :	78
4.6.	Attache des trois barres de la stabilité en (V).....	80
4.7.	Liaison poutre solive par une double cornière	80
1.	Introduction.....	84

2.	Définitions	84
2.1.	La platine d'extrémité	84
2.2.	les tiges d'ancrage.....	84
2.3.	la bêche	84
2.4.	la contre platine	84
3.	Hypothèse.....	85
4.	calcul d'un Pied de poteau encastré	85
4.1.	Caractéristique des tiges	85
4.2.	Positionnement de la tige.....	86
4.3.	Vérification de la contrainte de compression du béton.....	87
4.4.	Vérification des goujons à la traction :.....	87
4.5.	Calcul de l'épaisseur de la platine :	88
4.6.	Schéma représentatif	90
1.	Définition	92
2.	Rappelle.....	92
3.	Choix des fondations.....	92
4.	Dimensionnement des fondations.....	92
4.1.	Stabilité des fondations	92
4.2.	Pré dimensionnement	93
4.3.	Vérification de la stabilité.....	94
4.4.	Vérification de la contrainte	94
1.	Résistance vis-à-vis la corrosion :.....	99
1.1.	Considération à la protection à la corrosion :.....	99
1.2.	Milieus corrosifs.....	99
2.	Résistance au feu	100
2.1.	Les types de protection :	100
2.2.	La protection par écran	100
2.3.	Les systèmes irrigués :.....	101
	Conclusion Générale	104

CHAPITRE I :
GENERALITES

1. CHAPITRE I : GENERALITES

1.1 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet intitulé "étude d'un bâtiment R+3 à usage d'habitation implanté en zone sismique 0 à wilaya de elmenia" est une structure en charpente métallique.

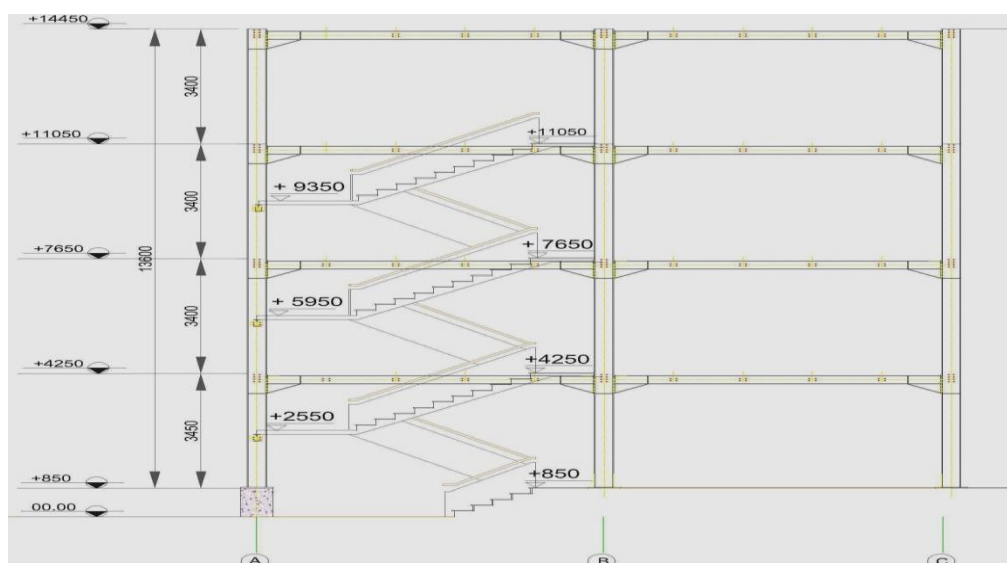
Il s'agit d'un commandement de la Gendarmerie nationale

La surface est **245.07m²**

1.2 LES DONNÉES GÉOMÉTRIQUES

Le présent ouvrage à une forme rectangulaire caractérisée par les dimensions suivantes :

- Longueur totale : 22.05m
- Largeur totale : 10.8m
- Hauteur totale = 13.65m + l'acrotère 0.6 m = 14.25m
- Hauteur de RDC : $H_{rdc}=3.45m$
- Hauteur de premier étage : $H^{1er}=3.4m$
- Hauteur deuxième étage : $H^{2eme}=3.4m$
- Hauteur troisième étage : $H^{3eme}=3.4m$



1.3 RÈGLEMENTS UTILISÉS

Pour justifier la sécurité on se base sur les règlements suivants :

1. règlement Neige et Vent « RNVA99 »
2. règlement parasismique algériennes « RPA99version2003 »
3. béton armé aux états limites « BAEL91 »
4. « DTRB.C2.2 » charge permanentes et charge d'exploitation
5. règlement Eurocode 3 « calcul des structures en acier »

1.4 MODE DE CONSTRUCTION :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception

Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants

I.4.1 Acier de construction pour les éléments de structure :

On admet pour la nuance d'acier E28 qui a comme caractéristique :

résistance limite d'élasticité	$f_y = 27,5 \text{ kg/mm}^2$
module d'élasticité longitudinal	$E = 2.1 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$
-poids volumique	$\rho = 7850 \text{ daN/mm}^2$
Coefficient de dilatation thermique	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$
Module de cisaillement	$G = E / (2(1+\nu)) = 0.8 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$
Coefficient de poisson	$\nu = 0.3$

I.4.2 LE BETON ARME :

A. Le béton

Pour la réalisation des fondations et des planchers, le type de ciment utilisé est le CPA caractérisé par le dosage de **350Kg /m³** dont les autres caractéristiques sont les suivants

- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ daN/mm}^2$
- Résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 2.5 \text{ daN/mm}^2$
- Résistance caractéristique à la traction $f_{t28} = 0.21 \text{ daN/mm}^2$

B. L'acier

Pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres HA type 1 de nuance **FeE40** dont la contrainte limite d'élasticité est $f_e = 40 \text{ daN/mm}^2$

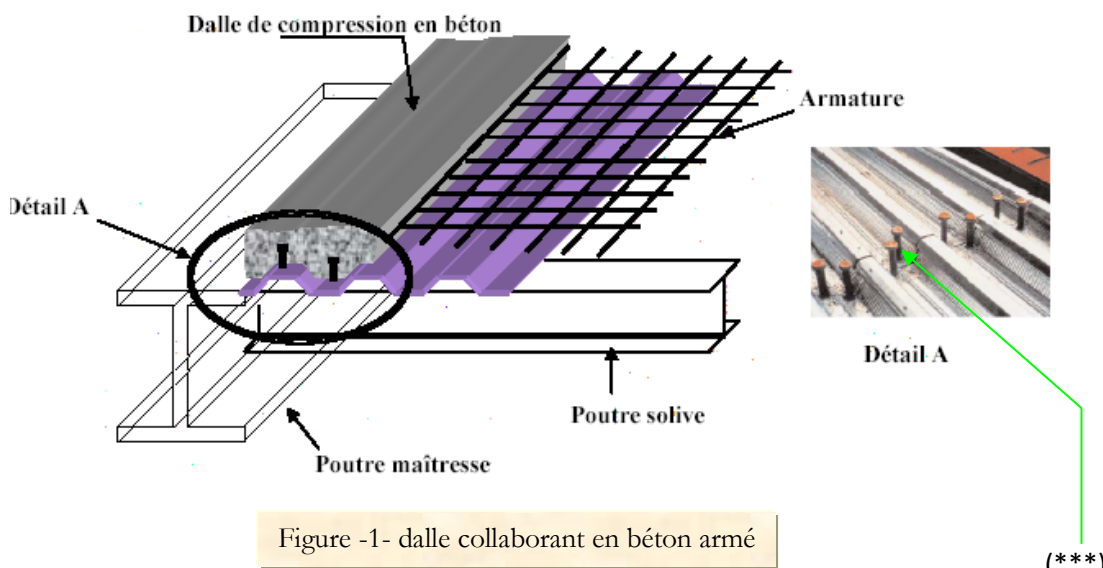
-module d'élasticité longitudinal $E=2.1 \times 10^4$ daN/mm²

I.4.3 Les contreventements

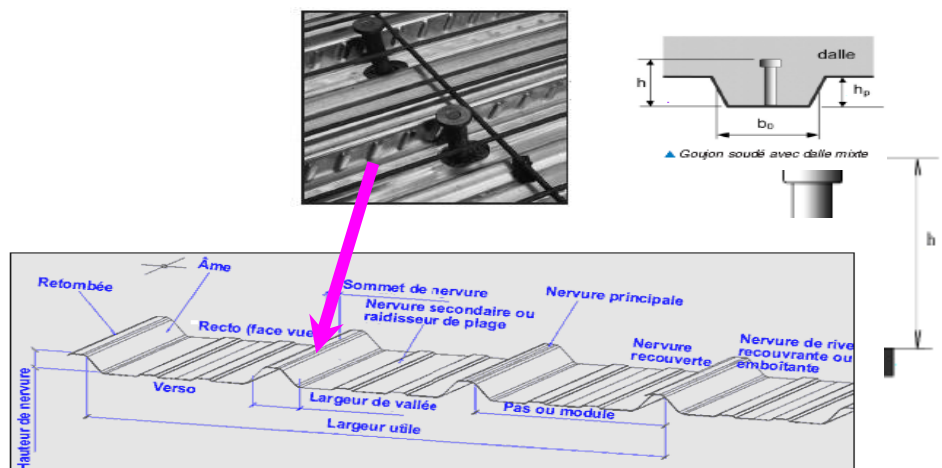
Les paliers de stabilité en (x) dans le sens transversal et paliers en (v) dans le sens longitudinal, elles assurent la verticalité des poteaux et prennent les efforts dus aux séismes et au vent en les transmettant aux fondations.

I.4.4 Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de (8cm) d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu (TN40) contient des connecteurs (goujons) qui assurent la liaison d'ensemble du plancher et le non glissement de la dalle pleine en fin une matelas des solives qui supportes le plancher et ses composantes



(***) Goujons



I.4.5 Les escaliers

Le type d'escalier qui assure la liaison entre étage est composé de 2 volées avec (01) palier de repos métallique.

I.4.6 Les façades

On opte aux briques creuses comme éléments de remplissage.

Les cloisons sont en brique creuse de 10cm d'épaisseur pour la répartition et de 30cm pour les cloisons de périphérique.

CHAPITRE 2 :

EVALUATION DES CHARGES

Dalle collaborant en béton armé (0.08cm) -----200 kg /m²
 $G_{pt}=448\text{kg /m}^2$

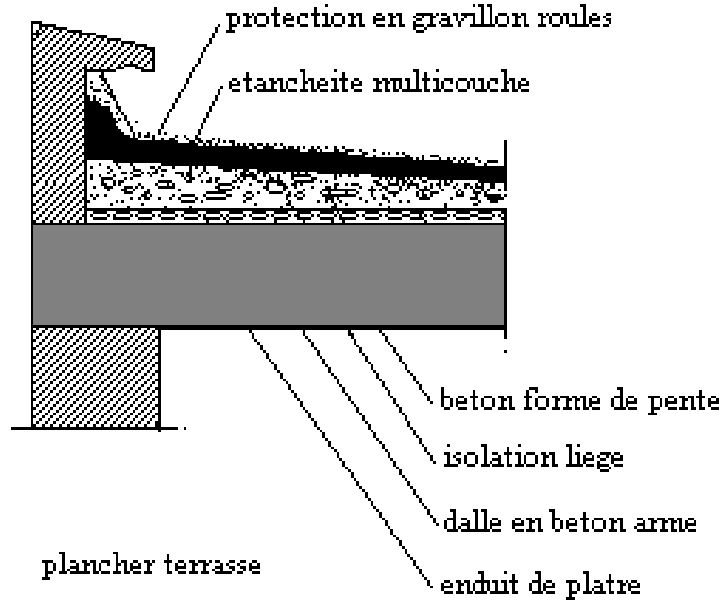


Figure (2.1) : Composition du plancher terrasse.

2.3. Les façades

Enduit plâtre-----10 kg /m²
 Enduit ciment-----20 kg /m²
 Brique creuse 10cm-----90 kg /m²

 $G_{faç}=120\text{kg /m}^2$

2.4. Acrotère

Enduit ciment sur le deux faces-----40 kg /m²
 Acrotère(e=10cm), (suite de cloisons) -----90 kg /m²

 $G_{acr}=130\text{kg /ml}$

2.5. Escalier

Tôle striée (e=5mm) -----	45 daN/m ²
Mortier de pose -----	40 daN/m ²
Revêtement carrelage-----	40 daN/m ²

$$G_{esc} = 125 \text{ daN/m}^2$$

3. Charge variable

Les actions variables Q_i , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

3.1. Charge d'exploitations

Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR (charges et surcharges).

Plancher terrasse inaccessible-----	100 daN/m ²
Plancher étage courant-----	150 daN/m ²
Escalier -----	250 daN/m ²

3.2. Charges climatiques

L'effet de vent

introduction

La surface terrestre est caractérisée par différents niveaux d'absorptions de l'énergie solaire ainsi que réchauffement et de pression dans l'atmosphère.

Le déplacement de l'aire tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par conséquent il produit un mouvement de masse d'aire appelé « VENT » qui par ailleurs conditionnée également par le relief terrestre.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendant de :

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

Les estimations de l'effet de vent se feront on appliquant le règlement Neige et Vent « RNV 99».

Quelques notations

R : la force résultante

F_w : force horizontale correspondant à la résultante des forces agissant sur les parois de la construction et de la force composante horizontale appliquée a la toiture.

F_u : force de soulèvement représentant la composante verticale des forces appliquées à la toiture .

q_j: pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface 'J'

S_j: l'aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : les forces de frottements éventuels

C_d : coefficient dynamique de la construction

W(z_j) : pression nette de l'élément de surface 'J' calculé a la hauteur relative de ce même élément.

q_{dyn} : pression dynamique du vent

C_{pe} : coefficient de pression extérieur

C_{pi} : coefficient de pression intérieur

q_{ref} : pression dynamique de référence pour construction permanente

q_{tem} : pression dynamique de référence pour construction temporelle

C_e : coefficient d'exposition au vent

Z_J : distance vertical a partir du sol au centre de l'élément j verticalement

C_r : coefficient de rugosité

C_t : coefficient de topographie

g: facteur de pointe

I_v : intensité de la turbulence

Z : hauteur considérée

K_t : facteur de terrain

C_{pe ;1} : coefficient de pression correspondant a 1m²

C_{pi ;10} : coefficient de pression correspondant a 10m²

S : surface charger de la paroi considérée

3.les calculs

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent qui est perpendiculaire aux parois de la construction.

La force résultante R est donnée par la formule suivante

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_j) + \sum \mathbf{F}_{frj}$$

a) les données relatives au site

-le site est plat : $C_t=1$ (tabl. 2.5).

-l'ouvrage situe en zone de vent est III (tab2.4)

$$K_t=0.22$$

$$Z_0=0.3 \text{ m}$$

$$Z_{\min}=8\text{m}$$

$$\varepsilon=0.37$$

-zone III : $q_{\text{ref}}=57,5 \text{ daN/m}^2$ (tab2.4)

$$q_{\text{tem}}=41,5 \text{ daN/m}^2$$

b) détermination du coefficient dynamique C_d :

On utilise l'abaque (fig3.2) pour déterminer le coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques

- Direction v1 la lecture pour $h=14.25\text{m}$ et $b=10.8 \text{ m}$ donne $C_d=0.98$
- Direction v2 la lecture pour $h=14.25\text{m}$ et $b=22.05\text{m}$ donne $C_d=0.94$

C) calcul de pression

Détermination de la pression due au vent

Notre structure est de catégorie I (chap. 2 §1.1.3), donc la pression due au vent sera calculée par la formule

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad (\text{chap. 2 ; 2.1})$$

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Détermination de la pression dynamique

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

La construction sans plancher intermédiaire dont la hauteur est supérieure à 10m doivent être considérées comme étant constituées de n élément de surface de hauteur égale h_i , n est donnée par la formule suivante :

$$n = E[h/3] \Rightarrow n = E[14.25/3] = 4m \quad (\S 3.1.1)$$

$$\text{soit } [h_i = h/n] \Rightarrow h_i = [14.25/4] = 3m$$

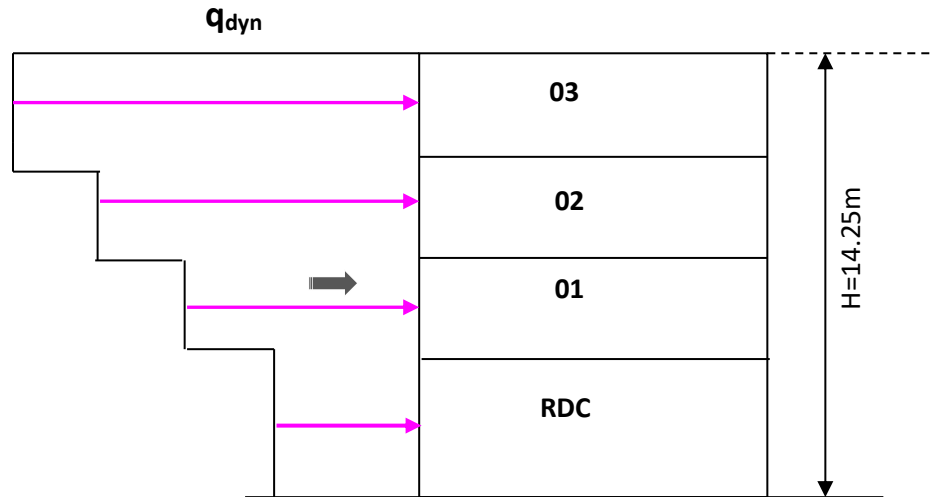


Figure -01-pression dynamique q_{dyn}

La structure est permanente $q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j)$ (chap2 ; 2.12)
 $q_{réf} = 37.5 \text{ daN/m}^2$

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

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

niveau	h (m)	Z (m)	C _r	C _t	C _e	q _{dyn} (daN/m ²)
RDC	3.00	2.28	0.92	1	1.94	72.75
1 ^{eme} étage	3.00	6.27	1.09	1	2.48	93
2 ^{eme} étage	3.00	9.67	1.16	1	2.73	102.4
3 ^{eme} étage	3.00	13.07	1.22	1	2.94	110.25

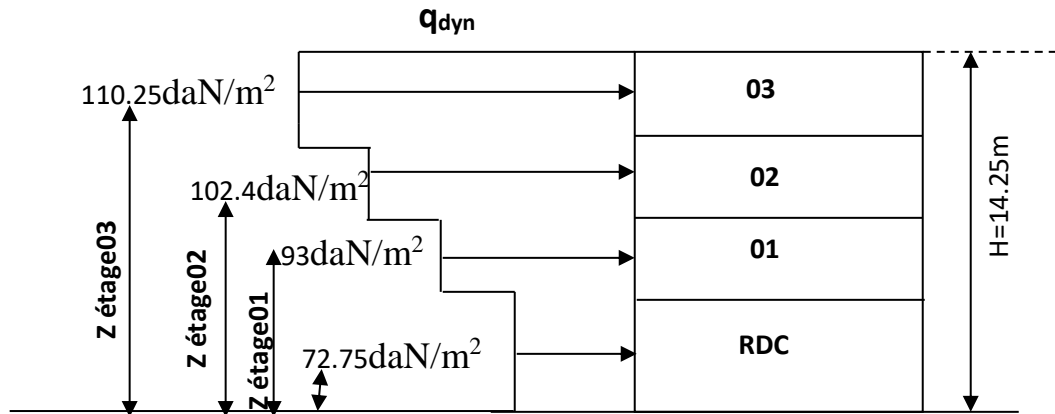


Figure -02-pression dynamique q_{dyn}

C.1) Direction V1 du vent

Coefficient de pression extérieur

Parois verticales

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on se réfère au (§1.1.2) dont il convient de diviser les parois comme l'indique la figure ci-dessous

