

M/624.808

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénierie

Département de : "Génie Civil"

Domaine. "Sciences et Technologie"

Spécialité : "Génie Civil", " Option : Conception et Calcul des Constructions "



Présenté par

*REMACHE Sabiha

*LOUIZA Halima

ÉTUDE D'UN BLOC ADMINISTRATIF (R+1) AVEC UNE ÉTUDE D'OPTIMISATION THERMIQUE

✚ Sous la direction de: Mr. BOUDJEHEM Hocine.

Jun 2013



Remerciement

Louange à Dieu qui nous avons donné l'esprit, le courage pour surmonter toutes les difficultés durant cette étude ainsi que l'endurance pour terminer ce projet.

Nos remerciements vont à tous ceux qui ont contribué à la réussite de ce travail, en particulier à :

Les membres de jury qui me font l'honneur de juger notre travail.

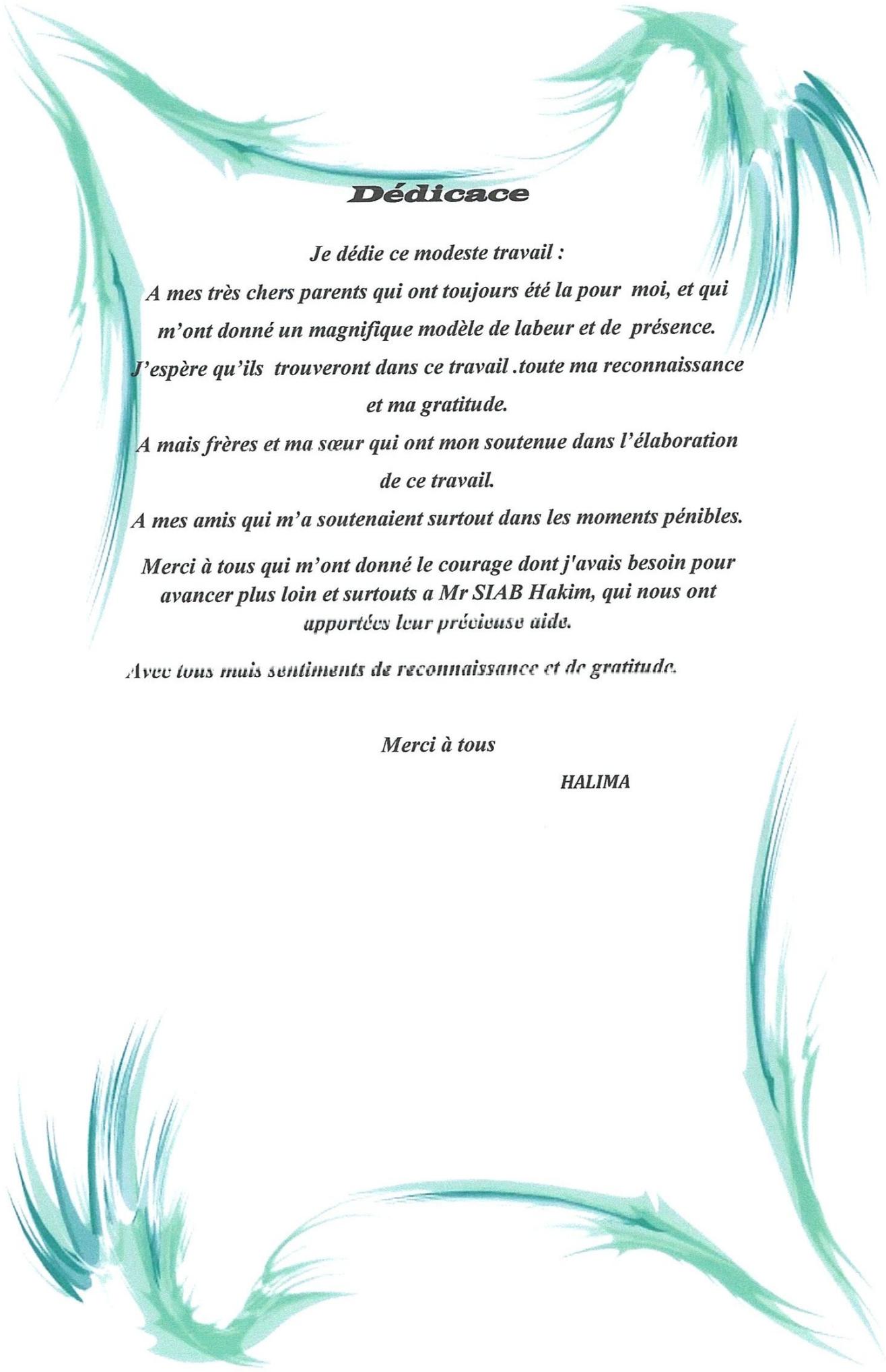
Tous mes onsoignants qui m'ont donnés le bonheur durant tout le cursus universitaire.

Et enfin toute notre gratitude et reconnaissance vont à notre encadreur Mr. BOUDJEHEM h ; assistant (Université de Guelma) qui avec sa bonté et ses efforts inépuisables.

N'a cesses de nous orienter et de nous offrir ces conseils et sa soutien.

Sans oublier toutes les personnes qui nous ont facilité la tache Chacun au niveau de son service et à tous ceux qui ont contribués de prés ou de loin pour que se travail voie le jour.

Merci à tous



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui ont toujours été la pour moi, et qui
m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de présence.*

*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance
et ma gratitude.*

*A mes frères et ma sœur qui ont mon soutenue dans l'élaboration
de ce travail.*

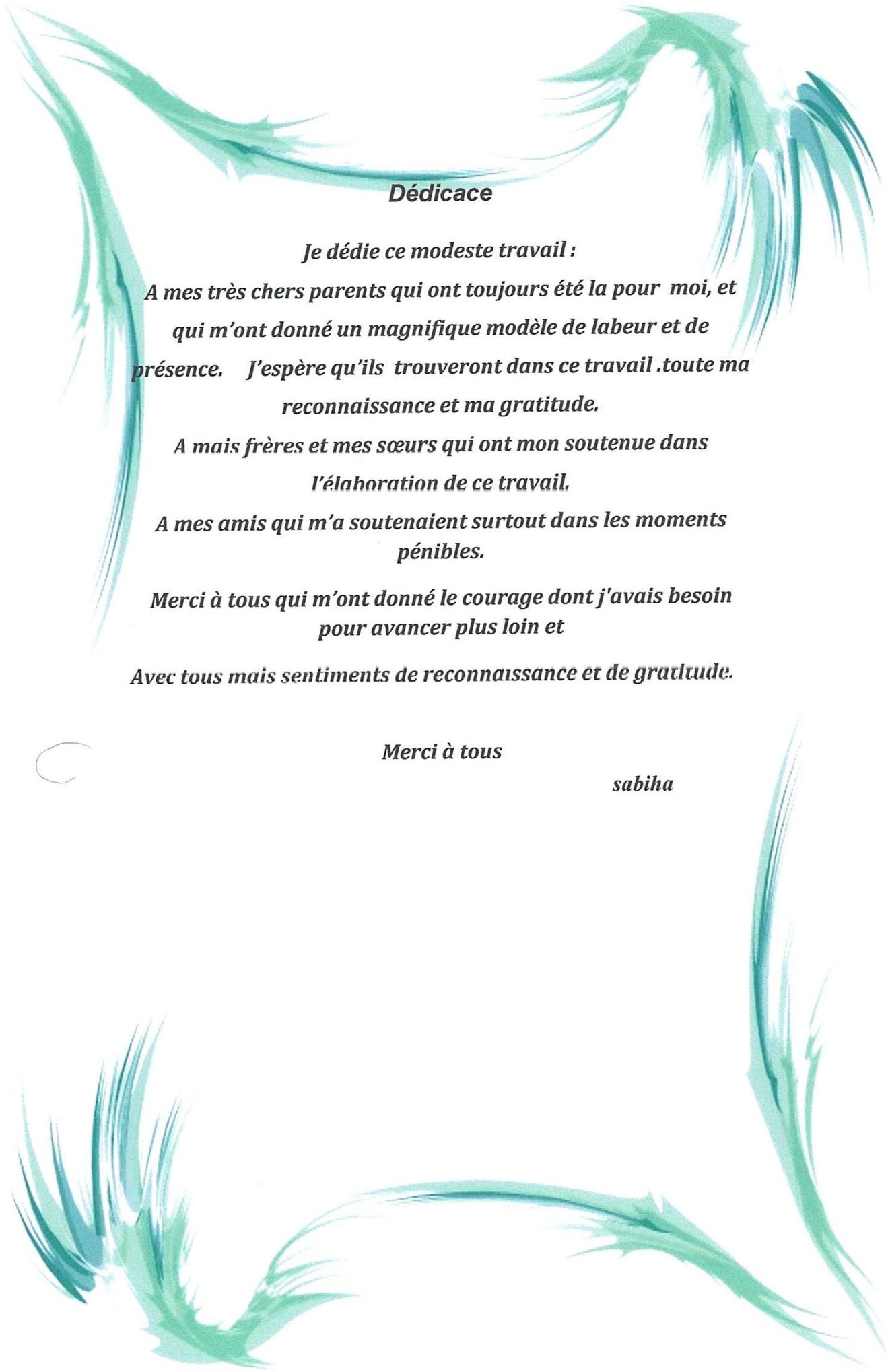
A mes amis qui m'a soutenaient surtout dans les moments pénibles.