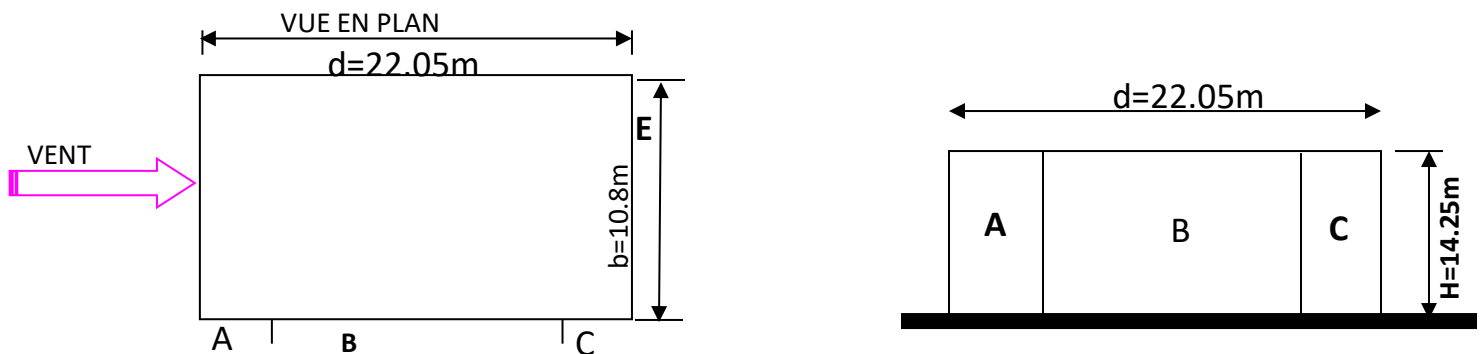


Figure -03- légende pour les parois verticales

La surface charger de la paroi considérée S= 159.52m²>10 m²

Selon la formule (5.1) $C_{pe}=C_{pe.10}$

Donc d'après le tableau (5.1) on a :

Zone A : $C_{pe}=-1.0$; zone C : $C_{pe}=-0.5$; zone E : $C_{pe}=-0.3$

Zone B : $C_{pe}=-0.8$; zone D : $C_{pe}=+0.8$

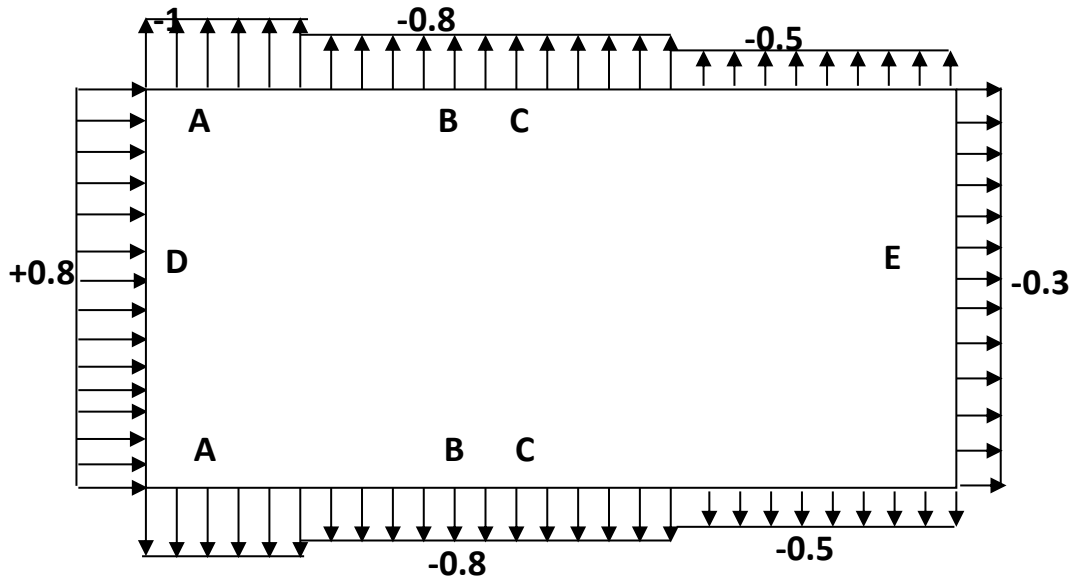
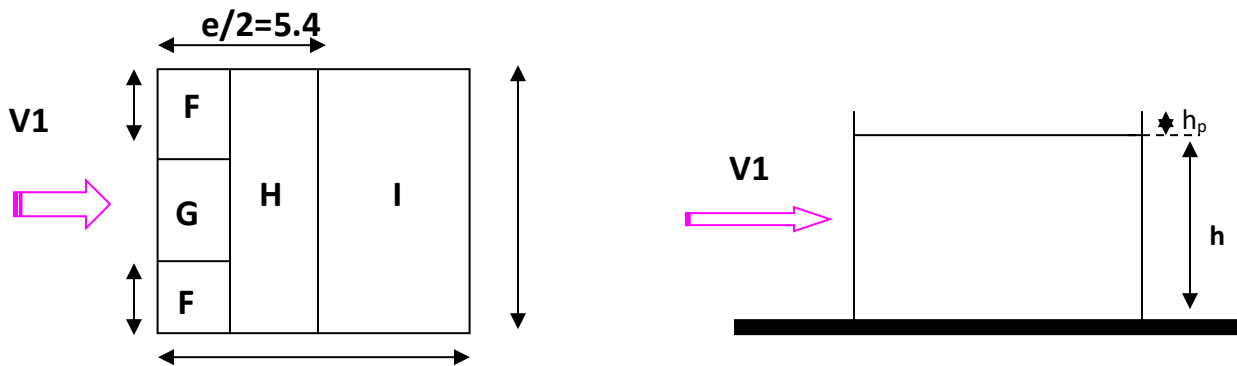


Figure -04- valeur de C_{pe} pour les parois

Terrasse

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate

Selon §1.1.5chap5) $e=\min(b, 2h)=10.8$



D'après le tableau (5.2 ; chap5) on a :

$$\frac{h_p}{h} = 0.040$$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0.025$; $h_p/h=0.05$

Zone F : $C_{pe10} = -1,48$; Zone G : $C_{pe10} = -0,98$; Zone H : $C_{pe} = -0,7$; Zone I : $C_{pe} = \pm 0,2$.

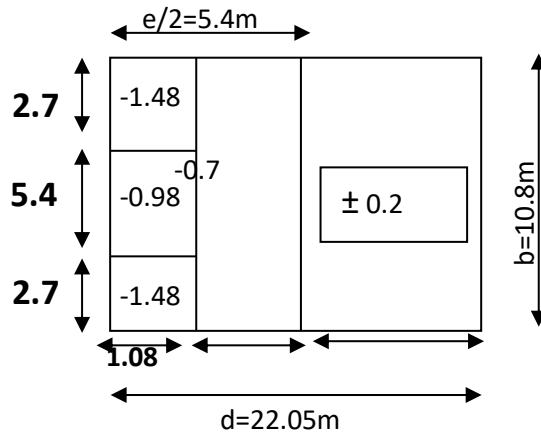


Figure 05–valeur de C_p pour la terrasse

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

□ Coefficient de pression interne C_{pi} :

D'après le paragraphe (§2.2.2 RNVA99)

RDC

zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} daN/m ²)	Q_{j2} daN/m ²)
A	0.98	72.75	-1	0.8	-0.5	-128.33	-35.65
B	0.98	72.75	-0.8	0.8	-0.5	-114.07	-21.40
C	0.98	72.75	-0.5	0.8	-0.5	-92.68	00.00
D	0.98	72.75	0.8	0.8	-0.5	00.00	92.68
E	0.98	72.75	-0.3	0.8	-0.5	-78.42	14.26

1^{ere} étage

Zon e	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} daN/m ²)	Q_{j2} daN/m ²)
A	0.98	93	-1	0.8	-0.5	164.05	-45.57
B	0.98	93	-0.8	0.8	-0.5	-145.82	-27.34
C	0.98	93	-0.5	0.8	-0.5	-118.48	00.00
D	0.98	93	0.8	0.8	-0.5	00.00	118.48
E	0.98	93	-0.3	0.8	-0.5	-100.25	18.28

2^{eme} étage

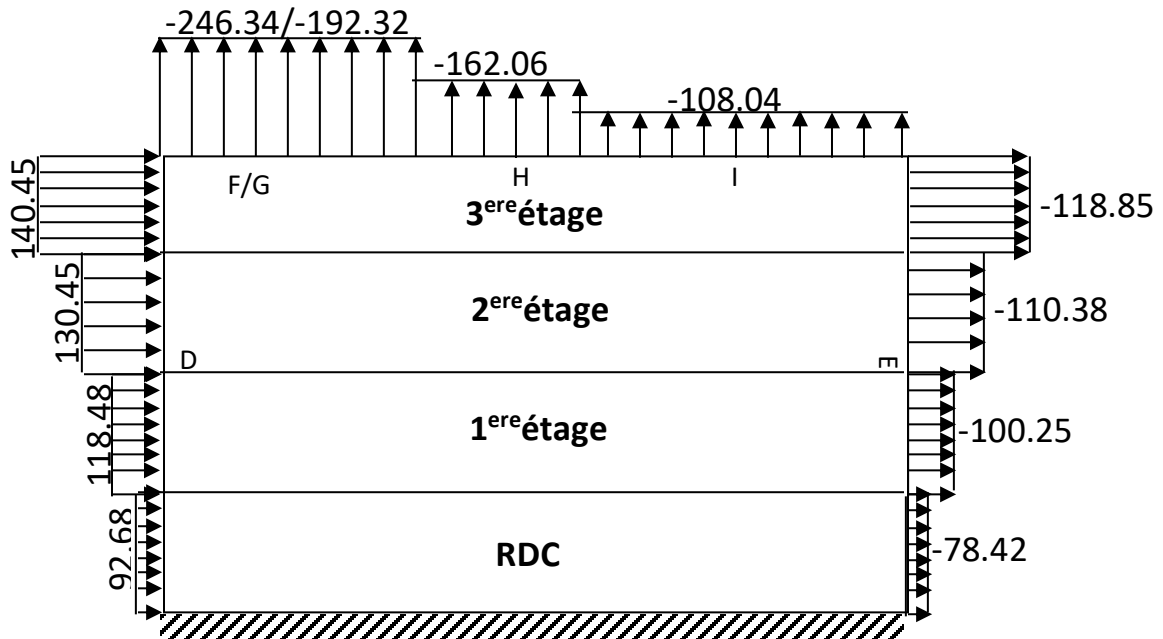
Zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	0.98	102.4	-1	0.8	-0.5	-180.63	-50.176
B	0.98	102.4	-0.8	0.8	-0.5	-160.56	-30.10
C	0.98	102.4	-0.5	0.8	-0.5	-130.45	00.00
D	0.98	102.4	0.8	0.8	-0.5	00.00	130.45
E	0.98	102.4	-0.3	0.8	-0.5	-110.38	-20.07

3^{eme} étage

Zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	0.98	110.25	-1	0.8	-0.5	-194.48	-54.022
B	0.98	110.25	-0.8	0.8	-0.5	-172.87	-33.075
C	0.98	110.25	-0.5	0.8	-0.5	-140.45	00.00
D	0.98	110.25	0.8	0.8	-0.5	00.00	140.45
E	0.98	110.25	-0.3	0.8	-0.5	-118.85	-21.09

Toiture

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
F	0.98	110.25	-1.48	0.8	-0.5	-246.34	-105.88
G	0.98	110.25	-0.98	0.8	-0.5	-192.32	-51.86
H	0.98	110.25	-0.7	0.8	-0.5	-162.06	-21.60
I	0.98	110.25	0.2	0.8	-0.5	-64.82	75.63
	0.98	110.25	-0.2	0.8	-0.5	-108.04	32.41



Calcul de la force de frottement

$$F_{fr} = \sum [q_{dyn}(z_j) \times C_{fr} \times S_{fr}] \quad (2.8 ; \text{chap2})$$

z_j : la hauteur du centre de l'élément j

S_{fr} : l'aire de l'élément j

C_{fr} : le coefficient de frottement de l'élément de surface j. $C_{fr}=0.01$ (tab2.1 ; cha2)

Les parois verticales

$$F_{fr}=0.01 (72.75 \times 49.356 + 93 \times 36.72 + 102.4 \times 36.72 + 110.25 \times 36.72)$$

$$F_{fr}=148.14 \text{ daN}$$

Toiture

$$F_{fr} = \sum [q_{dyn}(z_j) \times C_{fr} \times S_{fr}]$$

$$q_{dyn}(z_j) = 110.25 \text{ daN/m}^2$$

$$S_{fr} = d \times b = 238.14 \text{ m}^2$$

D'où

$$F_{fr} = 110.25 \times 238.14 \times 0.01$$

$$F_{fr} = 262.55 \text{ daN}$$

□ Action d'ensemble :

zone	niveau	S	q _j	F _{fr} (daN)	F _w (daN)	F _U (daN)
D	RDC	49.356	92.68	148.14	4574.31	00.00
	1^{ere} étage	36.72	118.48	148.14	4350.58	00.00
	2^{ere} étage	36.72	130.45	148.14	4790.12	00.00
	3^{ere} étage	36.72	140.45	148.14	5157.32	00.00
E	RDC	49.356	-78.42	148.14	-3870.50	00.00
	1^{ere} étage	36.72	-100.25	148.14	-3681.18	00.00
	2^{ere} étage	36.72	-110.38	148.14	-4053.15	00.00
	3^{ere} étage	36.72	-118.85	148.14	-4364.17	00.00
F	Toiture	2×(2.916)	-246.34	262.55	00.00	-1436.65
G	Toiture	5.832	-192.32	262.55	00.00	-1121.61
H	Toiture	58.32	-162.06	262.55	00.00	-9451.34
I	Toiture	184.68	-108.04	262.55	00.00	-19952.83
				Niveau	$\sum F_w$	$\sum F_u$
				RDC	703.81	-31962.43
				1^{ere} étage	719.00	
				2^{ere} étage	736.97	
				3^{ere} étage	793.15	

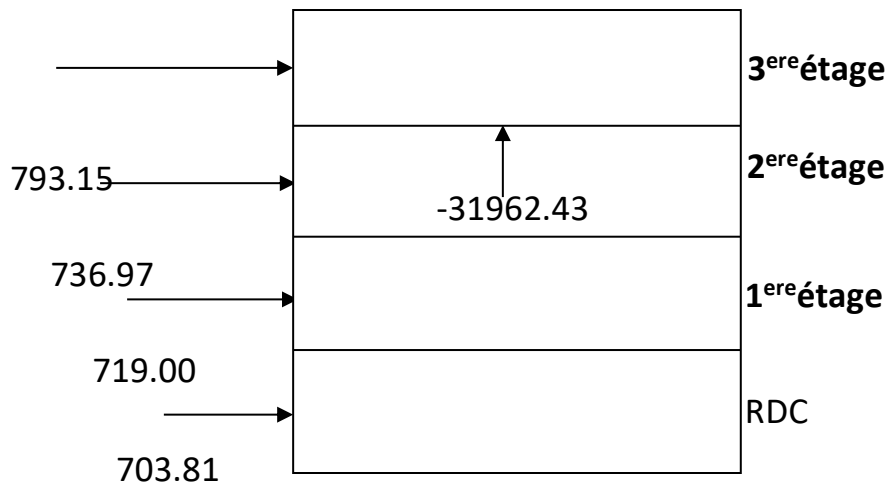


Figure -6- action d'ensemble

Il faut tenir compte une certain excentricité de la composante horizontale
 $e = \pm b/10 = \pm 10.8/10 = 1.08\text{m}$

C.2) Direction du vent V2 :

Mêmes étapes tel que la direction V1 sauf qu'on fait un changement des dimensions.

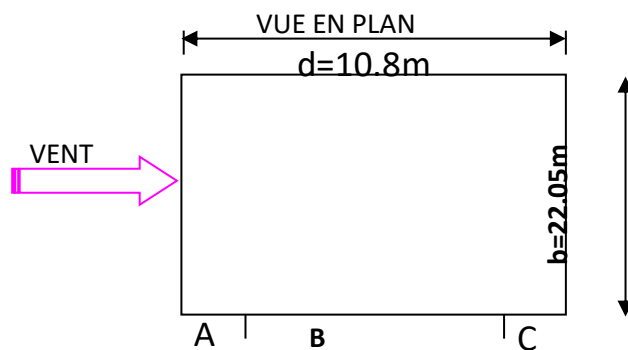
a. parois verticales

La surface charger de la paroi considérée $S = 159.52\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

La lecture donnera pour $h = 15.37\text{m}$ et $b = 22.05\text{m}$ donne $C_d = 0.94$

$e = \min(b, 2h) = 10.8\text{m}$

Zone F : $C_{pe10} = -1,48$; Zone G : $C_{pe10} = -0,98$; Zone H : $C_{pe} = -0,7$; Zone I :
 $C_{pe} = \pm 0,2$.



RDC

zone	C_d	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1} \text{ daN/m}^2)$	$Q_{j2} \text{ daN/m}^2)$
A	0.94	72.75	-1	0.8	-0.5	-123.1	-34.20
B	0.94	72.75	-0.8	0.8	-0.5	-109.41	-20.51
C	0.94	72.75	-0.5	0.8	-0.5	-88.90	00.00
D	0.94	72.75	0.8	0.8	-0.5	00.00	88.90

E	0.94	72.75	-0.3	0.8	-0.5	-75.22	13.67
---	------	--------------	------	-----	------	--------	-------

1^{ere} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	0.94	93	-1	0.8	-0.5	-157.35	-43.71
B	0.94	93	-0.8	0.8	-0.5	-139.87	-26.226
C	0.94	93	-0.5	0.8	-0.5	-113.64	00.00
D	0.94	93	0.8	0.8	-0.5	00.00	113.646
E	0.94	93	-0.3	0.8	-0.5	-96.162	17.484

2^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	0.94	102.4	-1	0.8	-0.5	-173.26	-48.128
B	0.94	102.4	-0.8	0.8	-0.5	-154.00	-28.87
C	0.94	102.4	-0.5	0.8	-0.5	-125.13	00.00
D	0.94	102.4	0.8	0.8	-0.5	00.00	125.13
E	0.94	102.4	-0.3	0.8	-0.5	-105.88	19.25

3^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	0.94	110.25	-1	0.8	-0.5	-186.54	-51.82
B	0.94	110.25	-0.8	0.8	-0.5	-165.81	-31.09
C	0.94	110.25	-0.5	0.8	-0.5	-134.72	00.00
D	0.94	110.25	0.8	0.8	-0.5	00.00	134.72
E	0.94	110.25	-0.3	0.8	-0.5	-113.99	20.72

Toiture

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
F	0.94	110.25	-1.48	0.8	-0.5	-236.28	-101.56
G	0.94	110.25	-0.98	0.8	-0.5	-184.47	-49.74
H	0.94	110.25	-0.7	0.8	-0.5	-155.45	21.609
I	0.94	110.25	0.2	0.8	-0.5	-62.18	72.54

	0.94	110.25	-0.2	0.8	-0.5	-103.63	31.09
--	------	---------------	------	-----	------	---------	-------

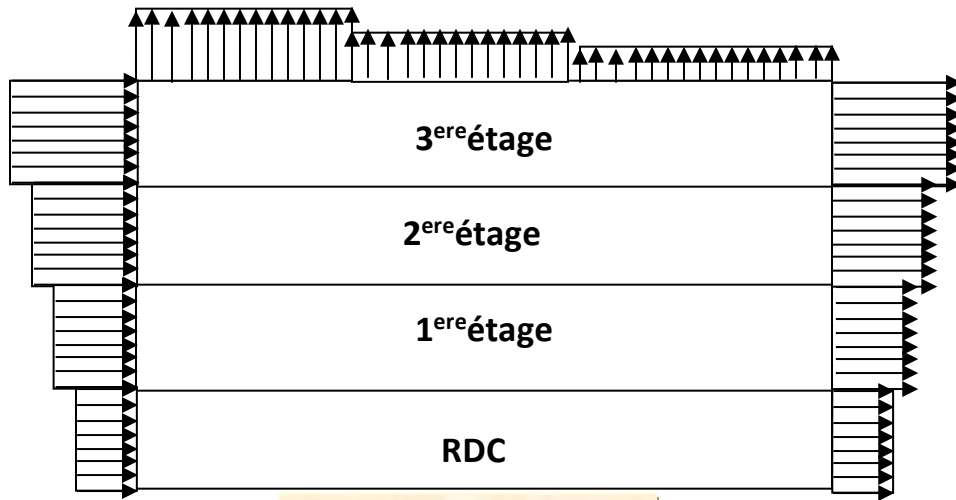


Figure -07- action d'ensemble

Calcul de la force de frottement

. $C_{fr}=0.01$ (tab2.1 ; chap2)

Les parois verticales

$F_{fr}=0.01 (72.75 \times 100.76+93 \times 74.97+102.4 \times 74.97+110.25 \times 74.97)$