*Merci à tous qui m'ont donné le courage dont j'avais besoin pour
avancer plus loin et surtout a Mr SIAB Hakim, qui nous ont
apportées leur précieuse aide.*

Avec tous muis sentiments de reconnaissance et de gratitude.

Merci à tous

HALIMA



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui ont toujours été la pour moi, et
qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de
présence. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail .toute ma
reconnaissance et ma gratitude.*

*A mes frères et mes sœurs qui ont mon soutenue dans
l'élaboration de ce travail,*

*A mes amis qui m'a soutenaient surtout dans les moments
pénibles.*

*Merci à tous qui m'ont donné le courage dont j'avais besoin
pour avancer plus loin et*

Avec tous mais sentiments de reconnaissance et de gratitude.

Merci à tous

sabiha

TABLE DES MATIERES

Résumé	i
Listes des figures et les tableaux	ii

PARTIE1

Chapitre I. Introduction et conception de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	01
I.1.1. Choix structural	01
I.1.2. L'effet de la température	01
I.1.3. Caractéristiques des matériaux	02
I.2. Hypothèses de calcul.....	03
I.2.1. Charges permanentes (G)	03
I.2.2. Surcharges climatiques (N, V)	03
I.2.3. Surcharge d'exploitation (Q)	03
I.2.4. Effet du séisme (E)	03
I.2.5. Evaluation des charges permanentes	03
I.3. Conception de l'ouvrage.....	06

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments:

II.1. Introduction	08
II.2. Les solives	08
II.3. Les poutres	09
II.4. Les poteaux	13

Chapitre III. Etude de vent :

III.1. Generalites.....	15
III.2. Evaluation de la pression du vent.....	16
III.3. Détermination des coefficients	17
III.3.1. Effet de site	17
III.3.2. Effet de masque	17
III.3.3. Effet de dimension	17

III.3.4. Effet dynamique	17
IV- Calcul des rapports de dimensions.....	18
V-Calcul des actions statique du vent	19
V.1.Action extérieures C_e	19
V.1.Action intérieures C_i	20
VI-Calcul de la pr�ession du vent.....	33