Toiture

$F_{fr}=302.45$ daN

$F_{fr} = \sum [q_{dyn}(z_j) \times C_{fr} \times S_{fr}]$

$q_{dyn}(z_j)=110.25$ daN/m²

$S_{fr}=d \times b=238.14$ m²

D'où

$F_{fr}=110.25 \times 238.14 \times 0.01$

$F_{fr}=262.55$ daN

□ Action d'ensemble :

zone	niveau	S	qj	F _{fr} (daN)	F _w (daN)	F _U (daN)
D	RDC	100.76	88.90	302.45	8957.56	00.00
	1^{er} étage	74.97	113.64	302.45	8519.59	00.00
	2^{er} étage	74.97	125.13	302.45	9380.99	00.00
	3^{er} étage	74.97	134.72	302.45	10098.45	00.00

E	RDC	100.76	-75.22	302.45	-7579.19	00.00	
	1^{ere}étage	74.97	-96.162	302.45	-7209.26	00.00	
	2^{ere}étage	74.97	-105.88	302.45	-7937.82	00.00	
	3^{ere}étage	74.97	-113.99	302.45	-8545.83	00.00	
F	Toiture	2×(5.94)	-236.28	262.55	00.00	-2807.00	
G	Toiture	5.832	-184.47	262.55	00.00	-1075.83	
H	Toiture	58.32	-155.45	262.55	00.00	-9065.84	
I	Toiture	184.68	-103.63	262.55	00.00	-19138.38	
					Niveau	$\sum F_w$	$\sum F_u$
					RDC	1378.37	-32087.00
					1^{ere}étage	1410.85	
					2^{ere}étage	1443.33	
					3^{ere}étage	1552.62	

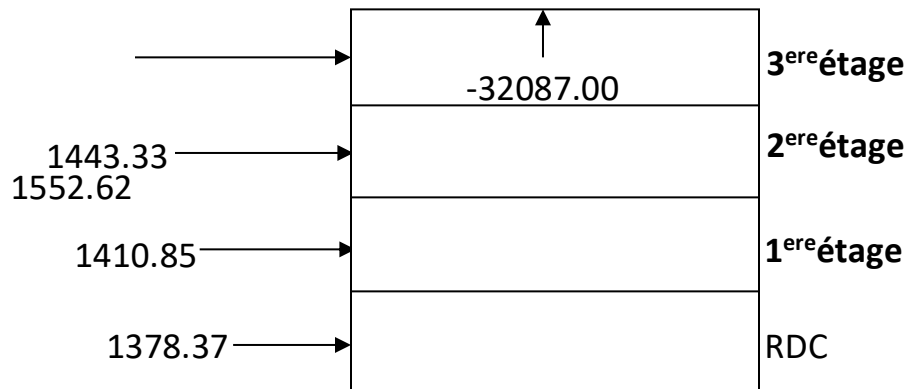


Figure -08- action d'ensemble

Charge de sable :

$$q = 0.25 \text{ kN/m}^2$$

4-Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes charges qui seront appliquées à la structure qu'on appliquera dans le chapitre suivant qui est le dimensionnement des éléments de la structure.

CHAPITRE 3

Prédimensionnements des éléments

CHAPITRE III Prédimensionnements des éléments

Après avoir choisi de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives) on pré dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- ✓ condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat
- ✓ puis la vérification faite selon la condition de résistance
- ✓ Et on termine avec la valeur limite de vibration

• Quelques notions relatives au règlement Eurocode03

1.1. Objectif

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

Ce document :

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

1.2. Domaine d'application

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

-les bâtiments courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins.

-les structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier à haute résistance.

1.3. Classification des sections transversales selon le Eurocode3

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

a. Classe 1

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

b. Classe 2

Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

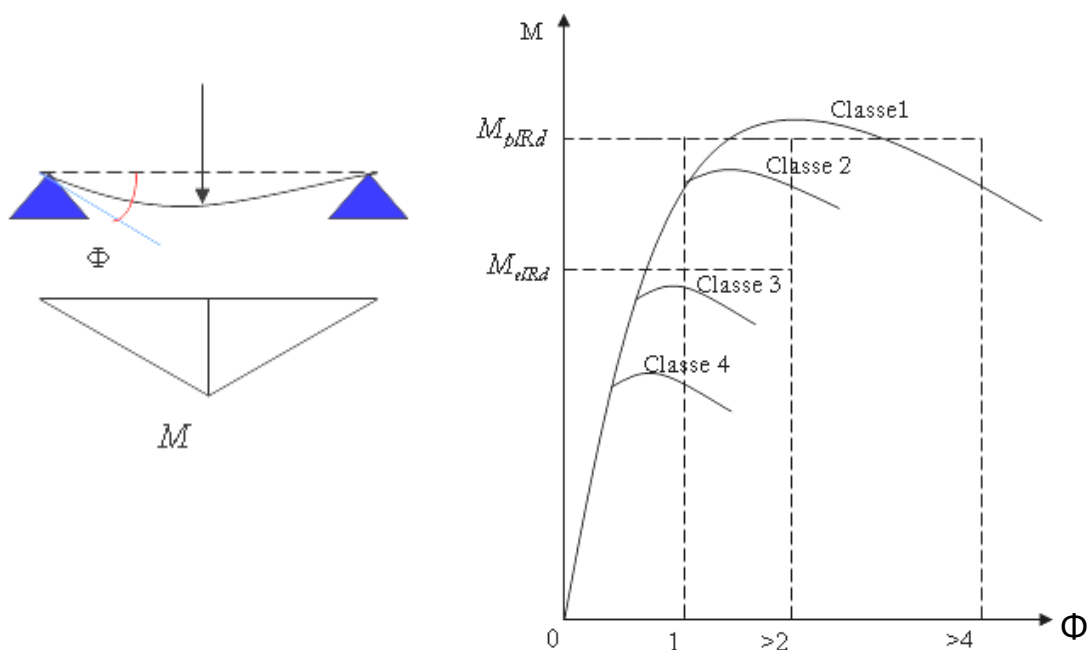
c. Classe 3

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

d. Classe 4

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

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



$M_{pl,Rd}$: moment à l'état plastique réduit.

$M_{el,Rd}$: moment à l'état élastique réduit

Φ_p : rotation

Φ_{p1} : rotation à l'état plastique

Coefficient partiel de sécurité

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

⇒ Section de classe (1, 2,3) → $\gamma_{M0} = 1,1$

⇒ Section de classe (4) → $\gamma_{M1} = 1,1$

⇒ Sections nettes au droit des trous → $\gamma_{M2} = 1,25$

⇒ Cas des états limites ultimes des éléments → $\gamma_{M1} = 1,10$

Valeurs limites des flèches

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

Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous (tableau 4.1 EC03)

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

Tableau (4.1): Valeurs limites des flèches.

• PREDIMENSIONNEMENT

.1. Les solives

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

$$0.7 \leq L \leq 1.50$$

(chapitre 2.2) « LES CHARPENTE METALLIQUE » par E.GUSTIN et J.DIEHL 'leur écartement varie de 0.70m à

1.50m, suivant la nature du support de plancher et la destination des locaux (bureaux ou habitation).
On opte pour une distance de $L=1.35\text{m}$

Pré dimensionnement des solives de plancher terrasse

S : surface reprise par la solive

$$S=3.15 \times 1.35=4.25\text{m}^2$$

La solive est sollicitée par les charges et

Surcharges suivantes :

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

$$q=100 \text{ kg /m}^2$$

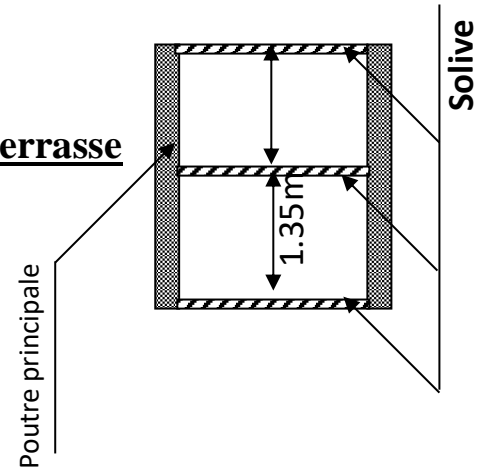


Figure (3.1): Entre-axe des solives

a) Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$

Pour une poutre bi articulée

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

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

$$Q : \text{ la charge non pondéré } (Q=G+q+N_N) = (448+100+12) \\ =560 \text{ kg /m}^2$$

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

La charge sur la solive

$$Q=560 \times 1.35=756 \text{ kg/m}^2$$

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

$$L=3.15\text{m}=315 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = 366.28\text{cm}^4$$

$$I_x=366.28\text{cm}^4 \Rightarrow \text{IPE140}$$

Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 140

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE140	12,9	16,4	140	73	6,9	541	44,9	77,3	12,3	5,74	1,65

b) Vérification de la flèche

$$\frac{L}{250} = \frac{315}{250} = 1,26 \quad \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 7,56 \times (315)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 541} = 0,85 \leq 1,26$$

Donc : c'est vérifié

c) La classe de la section transversale

La semelle

$$b=73\text{mm}$$

$$C=b/2=73/2=36,5\text{mm}$$

$$t_f=6,9\text{mm}$$

$$C/t_f=5,28 < 10\varepsilon \cong 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d=112,2\text{mm}$$

$$t_w=4,7\text{mm}$$

$$d/t_w=23,87 < 72\varepsilon \cong 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

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

d) Vérification de la valeur limite de vibration

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\alpha}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

Tel que

$$\alpha=22,37$$

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

$$m=40,63\text{kg}$$

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

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{22,37}{(315)^2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{40,63}} = 0,008\text{hz} < 3\text{hz}$$

Donc c'est vérifié.

e) Condition de résistance

$$G=448+12,9=460,9\text{kg/m}^2$$

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

Pour une bonde de 1.35m

$$Q=773,2 \times 1,35=1043,82\text{kg/m}^2$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1043,82 \times (3,15)^2}{8} = 1294,66 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{27,5 \times 77,3}{1,1} = 1932,5 \text{ kg.m}$$

$M_{sd}=1294,66 \text{ kg.m}$; $M_{pl,y}=1932,5 \text{ kg}$. $\Rightarrow M_{sd} < M_{pl,y}$ Donc c'est vérifié

Les solives de plancher courant

Vue que la charge $Q=584\text{kg}/\text{m}^2$

et les solives des étages courants ont la même longueur

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

2. Pré dimensionnement des poutres

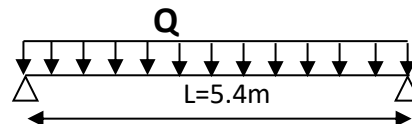
Poutre principale de rive :

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

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250}$$

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



$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} \leq \frac{L}{250}$$

La charge équivalente poids de la solive $P=12,9 \times 3,15=40.635\text{kg}$.

Chargement de la poutre $G=(448 \times 1.575)+12.9 \times 1.575 \times 3=766.55\text{kg/m}$

$Q=G+(q+N).ep=766.55+(100+35) \times 1.575$ avec $ep=1.575\text{m}$

$Q=979.17\text{kg/m}$

$$I \geq 2868\text{cm}^4 \Rightarrow \text{IPE240 classe A}$$

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE240(A)	30,7	39,1	240	120	9,8	3892	284	324	47,3	9,97	2,69

a) Vérification de la flèche

$$\frac{L}{250} = \frac{540}{250} = 2,16$$

$$\frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 9,79 \times (540)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3892} = 1,32 \leq 2,16$$

Donc c'est vérifié.

b) La classe de la section transversale (IPE240)

La semelle

$$b=120\text{mm}$$

$$C=b/2=120/2=60\text{mm}$$

$$t_f=8,3\text{mm}$$

$$C/t_f=7,23 < 10\varepsilon \cong 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d=190,4\text{mm}$$

$$t_w=5,2\text{mm}$$

$$d/t_w=36,61 < 72\varepsilon \cong 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1.

c) Vérification de la valeur limite de vibration

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\alpha}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

Tel que

$$\alpha=22,37$$

$$L=5,4\text{m}$$

$$m=165,78\text{kg}$$

$$I=3892\text{cm}^4$$

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{22,37}{(540)^2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{165,7}} = 0,0013\text{hz} < 3\text{hz}$$

Donc c'est vérifié

d) Condition de résistance

$$Q=4/3(G+g)+17/12(q+N)=829.51\text{kg/m}$$

La charge Q sur une bonde de (1.575m)

$$Q=829.51 \times 1.575 = 1306.47\text{kg/m}$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1306,47 \times (5,4)^2}{8} = 4762 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{27,5 \times 324}{1,1} = 8100 \text{ kg.m}$$

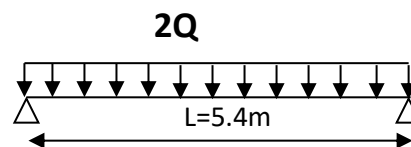
$$M_{sd} < M_{pl.y} \text{ Donc : c'est vérifié}$$

2.2 La poutre principale intermédiaire

Deux fois charger car les solives s'appuient sur chaque poutre de part et d'autre

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

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



Chargement de la poutre

$$G=448 \times 3.15 + 40.63 \times 3 = 1533\text{kg/m}$$

$$Q=1533 + (100+12) \times 3.15 \text{ kg/m}$$

$$Q=1958.35\text{kg/m}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times Q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = 5614.92\text{cm}^4$$

$$I_x=5736\text{cm}^4 \Rightarrow \text{IPE270}$$

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE270	36,1	45,9	270	135	10,2	5790	420	429	62,2	11,2	3,02

Vérification de la flèche

$$\frac{L}{300} = \frac{540}{250} = 2,16 > \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 19.58 \times (540)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5790} = 1.78 < 2,16$$

Donc : c'est vérifié

La classe de la section transversale (IPE270) (voir tab.5.3.1 feuille 1,2,3)

La semelle

$$b=135\text{mm}$$

$$C=b/2=135/2=67,5\text{mm}$$

$$t_f=8,7\text{mm}$$

$$C/t_f=7,75 < 10\varepsilon \cong 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d=219,6\text{mm}$$

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

$$d/t_w=39,92 < 72\varepsilon \cong 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1. (Voir aussi l'annexe tableaux)

Condition a la résistance

$$Q=4/3(G+g)+17/12(q+N)=836.71\text{kg/m}$$

La charge Q sur une bonde de (1.575m)

$$Q=836.71 \times 1.575=1317.81\text{kg/m}$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1317,81 \times (5,4)^2}{8} = 4803,41 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{27,5 \times 429}{1,1} = 10725 \text{ kg.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.y} \quad \text{Donc : c'est vérifié} \quad (\text{art.5.4.5.1 (1) EC03})$$

2.3Pré dimensionnement de la poutre palier

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

$$G_{cloison}=120\text{kg/m}^2$$

$$G_{volée}=125 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{palier}=2500 \times 0.08=200 \text{ kg/m}^2$$

$$Q=1.35 (733) + 1.5 (250)=1364.55 \text{ kg/m}^2$$

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

$$I_x \geq \frac{5 \times Q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = 661.12 \text{ cm}^4$$

La poutre palière est de profilée IPE160

élément	$I_x(\text{cm}^4)$	profilé	$I_x\text{exacte}$	$W_x(\text{cm}^3)$	$S(\text{cm}^2)$	$P(\text{dan/m}^2)$
Solive	457.56	IPE140	541	77.3	16.4	12.9
p.p.rive	2868	IPE240	3892	324	39.1	30.7
p.p.intèrmedière	5736	IPE270	5790	429	45.9	36.1
p. secondaire	457.56	IPE140	541	77.3	16.4	12.9

Poutre palière	661.12	IPE160	669	109	20.1	15.8
----------------	--------	--------	-----	-----	------	------

3. Pré dimensionnement des poteaux

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

Pour les poteaux centrale on propose le profilé **HEA240 classe A**

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA240	60,3	76,8	230	240	12	7763	2769	675	231	10,1	6,00

Et pour les poteaux de rive les profilés **HEA220 classe A** qui à des caractéristiques suivantes

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA220	50.5	64.3	210	220	11	5410	1955	515	178	9.17	5.51

Les poteaux sont sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{Sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$N_{Sd} \leq N_{C.Rd} \dots\dots\dots 5.4.4 (1) EC03$$

On prend le poteau le plus sollicité

La surface reprise par le
 Poteau $S=5.4 \times 3.15$
 $=17.01m^2$

Détermination des charges

Niveau terrasse

Charge permanente= $448kg/m^2$

Surcharge d'exploitation = 100 kg/m²

Neige normal = 12 kg/m²

$$Q = 4/3G + 17/12(q + N)$$

$$= 4/3(448) + 17/12(100 + 12)$$

$$= 756 \text{ kg/m}^2$$

Niveau étage courant

Charge permanente = 434 kg/m²

Surcharge d'exploitation = 150 kg/m²

$$Q = 4/3G + 17/12q$$

$$= 4/3(434) + 17/12(100)$$

$$= 720.33 \text{ kg/m}^2$$

$$N = (756 + (720.33 \times 3)) \times 17,01$$

$$N = 49618 \text{ Kg} = 496,18 \text{ KN}$$

$$N_{c.Rd} = A \cdot f_y / \gamma M_0 = 1920 \text{ KN} > 496,18 \text{ KN} \text{ donc c'est vérifier}$$

1. 6-Conclusion :

A la fin de ce chapitre nous sommes arrivé à déterminer les différents profilés constituant la structure et nous passons au chapitre suivant qui consiste à l'étude des planchers.

Chapitre 4

ETUDE DE PLANCHER

1.Introduction

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelage de forte inertie ,nécessaires pour reprendre de forte charges (surcharges d'exploitations ,de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m² .

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutre maîtresses, qu'elles mêmes portées sur des poteaux.

Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions Métalliques.

1. Calcul de plancher mixte

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

1.1.Inertie de montage poutre/dalle

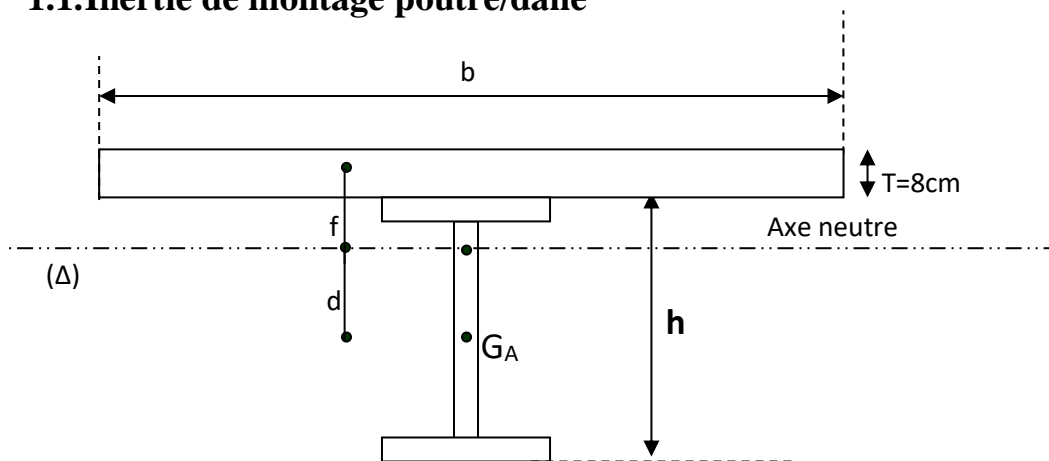


Figure (2.1) : Dimensions de la poutre mixte.

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

A : la section d'acier

B : la section de béton

n :le coefficient d'équivalence acier/ béton

IPE140 → A=16.4cm²

B= 800 cm² ⇒ S=70.26 cm²

n=15

B) Le moment d'inertie

Calcul de d

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

$$d = \frac{bt}{n} \times \frac{t+h}{2S} = \frac{100 \times 8}{15} \times \frac{8+14}{2 \times 70,26}$$

$$\mathbf{d=8.34cm}$$

$$V = \frac{h}{2} + d = 7 + 8,34$$

$$\mathbf{V=15.34cm}$$

$$V' = (h + t) - V = 22 - 15.34$$

$$\mathbf{V'=6,66cm}$$

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

$$I = 541 + 16,4 \times (8,34)^2 + \frac{100 \times 8^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times 8}{15} \left(\frac{8+14}{2} - 8,34 \right)^2$$

$$I = 541 + 1140,71 + 284,44 + 53,33(11-8,34)^2$$

$$\mathbf{I=2343.50cm^4}$$

1.2. Calcul du (M)

M : moment fléchissant maximal dans la section mixte

$$M = 1,35(1,35(G + N) + 1,5Q) \frac{L^2}{8}$$

$$M = 1,35 \times 771 \times (3,15^2/8)$$

$$\mathbf{M=1290,98kg.m}$$

1.3. Calcul des contraintes de flexion

A) Dans la poutre d'acier

Contraintes de traction

L'axe neutre est situé dans la dalle de compression donc la section d'acier est totalement tendue.

$$\sigma_a = \frac{M \times V}{I} = \frac{129098 \times 14}{2343.50} \quad \text{Tel que}$$

$$\sigma_a = -771,22 \text{ daN/cm}^2$$

B) Dans la dalle en béton➤ **Compression de la fibre supérieure**

$$\sigma'_{b2} = \frac{M}{n \times I} V' = \frac{129098}{15 \times 2343.5} \times 6.66$$

$$\sigma'_{b2} = 24,46 \text{ daN/cm}^2$$

➤ **Traction de la fibre inférieure**

$$\sigma'_{b1} = \frac{M}{n \times I} (V' - t) = \frac{129098}{15 \times 2343.5} \times (6.66 - 8)$$

$$\sigma'_{b1} = -4.92 \text{ kg/cm}^2$$

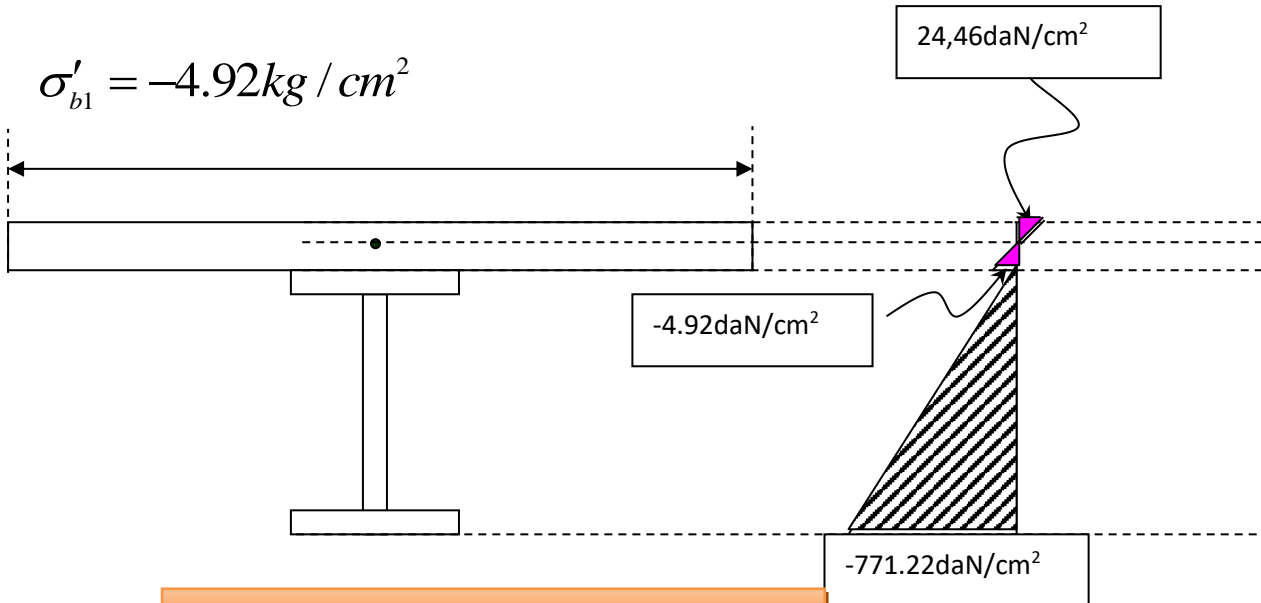


Figure (4.3): Diagramme des contraintes de flexion.

1.4.l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 1,35 \left(\frac{4}{3} \times 460 + \frac{3}{2} \times 100 \right) \frac{3.15}{2}$$

$$V_{sd} = 1623 \text{ kg/m}$$

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

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

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

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

$$h = 140 \text{ mm}$$

$$t_w = 4,7 \text{ mm}$$

$$A_v = 1,04 \cdot 140 \cdot 4,7 = 684,32 \text{ mm}$$

$$V_{pl.Rd} = 9877.3 daN$$

$$V_{sd} = 1623 daN < V_{pl.Rd} = 10993,18 daN$$

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

V_{sd} : L'effort tranchant calculé précédemment

h: hauteur totale d'une section de la solive (IPE140 classe A)=140mm

a : l'épaisseur de l'âme =4,7mm

$$\tau = \frac{16,23 \times 10^3}{4,7 \times 140} = 24,66 MPa \leq 0,6 f_y = 165 MPa$$

Condition de la flèche

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

q=460+100=560 daN/m² (la charge non pondérée)

E=2,1.10⁶ daN/cm²

I=2343.50cm⁴

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,60 \times 315^4}{2,1 \times 10^6 \times 2343,5}$$

$$f = 0.14 cm < \frac{l}{250} = 1.26 \text{ Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

1.5. Contraintes additionnelles de retrait

$$\beta = \frac{h + t}{2} = 11 cm$$

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

IPE140 → A=16.4cm²

I_A=541cm⁴

$$\alpha = \frac{541}{16,4 \times 11} = 3,00 cm$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 10 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 18 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{129098}{2343,5} = 55,08 \text{ daN/cm}^3$$

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

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

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_a = K(h - y_1) = 55,08(14 - 10)$$

$$\sigma_a = 220,32 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = Ky_1 = 55,08 \times 10$$

$$\sigma'_a = -550,8 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$\sigma'_{b1} = -8,72 \text{ daN/cm}^2$$

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

$$\sigma'_{b2} = -38,09 \text{ daN/cm}^2$$

Les contraintes finales

$$\sigma_a = 220,32 - 771,22 = -550,9 < 2750 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = -550,8 < 2750 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = -8,72 - 4,92 = 13,64 < 120 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = -38,09 + 24,46 = -13,63 < 120 \text{ daN/cm}^2$$

2. Etude des connecteurs

2.1. Définition :

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

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

2.2. Choix des connecteurs

Les connecteurs sont généralement réalisés par des corniers ou bien des UPN ou parfois des goujons pour cette étude le choix a été porté sur des connecteurs

souples en profilés, car les connecteurs rigides sont moins pratiques à cause qu'ils peuvent introduire des risques de ruptures au niveau du béton.

2.3. Notation

2.4. h_c : la hauteur du connecteur .

d : l'espacement entre deux connecteurs successives.

h_b : l'épaisseur de la dalle.

e_c : l'épaisseur de l'âme

S : effort tangentiel par unité de longueur

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

G_c : L'effort appliqué sur le connecteur

b : largeur d'une bande de la dalle collaborant

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

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

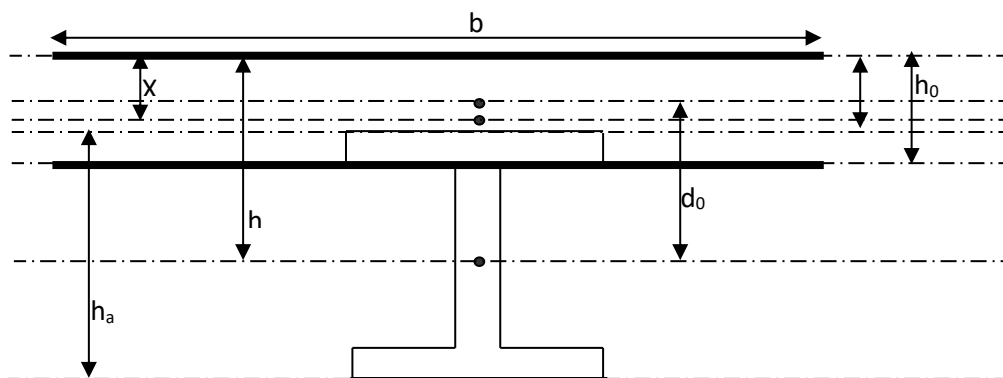
A : aire de la section de la poutre en acier

B : aire de la section de béton seul

S' : moment statique de la section rendue homogène

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

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



Calcul des connecteurs

Tel que :

$$\text{Alors on prend } h_c = h_b = 8 - 2 = 6 \text{ cm}$$

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

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

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

2.5.Vérification des conditions

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

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

Calcul de la distance entre les connecteurs

On a dit antérieurement que la distance ne doit pas dépasser les 10fois l'épaisseur de la dalle de béton ($d \leq 10h_b$) plus qu'on doit vérifiés la relation suivante (

$$G_c \leq \overline{G_{adm}})$$

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

$$\overline{G_{adm}} = 2680,46 \text{ daN}$$

$$G_c = S.d$$

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{7,71 \times 315}{2} = 1214,325 \text{ daN}$$

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

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

$$h_0 = 8 \text{ cm}$$

$$d_0 = \left(\frac{h_0}{2} - e\right) + \frac{h_a}{2} = \left(\frac{8}{2} - 0,69\right) + \frac{14}{2}$$

$$d_0 = 10,31 \text{ cm}$$

$$h = d_0 + \frac{h_0}{2} = 14,31 \text{ cm}$$

$$X = \frac{2 \times 14,31}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 14,31}{15 \times 16,4}}} = 6,28$$

$$X = 6,28 \text{ cm}$$

$$S' = \frac{b \cdot X^2}{2} = \frac{100 \times (6,28)^2}{2}$$

$$S' = 1971,92 \text{ cm}^3$$

$$I_1 = nI_a + nA(h - X)^2 + \frac{b \times X^3}{3} = 15 \times 541 + 15 \times 16,4(14,31 - 6,28)^2 + \frac{100 \cdot 6,28^3}{3}$$

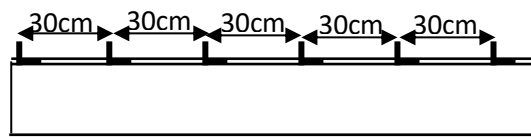
$$I_1 = 32233 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{T \times S'}{I_1} = \frac{1214,32 \times 1971,92}{32233} = 74,28 \text{ daN / cm}$$

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

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

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



3. Calcul du ferrailage :(BAEL91.chapitre13)

Etapes de calcul :

1^{ère} étape : calcul des moments isostatiques :

$M_x = \mu_x \times q \cdot l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: moment dans le sens de la grande portée.

2^{ème} étape : ventilation des moments isostatiques :

Selon le BAEL : on doit vérifié :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

Avec :

M_0 : moment maximal calculé à la 1ere étape.

M_t : moment en travée.

M_e, M_w : moments absolue à gauche et à droite de l'appui

On prend :

$$M_e = 0.3 M_0, \quad M_t = 0.85 M_0 \text{ travée de rive.}$$

$$M_e = 0.5 M_0 \quad M_t = 0.75 M_0: \text{ travée intermédiaire.}$$

$$G = G1 + G2$$

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

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

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

$Q = \text{charge d'exploitation} = 1,00 \text{ KN/m}^2$

$$P_{\text{elu}} = 1,35 G + 1,5 Q = 6,87 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments fléchissant :

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

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.15}{5.4} = 0.58 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \alpha^3)} = 0.085$$

$$\mu_y = \alpha^2 \left[\frac{1}{8} - 0,95(1 - \alpha)^2 \right] = 0.28$$

D'où ;

Les moments pour les deux bandes de largeur sont :

$$M_x = 0.085 \cdot 6,87 \cdot 3,15^2 = 5,80 \text{ KNm / ml}$$

$$M_y = 0,28 \cdot 5,8 = 1.624 \text{ KNm / ml}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

$$M_{tx} = 0.75M_x = \frac{9PL^2}{128} = 4.79KNm / ml$$

$$M_{ty} = 0.75M_y = \frac{P.L^2}{8} = 8.52Nm / ml$$

$$M_{ax} = 0.50M_x = 2.9KNm / ml$$

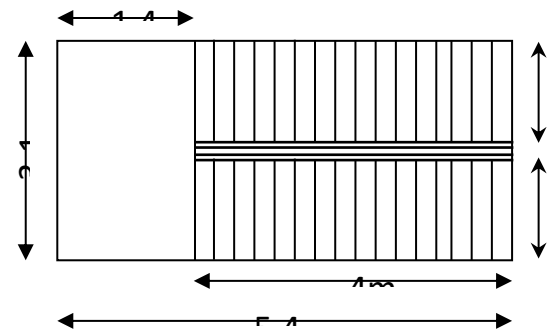
$$M_{ay} = 0.50M_y = 0.812KNm / ml$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

$l_x \backslash l_y$	l_y	α	μ_x	μ_y	M_t (KNm)	M_a (KN·m)
3.15	5.4	0.58	0.085	0.28	4.79	8.52

	Sur appui	en travée
M_u (MN.m)	$8.52 \cdot 10^{-3}$	$4.79 \cdot 10^{-3}$
M_{serv}	6.17×10^{-3}	3.47×10^{-3}
μ	0.116	0.065
μ_c	1.38	1.38
Domaine	S.S.A.C	S.S.A.C
σ_s (MPa)	348	348
α	0.15	0.084
Z(m)	0.067	0.069
A_s (cm ² /ml)	3.65	2,00
$A_{s \min}$ (cm ² /ml)	0.86	0.86
choix des barres	6HA10	3HA10
A_s (cm ² /ml)	4.71	2.36
S_f (cm)	20	20

4. V.5 Calcul et dimensionnement des escaliers



L'escalier de notre structure à deux volées et un palier
On fixe la hauteur de marche de h=17cm

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66 \rightarrow \text{condition.de.blandel}$$

$$0,59 \leq g + 2(0,17) \leq 0,66$$

$$0,25 \leq g \leq 0,31$$

$$g = 30\text{cm}$$

4.1. Les charges appliquées

Tôle striée -----45kg/m²

Carrelage -----40kg/m²

Mortier de pose -----40kg/m²

$$G=125\text{kg/m}^2$$

$$q=250 \text{ kg/m}^2$$

4.2. Pré dimensionnement des éléments de l'escalier

a) La cornière

$$Q=(G+q)g$$

$$g=30\text{cm}$$

$$Q=112,5\text{kg/ml}$$

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times L^4 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 1,12 \times (150)^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 5,86\text{cm}^4$$

On adopte la cornière a ailes égales L40x40x6

$$I_x=6,35\text{cm}^4$$

$$P=3,51\text{kg}$$

b) Les poutres

$$Q = (G + q) + q' \quad \text{Avec } G=125 \text{ kg/m}^2$$

$$q= 250 \text{ kg/m}^2$$

$$q'=3,51 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Le nombre de contre marche } N_c = \frac{H}{h} = \frac{1,7}{0,17} = 10$$

$$\text{- Le nombre de marche } N_m = N_c - 1 = 9$$

$$\theta = \text{Arctg} \frac{H}{L} = \frac{1,7}{2,7} = 32,2^\circ$$

H=1,7m : hauteur de la volée

L=2,7m : projection de l'ensemble des giron

On répartie la charge q' sur le giron

$$q'l/2=3,51 \times 0,75=2,63\text{kg}$$

$$q' \frac{l}{2} = 3,51 \times 0,75 = 2,63\text{kg}$$

$$\frac{2,63}{0,3} = 8,77\text{kg} / m$$

$$Q = (125 + 250) \frac{1,50}{2} + 8,77$$

$$Q = 290,02\text{kg} / ml$$

Condition de flèche

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

$$L = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1,7}{\sin 32,2} = 3,20\text{m}$$

$$I \geq \frac{5 \times 2,90 \times \cos(32,2) \times (320)^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I \geq 124,64\text{cm}^4$$

On choisit un profilé **UAP130** avec $I_x=459,5\text{cm}^4$

Vérification de la poutre

$$Q = \frac{4}{3} (125 + 3,51) + \frac{3}{2} (250 \times 1,5 \times 0,3)$$

$$Q = 340\text{kgdaN} / ml$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{340 \times (3,20)^2}{8} = 435,2 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{27,5 \times 41,9}{1,1} = 1047,5 \text{ kg.m}$$

$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl.y}$ Donc c'est vérifié

6-Conclusion :

Ce chapitre a permis de vérifier la résistance du plancher mixte.

Chapitre 5

Vérification de l'ossature

1. Origine des phénomènes d'instabilité

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-deçà 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 :

❖ Le voilement :

Dans une plaque soumise à une compression uniforme sur deux côtés opposés, 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 à rapprocher du 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.

❖ 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.

❖ **Déversement :**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu' une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et a la torsion. La partie supérieur 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.

1. Vérification des poteaux :

Pour la vérification du portique, on va prendre en considération l'effet de la rigidité et les différentes chargement qui sollicitent de manière variable a chaque portique , donc avec ces raison et d'autre , on va faire l'étude de portique qui contient le poteau et la poutre la plus sollicitée (portique C)

1.1.Poteau intermédiaire

Caractéristiques de l'HEA 240 :

caractéristique profile	A (cm ²)	Wply (cm ²)	Wplz (cm ²)	Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	iy (cm)	iz (cm)	Classe 01 <i>(**)</i>
HEA 240	76,8	745	352	7763	2769	6.00	10.1	

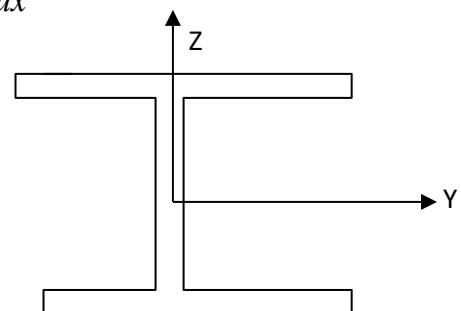
*(**)*pour les classes des sections voir l'annexe des tableaux

* $f_y = 275N / mm^2 = 27,5KN / cm^2$

Chargement ou sollicitations

Nsd = 553.81 KN
 G+Q+1.2Ey ⇒ }
 Msd = 20.768KN.m

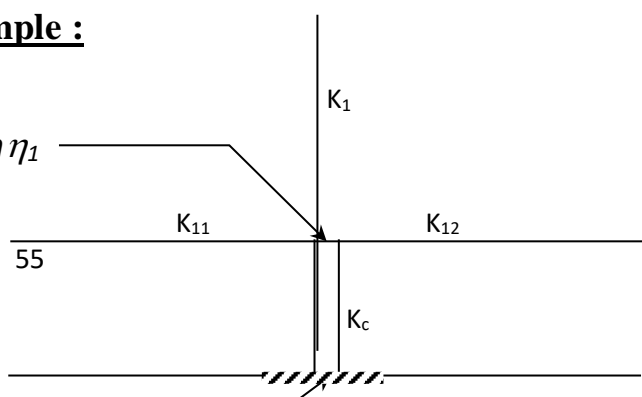
Npl = A × fy = 76.8 × 27.5 = 2112 KN
 Mply = Wply × fy = 745 × 27,5 = 204,87KN.m



A) Flambement sous compression simple :

- Plan portique (inertie Iyy)

Facteur de distribution η_1



$$*\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{12} + K_{11}} \rightarrow K_{11} = K_{12} = 1.5 \frac{I}{L} \text{ (Rayon de giration)}$$

$$= \frac{\frac{7763}{3.45} + \frac{7763}{3.4}}{\frac{7763}{3.45} + 2.1,5 \frac{5790}{5.4} + \frac{7763}{3.4}} = 0,58$$

[annexeE.5](#)
[eurocode3](#)

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

$$* \frac{L_{ky}}{L_0} = \left[\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12\eta_1\eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.60\eta_1\eta_2} \right]^{0.5} = 2.70$$

[annexeE.2](#)
[eurocode3](#)

$$L_{ky} = 2,70 \times 3.45 = 9.315m$$

L_{ky} : longueur de flambement

$$*\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{931.5}{10,1} = 92.22 \text{ Tel que } i_y = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0.5} = 93.9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[235 / f_y \right]^{0.5} = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) [\beta_A]^{0.5} = \frac{92.22}{86,8} \approx 1$$

$\bar{\lambda}_y$: élancement réduit

$$*\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,95 < 1,2 \Rightarrow tf < 100mm \Rightarrow \text{courbe (b)}$$

$$\Rightarrow \chi_y = 0.60 < 1 \Rightarrow \text{page 17 eurocode 3}$$

$$N_{sd} \leq \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 553,81 \leq 0,60 \times 1 \times 76,8 \times \frac{27,5}{1.1} = 1152KN \text{ donc c'est vérifiée}$$

Plan portique (inertie Izz)

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

$$\eta_1 = \frac{\frac{2769}{3.45} + \frac{2769}{3.4}}{\frac{2769}{3.45} + 2.1,5 \frac{420}{5.4} + \frac{2769}{3.4}} = 0,87$$

$$L_{kz} = 3,68 \times 3.45 = 12.72m$$

$$*\lambda_z = \frac{127,2}{6} = 21,2 \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{21.2}{86.8} = 0,24 \Rightarrow \chi_z = 0,98 < 1$$

$$N_{sd} \leq \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 553,81 \leq 0,98 \times 1 \times 76,8 \times \frac{27,5}{1.1} = 1881,6KN \text{ Donc c'est vérifié}$$

B) Flambement par flexion

$$\chi_{\min} = 0,60$$

* $\chi = \chi_z = 0,98$ / χ : coefficient de réduction de flambement

$$*M_{cr} = 186.25KN .m$$

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

$$*\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{101}{186.25}} = 0,73 > 0,4 \Rightarrow \text{courbe (a)} \Rightarrow \chi_{lt} = 0,83$$

-Risque de déversement

$$*\bar{\lambda}_z = 0,24 \Rightarrow \chi_z = 0,98$$

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \times N}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_{Lt} = 0.15 [\bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 1] < 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.3 \quad (\text{figure 5.5.3})$$

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

$$\mu_{Lt} = 0.15 [0,83 \times 1.3 - 1] = 0,01185 < 0.9$$

$$\Rightarrow K_{lt} = 1 - \frac{0,01185 \times 553.81}{0,98 \times 2112} = 0,996 < 1$$

Finalement :

Le déversement représente un mode potentiel de ruine

$$* \frac{N_{sd} \times \gamma M 1}{\chi_Z \times N_{pl}} + \frac{K_{lt} \times M_{sdy} \times \gamma M 1}{\chi_{lt} \times M_{ply}} < 1$$

$$* \frac{553.814 \times 1,1}{0,98 \times 2112} + \frac{20.768 \times 0,996 \times 1,1}{0,83 \times 204,87} = 0,42 < 1$$

✓ Profil HEA 240 admis donc réserve de résistance de 58%

Vérification de HEA240 au voilement

➤ Classe de la section

La semelle

$$b=240\text{mm}$$

$$C=b/2=240/2=120\text{mm}$$

$$t_f=12\text{mm}$$

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

Ame fléchie

$$d=164\text{mm}$$

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

$d/t_w=21.8 < 72 \varepsilon \cong 72$ donc l'âme est de classe 1.