Chapitre IV.  tude au séisme

IV.1. Introduction	36
IV.2. Calcul de la force sismique totale	36
IV.3. Détermination des coefficients	36
IV.3.1. Coefficient de comportement de la structure (R).....	36
IV.3.2. Coefficient d'accélération des zones (A).....	37
IV.3.3. Facteur de qualité (Q)	38
IV.3.4. Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	39
IV.2.5. Evaluation du poids du bâtiment (W)	42
IV.4. -Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	43
IV.4. Distribution des efforts (f_k) sur les stabilités	44
IV.5. Détermination des efforts	46

Chapitre V. Calcul des éléments secondaires

V.1. Calcul du plancher mixte.....	49
V.1.1. Généralités.....	49
V.1.2. Hypothèses de calcul.....	49
V.1.3. Notations	49
V.1.4. Calcul des contraintes	52
V.1.5. Calcul des déformations	55
V.1.6. Action de l'effort tranchant	57
V.2. Calcul de connecteurs.....	58
V.2.1. Généralités.....	58
V.2.2. Choix du connecteur	58
V.2.3. Vérification des conditions.....	59
V.2.4. Calcul des distances entre connecteurs	59

V.2.5. Vérification des soudures	60
V.2.6. Vérification.....	60
V.3. Ferrailage de la dalle	61
V.3.1. Généralités.....	61
V.3.2. Rapport de dimension : « α »	61
V.3.3. Condition de non fragilité	62
V.3.4. Conclusion.....	62
V.4. Etude de l'escalier	64
V.4.1. Conception	64
V.4.2. Dimension de l'escalier	65
V.4.3. Evaluation des charges	65
V.4.4. Dimensionnement des éléments porteurs	65
V.5. Calcul des poutres sablières	70
V.5.1. Généralités.....	70
V.5.2. Plancher terrasse	70
V.5.3. Etage courant	70

Chapitre VI. Stabilité verticale

VI.1. Calcul du contreventement vertical.....	74
V.1.1. Détermination des efforts dans les barres.	74
V.1.2. Dimensionnement des diagonales.....	74
V.1.3. Déformation horizontale de la palée.	75
V.1.4. Vérification.....	76

Chapitre VII. Etude du portique

VII.1. Généralités.....	77
VII.2. Méthode de calcul (Méthode de CROSS).....	77
VII.2.1. Étape de calcul	77
VII.2.2. Système à nœuds fixes.....	78
VII.2.3. Système à nœuds déplaçables.....	78
VII.3. Application de la méthode.....	79
VII.3.1. Hypothèses de calcul.....	79
VII.3.2. Raideurs des barres.....	79
VII.3.3. Coefficients de répartition.....	79
VII.3.4. Moments à nœuds fixes.....	80

VII.3.5. Calcul de l'effort tranchant.....	82
VII.3.6. Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire ($\Delta 1$).....	84
VII.3.7. Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire ($\Delta 2$).....	86
VII.3.8. Efforts (M.N.T) sous charges réelles.....	89
VII.3.9. Combinaisons des charges.....	91
VII.4. Vérification du portique.....	94
VII.5. Vérification des déplacements.....	99

Chapitre VIII. Calcul des assemblages

VIII.1. assemblage des diagonales de la stabilité.....	102
VIII.2. assemblage poteau – poutre.....	103
VIII.3. assemblage poutre – solive.....	106
VIII.4. assemblage poutre palière – poteau.....	111
VIII.5. assemblage limon poutre – palière.....	111

Chapitre IX. Base des poteaux et tiges d'ancrages

IX.1. base des poteaux.....	113
IX.1.1. platine sous poteaux.....	113
IX.1.2. platine sous limon.....	114
IX.2. tiges d'ancrages.....	115
IX.2.1. diamètre des boulons d'ancrages.....	115
IX.2.2. longueur d'ancrage.....	115

PARTIE 2

Chapitre I. Une étude d'optimisation thermique

I. Généralités.....	117
I.1. Introduction.....	117
I.2. Base de calcul et exigences.....	118
I.3. Expression générale des déperditions.....	119
I.4. Vérification et déperditions de référence.....	120
I.5. Calcul des déperditions de base.....	121
I.6. Puissance de chauffage à installer.....	122
II. Calcul des déperditions thermiques.....	124
II.1. Calcul des termes intervenant dans le calcul thermique.....	124
II.2. Présentation des variantes des murs.....	126
II.3. Calcul des déperditions de référence.....	127
II.4. Calcul des déperditions par transmission « D_T ».....	128
II.5. Calcul des déperditions par renouvellement d'air.....	130