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

Critère de vérification au voilement

$$\frac{a}{d} = \frac{220}{164} = 1.34 > 1$$

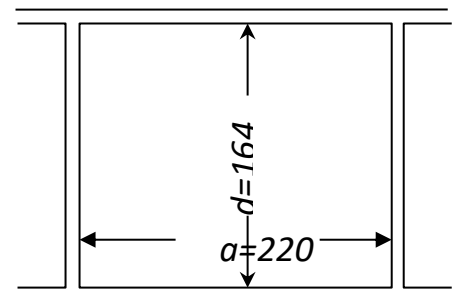
$$k_\tau = 5.34 + \frac{4}{(a/d)^2} = 7.56$$

k_τ : étant le coefficient de voilement par cisaillement

$$\frac{d}{t_w} = 21.8 < 30\varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} = 75.88$$

Remarque

Il est facile de vérifier, dans les catalogues donnant les caractéristiques géométriques des profilés laminés normalisés, que pour tous les profils IPE, HEA, HEB (h=600mm maximum), qui constituent l'essentiel des profils utilisés en bâtiment on a bien ($d/t_w < 69\varepsilon$), ce qui signifie qu'une vérification au voilement n'est pas nécessaire. (**Structures métalliques par Eurocode page 132**)



1.2.Poteau de rive :

Caractéristiques de l'HEA 220 :

caractéristique profile	A (cm ²)	Wplz (cm ²)	Wply (cm ²)	Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	iy (cm)	iz (cm)
HEA 180	45,3		324.9	2510	924,6	7,45	4,52

Chargement ou sollicitations

$$\left. \begin{array}{l} Nsd = 484,059 \text{ KN} \\ G+Q+1,2E_y \Rightarrow \\ Msd = 16.72 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$Npl = 64,3 \times 27,5 = 1768,25 \text{ KN}$$

$$Mply = 568 \times 27,5 \times 10^{-2} = 156,2 \text{ KN}$$

$$Mplz = 271 \times 27,5 \times 10^{-2} = 74,52 \text{ KN}$$

❖ Flambement

Plan portique (inertie Iyy)

$$*\eta_1 = \frac{\frac{5410}{3,45} + \frac{5410}{3,4}}{\frac{5410}{3,45} + 1,5 \times \frac{5790}{5,4} + \frac{5410}{3,4}} = 0,66$$

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

$$*\frac{L_{ky}}{L_0} = 2,94 \Rightarrow L_{ky} = 2,94 \times 3,4 = 10,00 \text{ m}$$

L_{ky} : Longueur de flambement d'une poutre

$$*\lambda_y = \frac{1000}{9,2} = 108,7 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{108,7}{68,57} = 1,58$$

$$*\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \Rightarrow t_f = 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{courbe (b)} \Rightarrow \chi_y = 0,3 \Rightarrow \text{page 171 (Voir annexe)}$$

Plan portique (inertie Izz) :

$$*\lambda_z = \frac{174,15}{5,51} = 31,68 \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{31,68}{86,8} = 0,36 \Rightarrow \chi_z = 0,9$$

$$*\chi_{\min} = 0,48$$

$$*\chi = \chi_y = 0,3$$

$$*M_{cr} = 142 \text{ KN.m}$$

$$*\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{74,52}{142}} = 0,72 > 0,4 \Rightarrow \text{courbe (a)}$$

- risque de déversement, donc :

$$*\bar{\lambda}_z = 0,36 \Rightarrow \chi_z = 0,90$$

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \times N}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_{Lt} = 0,15 [\bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 1] < 0,9$$

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

$$\mu_{Lt} = 0,15 [0,83 \times 1,3 - 1] = 0,0798 < 0,9$$

$$\Rightarrow K_{lt} = 1 - \frac{0,0798 \times 484,06}{0,9 \times 1768,25} = 0,976 < 1$$

Finalement, on doit vérifi e la formule suivante :

$$*\frac{N_{sd} \times \gamma_M 1}{\chi_y \times N_{pl}} + \frac{K_y \times M_{sdy}}{M_{ply}} < 1$$

$$\frac{640,589 \times 1,1}{0,48 \times 1768,25} + \frac{0,976 \times 14,661}{\frac{156,2}{1,1}} = 0,94 < 1$$

✓ Profil HEA 220 admis avec réserve de résistance de 6%

2. Vérification des poutres :

2.1. Les poutres (IPE270)

✓ *Vérification à la flexion :*

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

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

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

d'ou

$$w_{pl} \geq \frac{\gamma M_0 \cdot M_{sd}}{f_y}$$

$$W M_0 = 1.1$$

$$M_{sd} = 59.558 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$w_{pl.y} = 484 \text{ cm}^3$$

$$\frac{\gamma M_0 \cdot M_{sd}}{f_y} = \frac{1.1 \times 59.558 \times 10^3}{275} = 238.23 \text{ cm}^3$$

$$484 > 238.23 \text{ (Vérifiée)}$$

Donc le profilé est admis

✓ Vérification au cisaillement

La résistance ultime au cisaillement est donnée par :

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma M_0 \sqrt{3}} \quad \text{Avec } A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

Pour un profilé de HEA270 on a

$$A_v = 3910 - 2 \times 135 \times 8,7 + (5,5 + 2 \times 15) \times 8,7$$

$$A_v = 18.7 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{1870 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 269,91 \text{ KN}$$

La vérification de à l'effort tranchant est satisfaite car

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$89.344 \text{ KN} \leq 269.91 \text{ KN}$$

D'après l'article **5.4.8 EC3** l'influence de l'effort tranchant est ignorée si celui-ci n'excède pas 50% de la résistance plastique de la section au cisaillement.

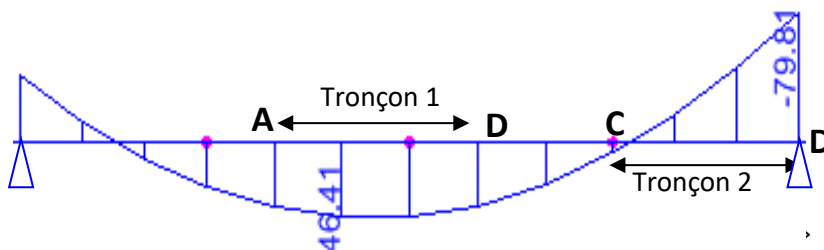
$$\frac{V_{sd}}{V_{pl}} = 0.33 < 0.5$$

Remarque

Nous constatons que l'effort tranchant $V_{sd} < 0.5V_{pl.Rd}$ pour cela ceci est jugé faible et ne peut en aucun cas réduire la capacité plastique du moment ce dernier est prés tel qu'il est sont lui appliquer des coefficient de réduction.

✓ Vérification au déversement

La résistance en flexion de la poutre peut être limitée par le déversement de la membrure comprimée .l'examen de la répartition des moments fléchissant le long de la poutre montre qu'il existe deux zones qui correspondent à des distributions de moments fléchissant défavorable vis-à-vis du déversement.il s'agit du tronçon 1 Au voisinage du milieu de la travée (zone de moments positifs) et du tronçon2 (zone de moments négatifs), proche de l'appui extrême.la longueur entre points de maintien latéral de la membrure comprimée est $L=1.35m$

**Vérification du tronçon 1**

La distribution de moment fléchissant est donnée à la figure ci-dessus
 $C_1=1.285$ (encastrement)

$$\lambda_{LT} = \frac{L \left(\frac{W_{pl.y}^2}{I_z \times I_w} \right)^{0.25}}{C_1^{0.5} \left(1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right)^{0.25}}$$

$w_{pl.y}$: Module de résistance plastique sur y

$$w_{pl.y} = 484cm^3$$

$$I_z = 420cm^4$$

I_t : moment d'inertie de torsion

$$I_t = \frac{1}{3} \left(h \times t_w^3 + 2 \times b \times t_f^3 \right) = 11,97cm^4$$

I_w : facteur de gauchissement

$$I_w = I_z \left(\frac{H - t_f}{2} \right)^2 = 70870,84 \text{ cm}^4$$

L : longueur de la poutre entre points latéralement maintenus. $L=1.35\text{m}$

$$\frac{G}{E} = 0,386$$

$$\left(\frac{W_{pl.y}}{I_z \times I_w} \right)^{0.25} = 0.1989$$

$$\left(1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right)^{0.25} = \left(1 + \frac{1350^2 \times 11,97 \cdot 10^4}{\pi^2 \times 70870,84 \times 10^4} \times 0.386 \right)^{0.25} = 6,23$$

$$\lambda_{Lt} = 36.32$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\pi \sqrt{E/f_y}} = \frac{36.32}{\pi \sqrt{210000/275}} = \frac{36,32}{86,81} = 0.4$$

$\lambda_{LT} = 0,40 \leq 0.4$ D'après l'article (§5.2.2.7 EC3) lorsque l'élancement réduit $\lambda_{LT} \leq 0.4$, il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement.

Vérification du tronçon 2

On prend le moment fléchissant au point E nul, soit $\psi = 0$ d'après annexe F Tableau F.1.1 $\Rightarrow C_1 = 1,879$ Pour $K=1$ selon les mêmes démarches de calcul que précédemment, on a :

$$\lambda_{LT} = \frac{1350 \times 0,1989}{1,879^{0.5} \times 6,23} = 31,44$$

$$\lambda_{LT} = 31,44$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\pi \sqrt{E/f_y}} = \frac{31,44}{86,81} = 0,36$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,36$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,36 < 0.4$, Il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement sur le tronçon 2

2.2. Les poutres IPE240

✓ *Vérification à la flexion :*

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

d 'ou

$$w_{pl} \geq \frac{\gamma M_0 \cdot M_{sd}}{f_y}$$

$$M_{sd} = 46.404 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$w_{pl.y} = 367 \text{ cm}^3$$

$$\frac{\gamma M_0 \cdot M_{sd}}{f_y} = \frac{1.1 \times 46.404 \times 10^3}{275} = 137.25 \text{ cm}^3$$

367 > 137.25 (Vérifiée)

Donc le profilé est admis

✓ *Vérification au cisaillement*

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma M_0 \sqrt{3}} \quad \text{Avec } A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

Pour un profilé de HEA240

$$A_v = 3910 - 2 \times 120 \times 9,8 + (6,2 + 2 \times 15) \times 9,8$$

$$A_v = 1912 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{1912 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 276 \text{ KN}$$

La vérification de à l'effort tranchant est satisfaite car

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$51.995 \text{ KN} \leq 276 \text{ KN}$$

✓ *Vérification au déversement*

$$w_{pl.y} = 366,6cm^3.$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\beta_w \times W_{pl.y} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0.5}$$

$\beta_w = 1$ pour une section de classe 1 ou 2

$$w_{pl.y} = 366,6cm^3$$

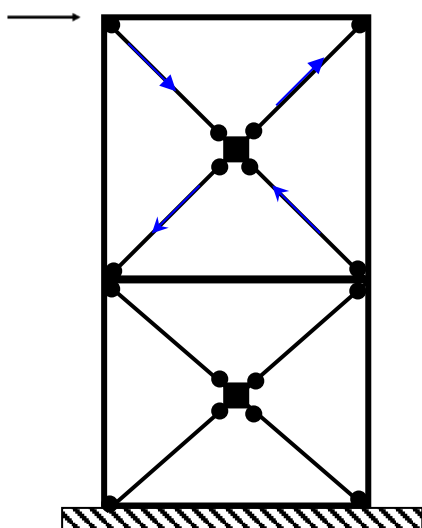
$M_{cr} = 91.75KN.m$ donné par logiciel ETABS

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.33 < 0.4$ il n'y a pas un risque de diversement

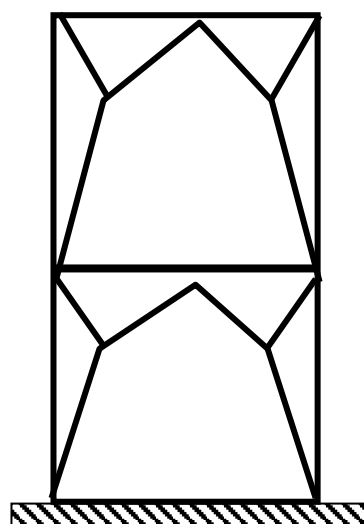
3. Vérification du système de contreventement

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 sont

- 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.
- 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 tendues et des barres comprimées. Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.



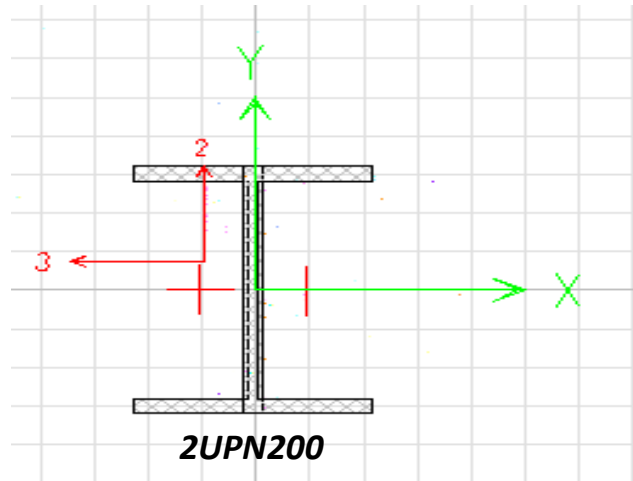
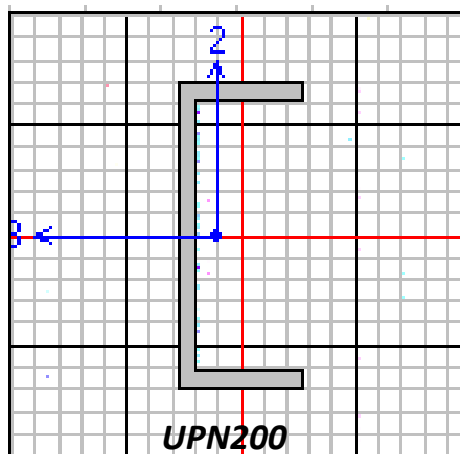
Palée en (X)



Palée en (V)

Dans le cadre de cette étude j'ai utilisé des sections en 2UPN200 et UPN200 qui sont de forme représentées ci-dessous tel que :

UPN200 ⇒ palée en (V) ; 2UPN200 ⇒ palée en(X)



3.1. Vérification des palées en (x) 2UPN200

Contreventement de file A

caractéristique	$I_y \text{ cm}^4$	$I_z \text{ cm}^4$	$I_t \text{ cm}^4$	$W_{ply} \text{ cm}^3$	$W_{plz} \text{ cm}^3$	$A_{brute} \text{ cm}^2$	$P_p \text{ kg/ml}$	$i_y \text{ cm}$	$i_z \text{ cm}$
profilé									
2 UPN200	3822.16	968.52		458.315	119.406	64.38	58.8	7.7	3.9

Vérification a la traction

Longueur d'une barre

$$l = \sqrt{(3.45)^2 + (5.4)^2} = 6.40m$$

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle de niveau RDC

$$N = N_{t_{Sd}} = 298.661KN$$

$$N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 64.38 \times \frac{27.5}{1.1} = 1609,5KN$$

$$298.661 < 1609.5 \Rightarrow N < N_{pl} \text{ (donc le profilé est vérifiée)}$$

Vérification à la compression

On doit vérifier la condition suivante $N \leq N_R = \chi \cdot \beta_A \cdot A f_y / \gamma_{M0}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0.5}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 01)}$$

$$W_{pl} = 458,315 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = 95,07 \text{ KN.m} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,32 \text{ risque de flambement}$$

D'après le tableau de choix de la courbe (tab 5.5.3 EC3) \Rightarrow courbe C

$$\chi = 0.4$$

$$N_R = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma M_0 = 0.4 \times 1 \times 64.38 \times 27.5 / 1.1 = 643.8 > N_{Sd} = 298.661 \text{ KN}$$

3.2. Vérification des palées en (V) UPN200

Comme on a dit que la RPA exige la vérification à la traction et à la compression

Vérification à la traction :

Effort axial de traction $N_{Sd} = 317,901 \text{ KN}$

Type de section : section brute

$$N_{pl} = A \cdot f_y / \gamma M_0$$

$$A = 32.19 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 27,5 \text{ KN/cm}^2 \quad N_{pl} = 804.75 \text{ KN}$$

$$\gamma M_0 = 1.1$$

$$N_{Sd} < N_{Rd} \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

Vérification à la compression :

La barre qui travaille à la compression doit vérifier la condition suivante

$$N \leq N_R = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma M_0$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right)^{0.5}$$

$$\text{Section de classe 1} \Rightarrow \beta_w = 1$$

$$W_{pl} = 233.5 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = 5837,5 \text{ KN.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.04 > 0.2 \Rightarrow \text{risque de flambement simple}$$

D'après le tableau 5.5. 3 Courbe C de flambement

$$\chi = 0.55$$

$$N_R = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma M_0$$

$$= 0.55 \cdot 1 \cdot 32.19 \cdot 27.5 / 1.1$$

$$= 442.61 \text{ KN}$$

$N = 420.851 \text{ KN} < N_R = 442.61 \Rightarrow$ il n'y a pas risque de flambement simple.

Remarque

Ces vérifications concernent les éléments du RDC ou les efforts à prendre en charge sont les plus défavorables.

Chapitre : 6

Etude des Assemblage

1. Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

1. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour le cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige fileté, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau (6.1): Résistance des boulons.

b) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler.

C) Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

D) Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –eurocode3)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

E) Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

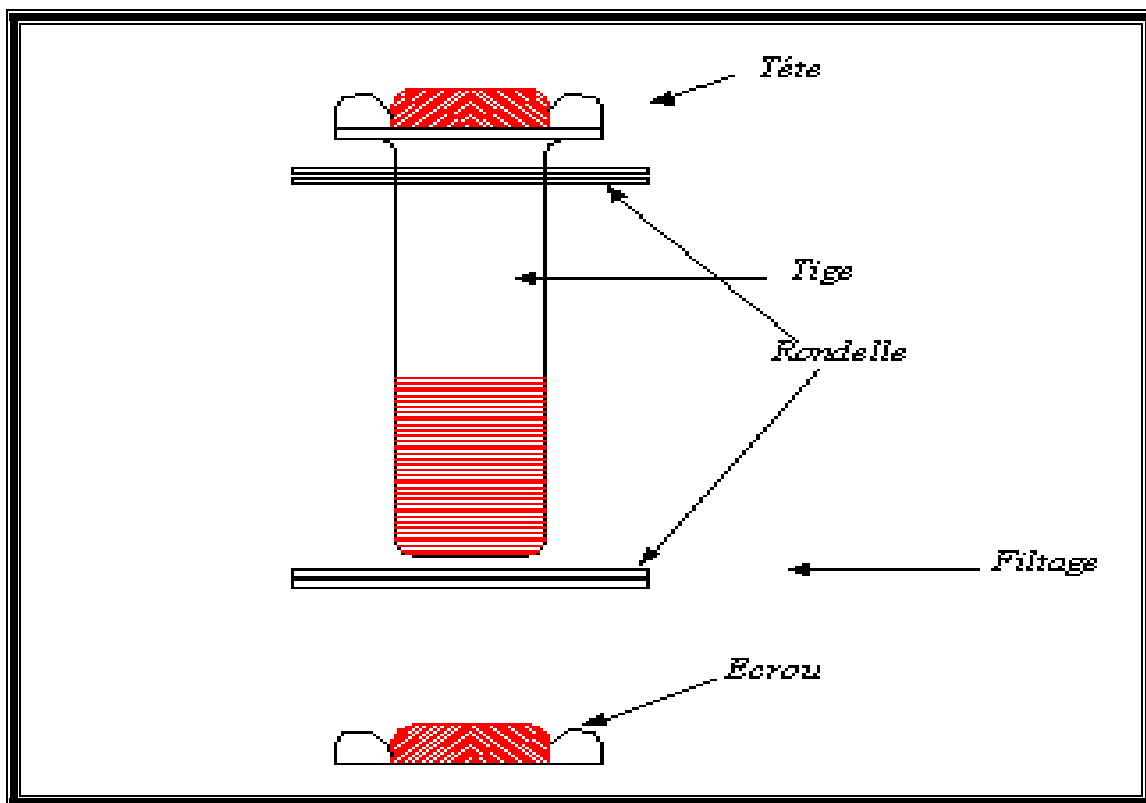
- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.



2. Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

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 normaux et les tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

3. Calcul des assemblages

3.1.L'assemblage poteau poutre par platine d'extrémité

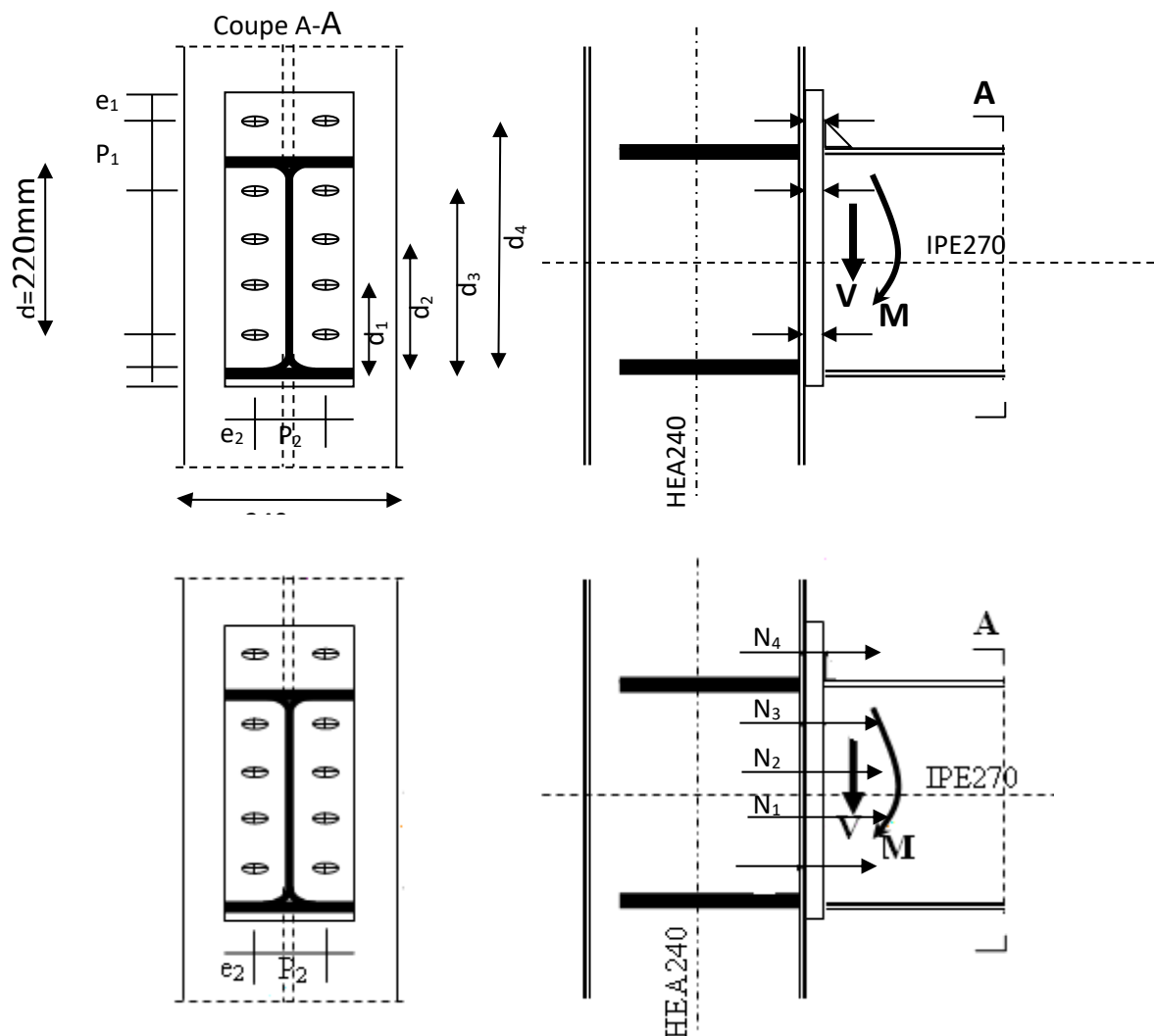


Figure (6.1): Assemblage poteau-poutre.

L'assemblage fait par platine d'extrémité entre une poutre (IPE270) et un poteau (HEA 240).

$$M_{sd} = 7954,9N .m$$

$$V_{sd} = 89,572KN$$

L'espace des éléments d'attache

$$P_2=120\text{mm}$$

$$e_2=60\text{mm}$$

$$d_1=88\text{mm}$$

$$d_2=161\text{mm}$$

$$d_3=234\text{mm}$$

$$d_4=307\text{mm}$$

***Poteau HEA 240**

- $t_{fc} = 12 \text{ mm}$; $t_{wc}=7.5\text{mm}$; $t_r = 10 \text{ mm}$ (épaisseur de raidisseur ; conge = $r = 21 \text{ mm}$)

***Poutre IPE 270**

- $t_{fb} = 10.2 \text{ mm}$ $t_{wb}=6.6\text{mm}$ $t_r = 10 \text{ mm}$ $r = 15 \text{ mm}$

• Détermination de diamètre des boulons :

$$F_p = 0,7 f_{ub} ' A_s \text{ Euro3 (art.6.5.8.2 (1))}$$

Calcul de A_s

$$M_{sd} = 79,549\text{KN} .m = 79549,433\text{KN} .mm$$

$$N_i = \frac{M_{sd} d_i}{\overset{\circ}{a} d_i^2} \leq n . F_p$$

$$\overset{\circ}{a} d_i^2 = 88^2 + 161^2 + 234^2 + 307^2 = 182670 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{79,549 ' 88}{182670} = 38.32 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{79,549 ' 161}{182670} = 70.11 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{79549,433 ' 234}{182670} = 101.90 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{79549,433 ' 307}{182670} = 133.69 \text{ KN}$$

Boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne 1^{er} niveau (N_4)

Il faut vérifier $N_4 \leq n . F_p$

n : nombre de boulons par rangée ($n=2$)

$$\Rightarrow N_4 \leq 5 \times 0,7 f_{ub} \times A_s$$

Les boulons utilisés sont des boulons M20 de classe 10.9 $f_{ub} = 1000 \text{ N} / \text{mm}^2$

(Euro3 ; art3.3.2.1 (3))

$$A_s \geq \frac{N_4}{n \cdot 0,7 f_{bu}} = \frac{133,69}{2 \times 0,7 \times 1} = 95,49 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons HR 10.9 de diamètre $\Phi=14$ mm ($A_s = 115$ mm²)

$$N_1 = 2F_p = 2(0,7 \times A_s \times f_{ub}) = 2 \times (0,7 \times 115 \times 100) = 161 \text{ kN}$$

- **Moment résistant de l'assemblage**

$$M_r = \frac{N_4 \cdot \bar{a} \cdot d_i^2}{d_4} = \frac{161 \cdot 182670}{307} = 95797,62 \text{ KN} \cdot \text{mm}$$

$$M_{sd} = 79549 \text{ KN} \cdot \text{mm} \quad M_{sd} < M_r$$

$$M_r = 95797,62 \text{ KN} \cdot \text{mm}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{89,572}{10} = 8,957 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma M_s}$$

$m=1$ (nombre d'interfaces de frottement)

$k_s=1,0$ (pour les trous à tolérances normales)

$\mu=0,3$ (coefficient de frottement des pièces)

$\gamma M_s=1,25$ (pour les trous de tolérances normales)

$F_p=80,50 \text{ KN}$

$$F_s = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 80,50}{1,25} = 19,32 \text{ KN}$$

$$(V_1=8,957) < (F_s=19,32)$$

- **Résistance de l'âme de poteau en traction**

$$*F_{rd}^3 \quad F_{sd}$$

$$*F_{rd} = f_y \cdot t_w c \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma M_0}$$

$$*b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c) \text{ calcul des structures métalliques selon EC3 P57}$$

$$b_{eff} = 10,2 + 2 \cdot 30 + 5(12 + 21) = 235,2 \text{ mm}$$

$$*F_{rd} = 275 \cdot 7,5 \cdot \frac{235,2}{1,1} = 441 \text{ KN}$$

$$*F_{sd} = \frac{M}{(h - t_{fb})} = \frac{7954,9}{(270 - 10,2)} = 30,619 \text{ KN}$$

***F_{rd}³ F_{sd}** La Condition est vérifiée, il n'est pas nécessaire de rajouter un Raidisseur

- Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

*Frd³ Fsd

$$*Frd = fy' \cdot twc \cdot \left(1,25 - 0,5\gamma Mo' \frac{\sigma n}{fy} \right) \cdot \frac{beff}{\gamma Mo}$$

*Avec...beff = tfb + 2tp + 5(tfc + rc) = 235.2mm

*σn = $\frac{V}{A} + \frac{M}{Wyy}$ calcul des structures métalliques selon EC3 P57

*σn = 0 + $\frac{7954.9}{7.45} = 106777.18 \text{KN/m}^2 = 106.77 \text{N/mm}^2$

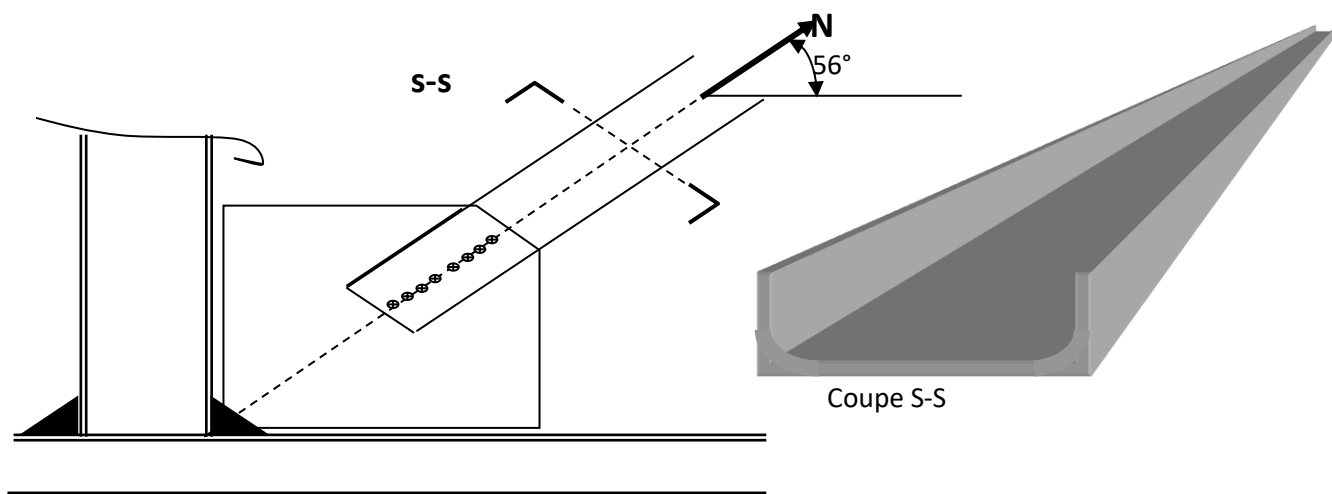
*Frd = $275 \cdot 7.5 \cdot \left(1,25 - 0,5(1.1) \cdot \frac{106.77}{275} \right) \cdot \frac{235.2}{1.1} = 457 \text{KN}$

*Fsd = $\frac{M}{(h - tfb)} = \frac{7954.9 \cdot 10^3}{(270 - 10,2)} = 30.58 \text{KN}$

*Frd³ Fsd P vérifiée

3.2. ATT

3.3.ACHE DIAGONALE UPN200- GOUSSET



La diagonale est constituée d'une section UPN200 reprenant un effort de traction

F=404.116kN ; Gousset : e= 10mm

- Résistance au glissement

$$F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{MS}$$

$$F_p = 0,7 f_{ub} \cdot A_s$$

$$m=1$$

$$k_s=1,0$$

$$\mu=0.3$$

$$\gamma_{MS}=1.25$$

Boulons $\Phi 14$ ($A_s = 115 \text{ mm}^2$)

$$F_p=80.5 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 80.50}{1.25} = 19.32 \text{ KN}$$

- Résistance au Cisaillement

$$F_v = 0,5 \times f_{bu} \times A_b / \gamma_{Mb} \quad \text{boulons classe : 10.9}$$

EC3 tab6.5.3 page251

$$F_v = 0,5 \times 1000 \times 115 / 1.25 = 46 \text{ KN}$$

- A_b est remplacé par A_s Si le cisaillement est sur la partie fileté.

- Nombre de boulons

$$F=404.116 \text{ kN}$$

$$\text{Nombre de boulons : } n = 404.116 / 46 = 8.78 \cong 8 \text{ boulons}$$

$$\Rightarrow \text{On prend boulons } \Phi 14 \Rightarrow d_{tr} = 14 \text{ mm} \Rightarrow F_1 = 404.116 / 8 = 50.51 \text{ KN}$$

- Vérification de pression diamétrale

$$*F_B = 2,5\alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb} \geq F_1$$

EC3 tab6.5.3 page251

$$e_1 = 1.7d \approx 30 \text{ mm}$$

$$p_1 = 2.5d = 40 \text{ mm}$$

EC3.tab6.5.4 p252

$$d_{tr} = 14 \text{ mm}$$

$t = 10 \text{ mm}$ (épaisseur de la platine d'extrémité)

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 16 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

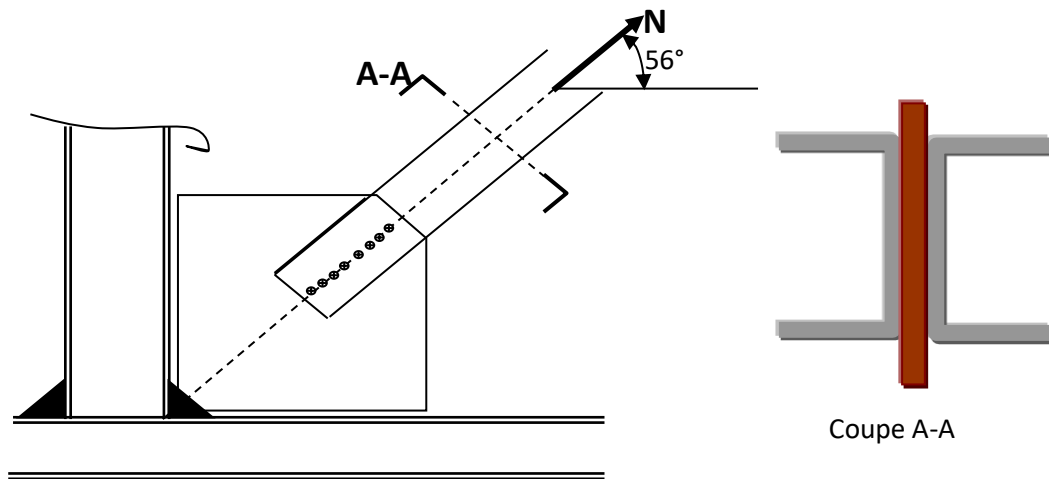
$$f_u = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min(0.62; 0.58; 3.63; 1) \Rightarrow \alpha = 0.58$$

$$F_B = 2,5 \times 0.58 \times 275 \times 14 \times 10 / 1,25 = 55.825 \text{ KN} > F_1 = 50.51 \text{ KN. Vérifiée.}$$

3.4. Attache DIAGONALE 2UPN200- GOUSSET



La diagonale est constituée d'une section UPN200 reprenant un effort de traction

$F=340,8256\text{kN}$; Gousset : $e=10\text{mm}$

- **Résistance au glissement**

$$F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{MS}$$

$$F_p = 0,7 f_{ub} \cdot A_s$$

$$m=2$$

$$k_s=1,0$$

$$\mu=0,3$$

$$\gamma_{MS}=1,25$$

Boulons $\Phi 16$ ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)

$$F_p=109,9\text{KN}$$

$$F_s = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 109,9}{1,25} = 52,752 \text{ KN}$$

- **Résistance au Cisaillement**

$$F_v=0,5 \times f_{bu} \times A_b / \gamma_{Mb} \quad \text{boulons classe : 10.9}$$

$$F_v=0,5 \times 1000 \times 157 / 1,25 = 62,8\text{KN}$$

EC3 tab6.5.3 page251

- **Nombre de boulons**

$$F=340,825\text{kN}$$

$$\text{Nombre de boulons : } n = 340,825 / 62,8 = 5,42 \approx 6 \text{ boulons}$$

$$\Rightarrow \text{On prend boulons } \Phi 16 \Rightarrow d_{tr} = 16\text{mm} \Rightarrow F_1 = 340,825 / 6 = 56,80\text{KN}$$

• Vérification de pression diamétrale

$$F_B = 2,5\alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb} \geq F_1$$

EC3 tab6.5.3 page251

$$e_1 = 1.7d \approx 30\text{mm}$$

$$p_1 = 2.5d = 45\text{mm}$$

EC3.tab6.5.4 p252

$$d_{tr} = 16\text{mm}$$

t=10mm (épaisseur de la platine d'extrémité)

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$$

$$f_{ub} = 1000\text{N/mm}^2$$

$$f_u = 275\text{N/mm}^2$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0.55; 0.58; 3.63; 1) \Rightarrow \alpha = 0.55$$

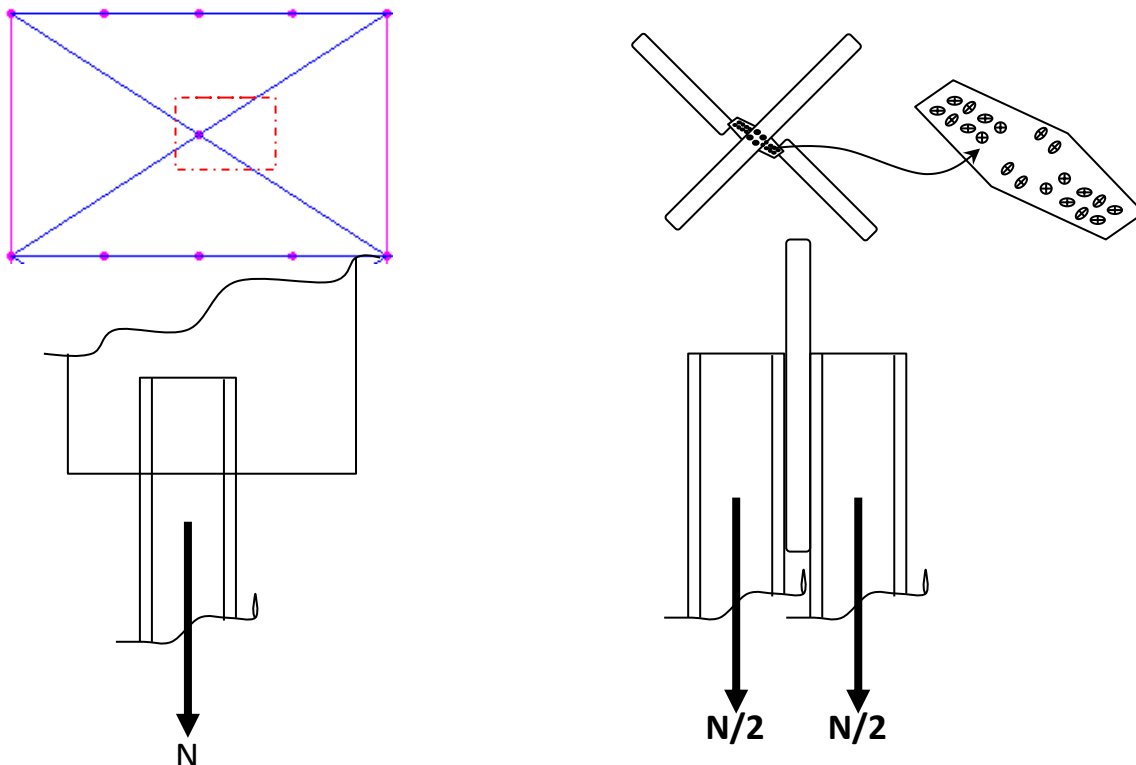
$$F_B = 2,5 \times 0.55 \times 275 \times 16 \times 10 / 1,25 = 48.4\text{KN} < F_1 = 56.8 \text{KN. N'est pas Vérifiée.}$$

Dans ce cas on doit augmenter le diamètre des boulons

Soit les boulons de $\phi 18$

$$F_B = 2,5 \times 0.55 \times 275 \times 20 \times 10 / 1,25 = 60.5\text{KN} > F_1 = 56.8 \text{KN. Vérifiée}$$

3.5.Attache de 2UPN sur un gousset au niveau d'intersection :



- **Résistance au glissement d'un boulon**

$$N_{Sd}=323.212 \text{ KN}$$

$$F_s = k_s \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{M_0}$$

$$\text{Avec } F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Soit les boulons de $\phi 20$ classe 10.9 $\Rightarrow A_s=245 \text{ mm}^2$

$$F_p = 0,7 \cdot 1 \cdot 245 = 171.5 \text{ KN}$$

$$m=2$$

$$\mu = 0.3$$

$$F_s = 1 \times 0.3 \times 171.5 / 1.25 = 41.16 \text{ KN}$$

- **Nombre de boulons :**

$$n = \frac{N}{F_s} = \frac{323.212}{41.16} \square 8$$

Le nombre de boulons $n=8$

- **Pression diamétrale**

$$F_B = 2,5\alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb}$$

$$e_1 = 1.7d \approx 40 \text{ mm}$$

$$p_1 = 2.5d = 55 \text{ mm}$$

$$d_{tr} = 20 \text{ mm}$$

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0.66; 0.91; 3.63; 1) \Rightarrow \alpha = 0.66$$

$$F_B = 2,5 \times 0.66 \times 275 \times 22 \times 10 / 1,25 = 79.86 \text{ KN} > F_1 = 40.4 \text{ KN. Vérifiée}$$

- **Vérification de la résistance des UPN**

Section brute :

$$A_B = 6438 \text{ mm}^2$$

Section net :

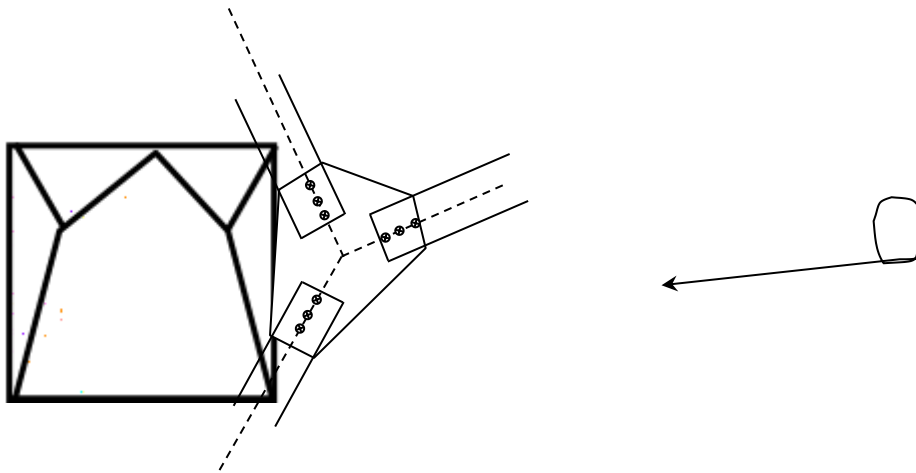
$$A_N = 6438 - 8 \times 22 = 6262 \text{ mm}^2$$

Contrainte de traction :

$$\sigma = \frac{N}{A_N} = \frac{161606}{3220} = 50,18 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa}$$

3.6. Attache des trois barres de la stabilité en (V)

Comme l'effort normal dans la barre la plus sollicitée reste le même donc l'étude reste qu'on a calculer en article **VIII.4.2** tel que la disposition des boulon est comme suit :



3.7. Liaison poutre solive par une double cornière

L'assemblage de poutre solive réalisé à l'aide d'une double cornière (L90.60.6). il doit permettre de transmettre un effort tranchant V dans la sollicitation de calcul à l'état limite ultime $V_{Sd} = 8.22 \text{ KN}$

1. les cornières sont fixées sur l'âme de la solive à l'aide d'un cordon de soudure d'épaisseur $a = 4 \text{ mm}$

2. les cornières sont fixées sur l'âme de la poutre à l'aide des boulons M16 de classe 10.9
- 3.

• **cordon de soudure verticale**

On fait le calcul sur une seule cornière

La sollicitation dans le cordon verticale est :

$$V_{v.Sd} = \frac{V_{Sd}}{2} = \frac{8.22}{2} = 4.11KN$$

La résistance du cordon vertical : (EC3.art.6.6.5 (3))

$$f_{vw.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma M_w} \text{ Avec } \beta_w = 0.8 \text{ et } \gamma M_w = 1.25$$

$$f_{vw.d} = \frac{275 / \sqrt{3}}{0.8 \cdot 1.25} = 158.77N / mm^2$$

• effort résistant de la soudure

$$V_{w.Rd} = f_{vw.d} \times a \times a_2 = 158,77 \times 4 \times 120$$

$$V_{w.Rd} = 76,209KN$$

$$V_{w.Rd} \geq V_{v.Sd} = 4,11$$

• cordon de soudures horizontales :

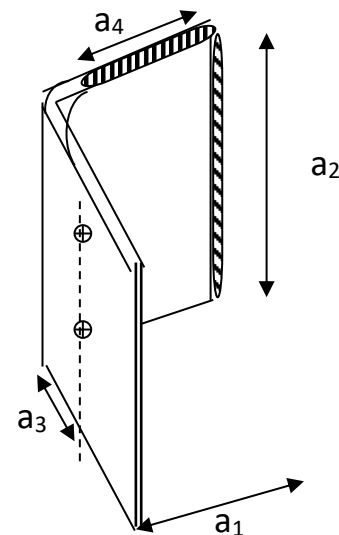
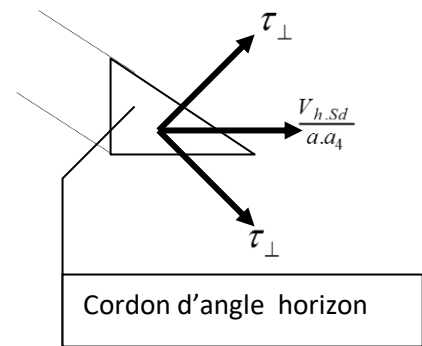
-Calcul des sollicitations :

Effort horizontal parallèle :

$$V_{h.Sd} = \frac{(V_{Sd} / 2) \cdot a_1}{a_2} = \frac{4,11 \cdot 90}{120} = 3.082KN$$

La contrainte correspondante

$$\tau_{\square} = \frac{V_{h.Sd}}{a \cdot a_4} = \frac{3082}{4 \times 75} = 10.27N / mm^2$$



6-Conclusion :

Après conception et vérification des assemblages nous passons à un autre assemblage qui est

la liaison de la structure avec le sol, que nous allons étudier dans le chapitre suivant.

Chapitre : 7

Etude d'ancrage

Chapitre :7

Etude d'ancrage

1. Introduction

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif ancrée par des tiges de scellement.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est à dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrages et dans la platine, le moment et l'effort normal exercés sur la base du poteau sont équilibrés par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton

2. Définitions

2.1. La platine d'extrémité

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges d'ancrages scellés dans la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur la surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur

2.2. Les tiges d'ancrage

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

2.3. La bêche

La bêche est un tronçon de profilé soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert à la transmission au béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau

2.4. La contre platine

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation. La contre platine a deux fonctions, l'une est destinée pour répartir les efforts de compression transmis par le poteau et l'autre permet au pied de poteau des mouvements de rotation.

3. Hypothèse

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastrement dans les deux sens longitudinal et transversal.

Le béton des poteaux est dosé à 350 kg/m^3 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Choix des cordons de soudures

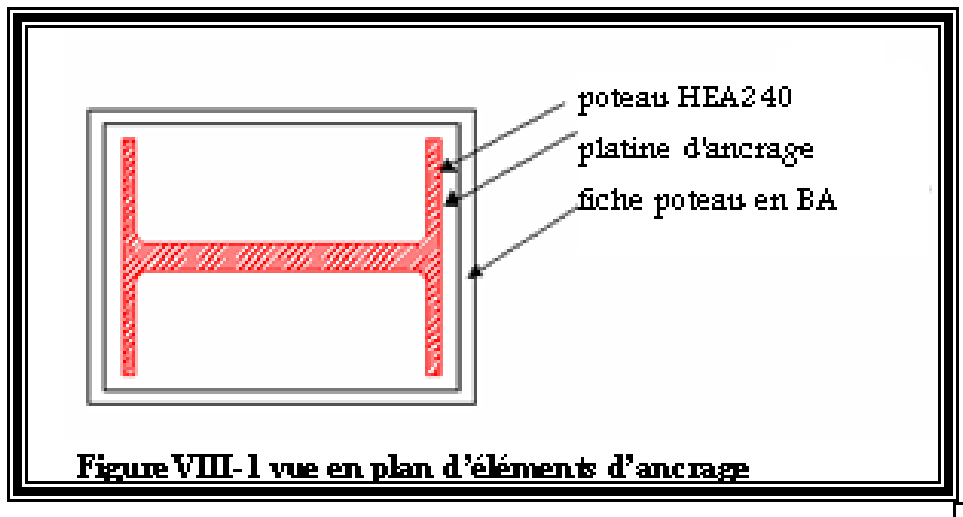
Poteau HEA240 ($h_c = 230 \text{ mm}$; $B = 240 \text{ mm}$; $t_f = 12 \text{ mm}$; $t_w = 7.5 \text{ mm}$)

Cordon semelle: $a_s = 0.7t_f = 0.7 \times 12 = 8.4 \text{ mm}$ \implies on prend $a_s = 10 \text{ mm}$

Cordon d'âme: $a_d = 0.7t_w = 0.7 \times 7.5 = 5.25 \text{ mm}$ \implies on prend $a_d = 8 \text{ mm}$

La largeur minimale de la platine $h_{p \text{ min}}$:

$h_{p \text{ min}} = 2a_s + h_c = 2 \times 10 + 230 = 250 \text{ mm}$ \implies on prend $h_p = 300 \text{ mm}$



4. calcul d'un Pied de poteau encastéré

On a le poteau HEA240, encastéré en pied, soumis à un effort normal pondéré centré de :

$N = 549,29 \text{ KN} = 54929 \text{ daN}$

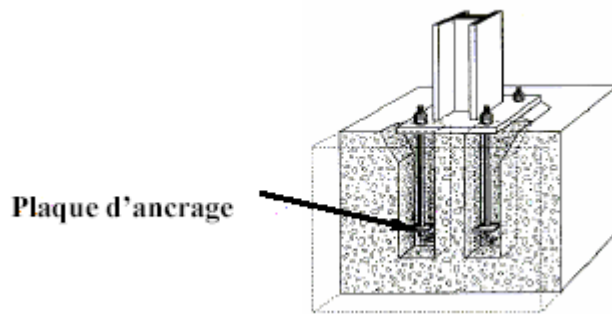
$M = 17,3 \text{ KN.m} = 1730 \text{ daN.m}$

$T = 7.57 \text{ KN} = 757 \text{ daN.m}$

Béton dosé à 350 Kg/m^3 de ciment $\bar{\sigma} = 80 \text{ daN/cm}^2$

4.1. Caractéristique des tiges

Donc on adoptera des tiges avec des plaques d'ancrage



$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi l}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2}$$

g_c : étant le dosage en ciment du béton = 350kg/m³

Φ : diamètre de la tige lisse

L_1 : longueur de la tige lisse = 38.5 Φ

N : l'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques
(Sous $G+Q+1.2E$) = 549.29daN

d_1 : distance centre la lige et la paroi la plus proche
Effort admissible par lige $d_1 = 700\text{mm}$

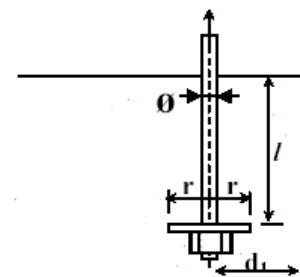
$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi l}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \geq \frac{N}{4}$$

D'où l'on tire $1.48\Phi^2 - 1379.56\Phi + 33333 \geq 0$

Soit $\Phi \geq 25\text{mm}$ \implies pour notre cas en prend $\Phi = 30\text{mm}$

On prend des tiges qui ont un diamètre $\phi 30\text{mm}$. Section résistante $A_r = 561\text{mm}^2$

4.2. Positionnement de la tige



$$\ell_1 = 20\phi = 20 \times 30 = 600\text{mm}$$

$$\ell_2 = 2\phi = 2 \times 30 = 60\text{mm}$$

$$d_1 = 150\text{mm}$$

Le poteau est sollicité en pied par effort normal centré N et un moment de flexion M, ce qui est équivalent à un effort vertical N excentré de valeur

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17300}{54929} = 31,5\text{cm}$$

$D/6=40/6=6.7 \text{ cm} > e$ donc le centre de poussée se trouve à l'intérieur du tiers central de la section, la platine ne va pas soulevée ni à gauche ni à droite (tous les boulons sont sollicités à la compression).

4.3. Vérification de la contrainte de compression du béton

A : section des l'ensemble des boulons

$$A=5.61 \times 4=22,44$$

$$\ell = 50\text{cm}$$

$$h=45\text{cm}$$

$$b=50\text{cm}$$

L'équation du 3^{eme} degré en h' s'écrit alors :

$$h'^3 + 3(\ell - h)h'^2 + 90A \frac{\ell}{b} h' - 90A \frac{\ell}{b} h = 0$$

$$h'^3 + 3(5)h'^2 + 90 \times 22.44 \times h' - 90 \times 22.44 \times 45 = 0$$

$$h'^3 + 15h'^2 + 2019.6 \times h' - 90882 = 0$$

Et a pour solution

$$h' = 28 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2.N . \ell}{b.h' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 54929 \times 50}{50 \times 28 \left(45 - \frac{28}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

$$11\text{daN} / \text{cm}^2 \leq 80\text{daN} / \text{cm}^2$$

4.4. Vérification des goujons à la traction :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \frac{\ell - h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{54929}{2204} \cdot \frac{(500 - 450 + 93,33)}{356,67}$$

$$\sigma_a = 10,01 \text{ daN / cm}^2$$

$$1,25\sigma_a = 125,19 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa}$$

❖ Effort de traction sollicitant les boulons gauches

$$T = A \cdot \sigma_a = 5610 \text{ daN}$$

❖ Effort de compression sollicitant le béton sous la platine

$$\sigma_b = 78,20 \text{ KN}$$

$$C = \frac{1}{2} b h' \sigma_b$$

$$C = 0,5 \times 50 \times 49 \times 78,20 = 95795 \text{ KN}$$

4.5. Calcul de l'épaisseur de la platine :

$$M = \sigma_a \times 6 \times A = 1001 \times 6 \times 5,61 = 33693,66 \text{ daN cm}$$

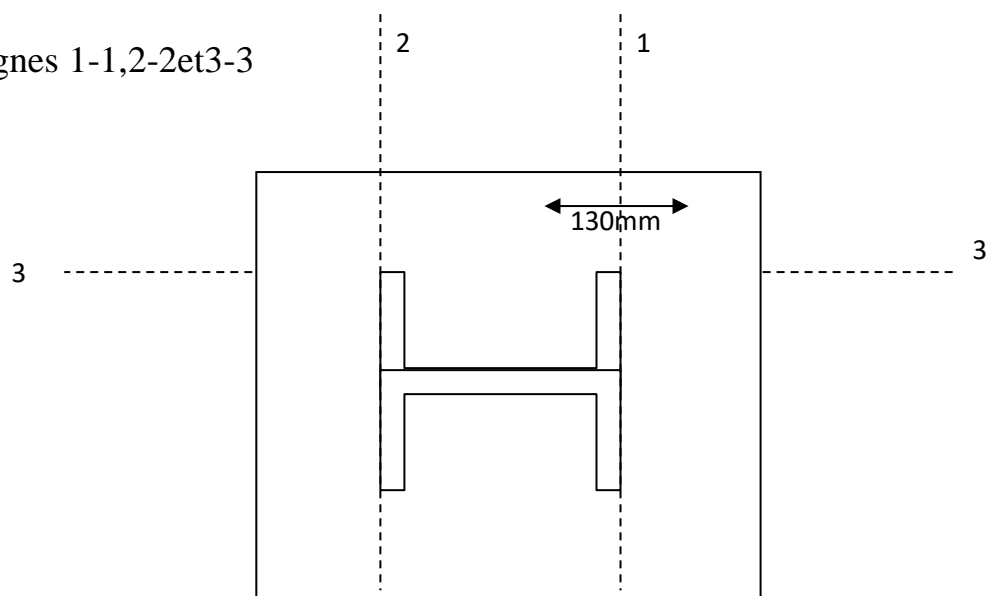
$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times M}{b \times \sigma_a}} = \sqrt{\frac{6 \times 33693,66}{50 \times 27500}} = 38,34 \text{ mm}$$

On prend $e = 40 \text{ mm} = 4 \text{ cm}$

Autre méthode

On admet que les platines, soumise aux réactions des fondations, risque de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux, telles

Que les lignes 1-1, 2-2 et 3-3



*le moment correspondant a pour valeur :

$$M = \sigma b \cdot \frac{u^2}{2} \quad \text{p 273 (calcul des structures M selon Ec03)}$$

* le moment résistant élastique de la platine est :

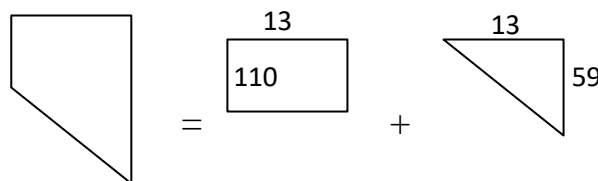
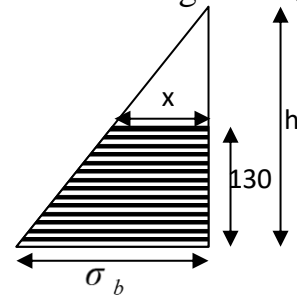
$$M_{el} = W_{el} \cdot f_y \quad \text{avec } W_{el} = b \cdot t^2 / 6$$

Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

$$\frac{h'}{\sigma_b} = \frac{h' - 130}{x}$$

$$\frac{280}{110} = \frac{280 - 130}{x} \Rightarrow x = 59$$



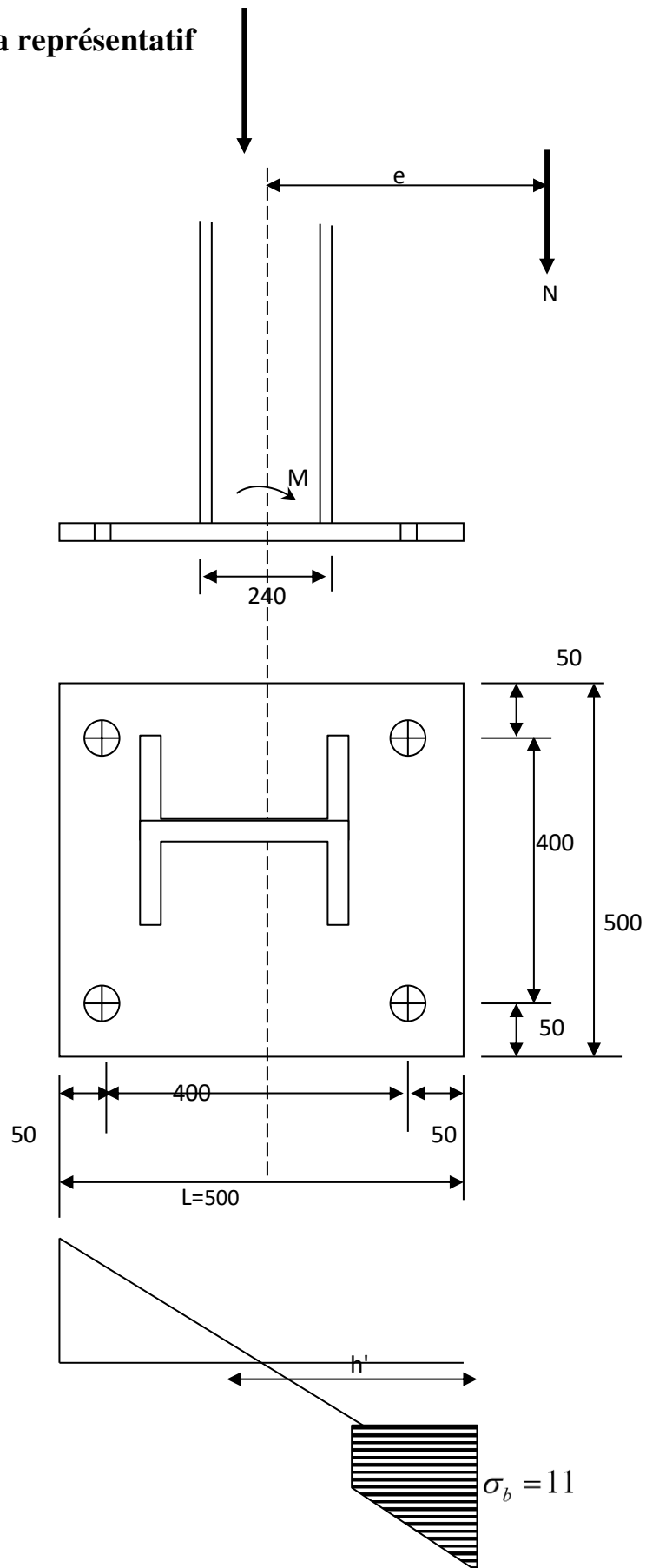
$$M_1 = 110 \times 13 \times (0.13/2) = 92.95 \text{ daNm} \quad / \quad 0.13/2 \quad \text{bras de levier}$$

$$M_2 = (59 \times 13/2) \cdot (0.13/3) = 16.61$$

$$M = 76.33 \text{ daNm}$$

$$\frac{M}{W_{el}} = 76.33 \times \frac{6}{t^2} \leq f_y \quad \text{D'où } t = 4 \text{ cm}$$

4.6. Schéma représentatif



Chapitre 08:
Etude des Fondations

Chapitre 08: Etude des fondations

1. Définition

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

2. Rappel

Les types des fondations

Fondation superficielle:

- Semelle isolée sous Poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiers généraux ou nervurés

-Fondation profonde (semelle sous pieux)

3. Choix des fondations

-Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectué que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol $=0.2\text{MPa}$)

4. Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculées de la même manière

4.1. Stabilité des fondations

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- ♣ Des sollicitations dues à la superstructure
- ♣ Des sollicitations dues au sol.

Semelle isolée sous poteaux

Méthode des bielles

D'après l'article 10.1.4.1 de RPA les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action :

- G+Q
- 1.35G+1.5Q

G+Q $N_{Sd}=549,29 \text{ KN}$; N_{Sd}, M_{Sd} : l'effort normale et le moment à l'ELS
 $M_{Sd}=17,3 \text{ KN.m}$

• 1.35G+1.5Q $N_{Sd}=551.537 \text{ KN}$
 $M_{Sd}=4.48 \text{ KN.m}$

On adopte pour la combinaison **G+Q** qui est la plus défavorable Vis-à-vis le moment

$$N_{Sd}=358.157 \text{ KN} \quad M_{Sd}=17.284 \text{ KN.m}$$

$$N_{Sd}=360.399 \text{ KN} \quad M_{Sd}=4.459 \text{ KN.m}$$

On adopte pour la combinaison qui est la plus défavorable vis-à-vis le moment.

D'après la comparaison des deux combinaisons de charge on trouve qu'il y a lieu de travailler avec la combinaison (G+Q)

4.2. Pré dimensionnement

❖ Combinaison de charge (G+Q)

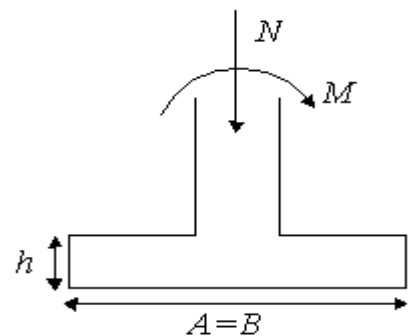
Semelle carré : $S=A \times B$

$$\sigma'_{sol}=2 \text{ bar}=0,2 \text{ MPa}$$

$$A \times B \geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol}} = \frac{549.29}{200} = 2.74 \text{ m}^2$$

$$A \times B \geq 2.74$$

On prend $A. B=2,8 \text{ m}^2 \Rightarrow A=B=1.7 \text{ m}$



Calcul de hauteur de la semelle

La hauteur de la semelle est : $h_t = d + 5$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur

$$d \geq \frac{B - b}{4} \quad \text{utile}$$

Avec b : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversale

$$b = 0.24\text{m.}$$

$$d = 0.40\text{m} \Rightarrow h_t = d + 5 = 40 + 5 = 45\text{cm}$$

$$h_t = 0.45\text{m}$$

4.3. Vérification de la stabilité

Quelque soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

Stabilité $\Rightarrow A \geq 6e_1$, tel que e_1 : excentricité

$$*e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{17,3}{549,29} = 0,031\text{m}$$

$$*6e_1 = 6 \times 0,031 = 0.18\text{m}$$

A

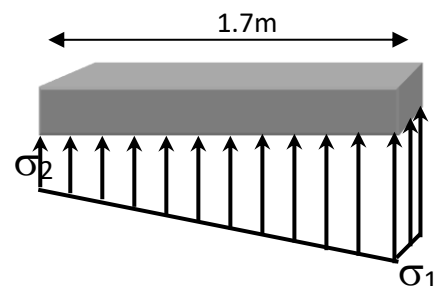
$> 6e_1$ condition de stabilité est vérifiée

4.4. Vérification de la contrainte

$$A \geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol} \times B} \left(1 + 3 \frac{e_1}{B} \right) = \frac{549.29}{200 \times 1,7} \left(1 + 3 \frac{0,031}{1,7} \right) = 1,70\text{m}$$

Donc :

$$A > 0,53\text{m (vérifiée)}$$



5. FERRAILLAGE

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left(1 \pm \frac{6e_2}{A} \right)$$

$$e_2 = 0.031m$$

$$S = 1,7 \times 1,7 = 2,90m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{549.29}{2.9} \left(1 + 6 \frac{0,031}{1,7} \right) = 200kn / m^2 \leq \sigma'_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{549.29}{2.9} \left(1 - 6 \frac{0,031}{1,7} \right) = 168.68kn / m^2 < \sigma_{sol} = 200kn / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma'_1 + \sigma'_2}{4} = \frac{3 \times (200) + 168.68}{4} = 192.17kn / m^2$$

$$N^* = \sigma_{moy} \times S = 192.17 \times 2.9 = 557.29kn$$

$$A_x = \frac{N^*(B - b)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_y = \frac{N^*(A - a)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_x = \frac{557.29(1,7 - 0.24)}{8(0.40)348} \times 10 = 7,30cm^2$$

$$A_x = \frac{557.29(1,7 - 0.23)}{8(0.40)348} \times 10 = 7,35cm^2$$

Donc il faut prendre la section minumun de BAEL 91(art.6.1)

$$A_s \geq 0,23 \frac{b' d' f_{ij}}{f_e} = 0,23 \frac{45' 170' 2,1}{400} = 9.23cm^2$$

*** Choix des barres**

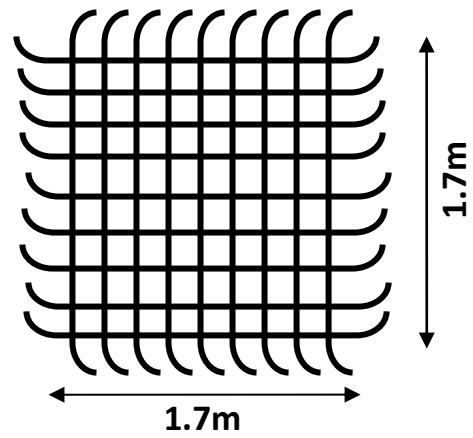
$$9HA12 = 10,18cm^2$$

*** Calcul l'espaceement des cadres**

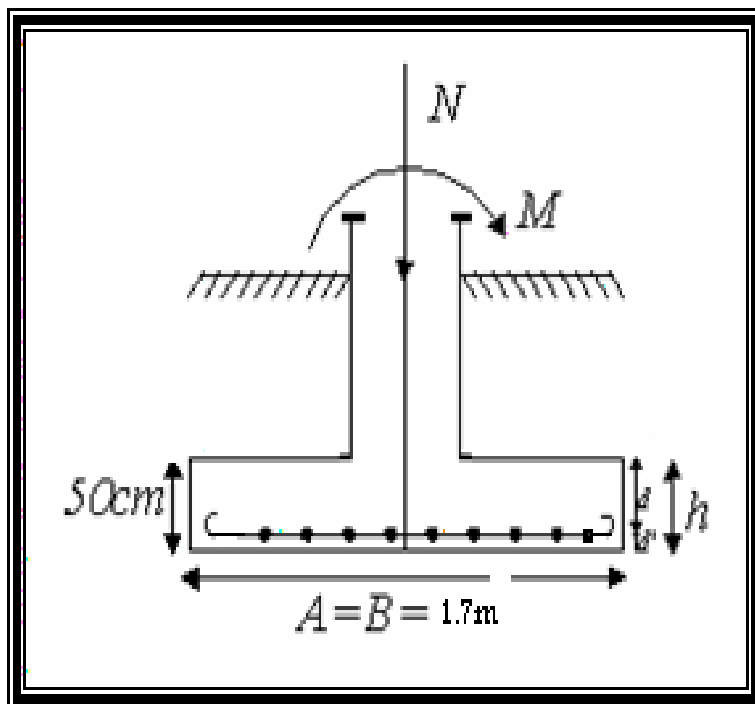
$$S_t \leq \min(20cm, 15\emptyset)$$

$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15 \times 1,018 = 15.27\text{cm})$

En prend $S_t = 15.00\text{cm}$



Vue en plan d'un croqué de ferrailage de la semelle



8-Conclusion :

A la fin de ce chapitre, les fondations ont été définies et nous passons à une étape importante dans la construction métallique qui est la protection de la structure contre le feu et la corrosion.

CHAPITRE 9 :
PROTECTION DE LA STRUCTURE

CHAPITRE 9 :

PROTECTION DE LA STRUCTURE

1. Résistance vis-à-vis la corrosion :

La corrosion est un facteur parmi plusieurs facteurs qu'on doit prendre en compte pour la protection des structures, intervienne la durée de vie planifiée de la construction et le type d'environnement dans lequel elle sera érigée .les différents procédés de préparation de surface sont passés en revue.l'emploi des peintures pour les structures est traité sous ses principaux aspects :

*Bases de choix des peintures et des systèmes de peinture.

*modes d'application et travaux d'entretien des peintures

*les produits grenillés et peints font partie des solutions possibles.

Parmi les revêtements métalliques des structures, le zinc est la plus utilisé en raison de sa protection sacrificielle, aussi bien la galvanisation par trempage à chaud

1.1.Considération à la protection à la corrosion :

L'acier est un alliage de fer de carbone, d'autres éléments étant ajoutés selon le procédé de fabrication et la performance finale exigée. Les aciers de construction contiennent de 0,12à0, 24%de carbone. L'acier se combine facilement avec l'oxygène et l'eau pour produire un oxyde de fer ressemblant au minerai de fer d'origine.

La corrosion électrochimique peut être concentrée en certains points .dans ce cas, un taux élevé de destruction aux points ne représentant pas plus de 1% de la surface totale peut affecter la résistance d'un composant en acier.

L'explication de cette concentration élevée due essentiellement à la présence de calamine qui est un matériau physiquement instable, n'est pas une couche continue et ne représente pas une barrière protectrice

1.2.Milieus corrosifs

La corrosion est susceptible de se produire lorsqu'une ou plusieurs conditions sont présentes :

- Un taux d'humidité supérieur à 60%
- Une pollution atmosphérique qui apporte des impuretés comme les sulfides et les chlorides
- La présence de calamine avec des cassures ou discontinuités.

Avant de décider de la manière de protéger l'acier, il convient de s'avoir :

1.les conditions générales d'environnement.

2.la susceptibilité de ses conditions de se modifier dans un avenir prévisible.

3. une pollution locale, à titre d'exemple par le dioxyde de soufre, pourrait-elle rendre l'environnement plus agressif qu'il y paraît à première vue.
4. lorsqu'il s'agit de déterminer le système de protection d'un projet, celui-ci doit-il être divisé en différentes parties du point de vue environnemental ou bien le cas le plus défavorable peut-il être généralisé.
5. des conditions spéciales, telle que des taches d'eau ou des poches d'eau résiduelles pourraient-elles exclure l'usage de revêtements déterminés ?
6. l'entretien du système de protection choisi peut-il être réalisé efficacement et économiquement pendant toute la durée de vie exigée de la structure ?

2. Résistance au feu

Bien qu'il n'existe pas de règlement Algérien pour l'étude du comportement des structures métalliques vis à vis du feu, certaines dispositions doivent être prises pour se prémunir des risques occasionnés par le feu sur la structure.

La résistance au feu est le temps pendant lequel un élément de construction peut jouer le rôle qui lui est dévolu, malgré l'action de l'incendie.

Matériau incombustible, l'acier n'en est pas moins un bon conducteur de chaleur. Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie et la température atteinte par les profilés dépend de leur massivité. Cette notion désigne le quotient de la masse linéique par la surface exposée linéique.

Dans les tableaux, on exprime aussi de façon pratique cette grandeur par le facteur de massivité défini comme le quotient du périmètre exposé au feu p (m) par la section A (cm²), soit Facteur de massivité : p/A (en m-1)

2.1. Les types de protection :

La durée de stabilité au feu d'un profilé métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier.

La première solution est basée sur la mise en œuvre d'un élément entre l'acier et la zone de feu. Cet élément de protection thermique interposé peut être de nature diverse et en contact ou non avec l'acier conduisant à une famille de trois systèmes :

- la protection par écran, horizontal ou vertical.
- le refroidissement par eau.
- Protection par matériel contre incendies.

2.2. La protection par écran

C'est le principe le plus couramment utilisé. La notion de protection rapportée est associée à l'utilisation du facteur de massivité pour la détermination des températures atteintes par les profils et par conséquent pour la composition des éléments de protection. On distingue trois types de produits :

1) Les produits projetés ou flocages

Peuvent être fibreux ou pâteux. Ils sont généralement composés de fibres minérales, de vermiculite, de laitier ou de plâtre accompagnés d'un liant. Effectuée à l'aide d'un appareillage spécial, la projection a lieu en milieu humide. Plusieurs couches peuvent être nécessaires allongeant alors les temps de séchage. Les durées de stabilité au feu obtenues peuvent atteindre 6 heures.

2) Les peintures intumescentes

Se sont des produits dont la particularité réside dans la transformation à la chaleur. A froid, l'épaisseur du film varie de 0,5 à 4 mm d'épaisseur. Porté à une Température entre 100°C et 200°C, le produit gonfle et se transforme en mousse, atteignant des épaisseurs de 30 à 40 mm, qui assure la protection de l'élément métallique.

Ces peintures sont mises en œuvre selon un mode traditionnel : pistolet ou brosse, mais nécessitent une grande rigueur dans leur phase d'application afin de s'assurer de l'homogénéité de la protection.

La conservation de l'esthétique de l'acier constitue le principal intérêt de ce type de protection qui peut atteindre des degrés de résistance de 1h voire pour certaines solutions 1h½ à 2h.

3) Les produits en plaques :

Se sont à base de plâtre, de vermiculite, de fibres Minérales ou de composés silico-calcaires.

Le principe consiste à former un caisson autour de l'élément métallique. Les modes de fixation sont mécaniques (vis, agrafes) ou par collage.

Les risques de passage de gaz chauds au droit des joints requièrent une attention particulière lors de l'exécution.

2.3. Les systèmes irrigués :

Ce procédé est employé avec des profils creux remplis en permanence d'eau, amenée ou non à circuler selon les systèmes. Il repose sur le maintien contrôlé de la température.

Dans les cas de circulation d'eau, il y a échauffement au niveau du foyer d'incendie puis déplacement de l'eau chauffée et remplacement par de l'eau froide grâce à un principe de thermosiphon au sein du circuit. Sans circulation, chaque poteau est rempli d'eau et possède un dispositif autonome de régulation.

Teau <110°C → Tacier <250°C

Complexe à mettre en œuvre, ce type de procédé nécessite un entretien régulier.

a) Protection par matériel contre incendies : pour ce type de protection, il faut utiliser des extincteurs à anhydrique carbonique liquéfié placés dans différents endroits accessibles de la structure et des systèmes sprinkler à déclenchement automatique liés a une alarmeantiincendie.

9-Conclusion :

A présent la structure est prête a entrée dans une nouvelle phase qui est l'exploitation.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Ce travail ma permis de mettre en évidence les notions par capacité de résistance des éléments métalliques selon le règlement EUROCODE03 aux états limites comparativement ceux exigences de vérifications prescrites dans l'ancien règlement CM66.

Cette étude nous permet de nous familiarisé avec les nouvelles notions qui nous servant avantage pour notre activité professionnelle.

Annexes

Références bibliographiques

- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers CCM97. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/ VERSION 2003. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent RNV99. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.331 Règles de calcul des fondations superficielles. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- BAEL91 Calcul des Structures en béton.

Mémoire

- Etude d'un bâtiment administratif en charpente métallique, (M. DAHMAN Chérif), 2011. Université ABOU BEKR BELKAID.
- Etude d'un bâtiment (R+3) en charpente métallique à usage d'habitation, (M. Siad Nacir), 2006. Ecole national des travaux publics (ENTP).
- Etude et conception d'un bloc pédagogique (R+3) en charpente métallique, (M. Oussalem Belkacem et M. Helal Sofiane), 2008. Université de Boumerdes.
- Etude d'un bâtiment administratif en charpente métallique (M. AHMED BEY Abdelheq et M. YAHIAOUI Yahia), 2006. Ecole national des travaux publics (ENTP).
- Etude et conception d'un bâtiment (r+4) à usage bureaux (M. Merchichi Salem et M. Doua Abdessamed), 2010. Université de Boumerdes.