II.6. Calcul des déperditions de base.....	132
II.7. Calcul de la puissance de chauffage.....	132
II.8. Interprétations et résultats.....	133
Conclusion générale.....	134
Annexe.....	135
Bibliographie	140

LISTES DES FIGURES ET DES TABLEAUX :

➤ Liste des figures :

PARTIE1

Fig.I.1.Plancher terrasse	4
Fig.I.2.Plancher d'étage courant	5
Fig. V. 1.Dalle de béton et acier liais par des goudons	58
Fig.V.2.Des types des connecteurs.....	58
Fig.V.3.Image d'un treillis soudé.....	63
Fig.V.4.Escalier a deux volées	64
Fig. IX.1.Longueur d'ancrage	115

PARTIE2

Fig.I.4.Les différent poste de déperdition.....	119
---	-----

➤ Liste destableaux :

PARTIE1

Tableau IV.1 : Valeurs du coefficient de comportement (R)	37
Tableau IV.2: Coefficient d'accélération de zone.....	37
Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités P_q	38
Tableau IV.4 Valeur de T_1 et T_2	40
Tableau IV.5 : Valeurs de (%).....	40
Tableau IV.6: Valeurs du coefficient C_T	41
Tableau IV.7 : Valeurs du coefficient de pondération.....	42
Tableau IVI.1.Moments à nœuds fixes	81
Tableau IVI.2.Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire (Δ_1)	84
Tableau IVI.3.Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire (Δ_2)	86
Tableau IVI.4. L'efforts (M, N, T) sous charges réelles	89
Tableau IVI.5.Combinaisons des charges(Poteaux,Poutres).....	91

RESUME:

Notre projet consiste à une étude d'un bloc administratif (r + 1) avec une étude d'optimisation thermique.

Dans la première partie nous avons fait les déférents calculs et les vérifications nécessaires pour comment construire ce bloc.

Mais dans la deuxième partie on a vu l'intérêt de faire une étude thermique, pour des variantes de murs, ceci pour économiser les besoins de chauffage.

Tous sa pour but d'assurer la stabilité de la structure et le confort des usages.

المخلص:

- بحثنا هذا يرتكز على دراسة مبنى اداري بطابق واحد بالإضافة الى دراسة التوسع الحراري.
- في الجزء الاول قمنا بإنجاز مختلف الحسابات و التحقيقات اللازمة لكيفية بناء هذه الادارة .
 - اما في الجزء الثاني, راينا اهمية القيام بالدراسة الحرارية حسب اختلاف نوعية الجدران , و هذا من اجل الاقتصاد في الحاجة الى التدفئة .
 - كل هذا يهدف الى تحقيق الاستقرار في المبنى و الراحة للسكان.

PARTIE I

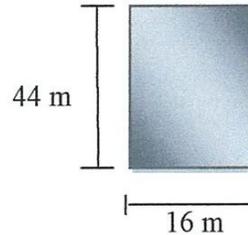
CHAPITRE I

INTRODUCTION DE L'OUVRAGE

I-INTRODUCTION:

Le bâtiment à usage de bureau est composé d'un seul bloc constitué d'un rez de chaussée et un seul étages, avec une terrasse inaccessible; dans les dimensions sont les suivantes :

- ✓ Longueur $L= 44$ m
- ✓ Largeur $A= 16$ m
- ✓ Hauteur totale $H= 9$ m



Le bâtiment est composé:

- ✓ -Des bureaux et des classe dans le R.D.C et 1^{ère} étage.
- ✓ -salle de réunion dans le 1^{ère} étage.

La toiture et le plancher sont réalisés en dalle pleine d'épaisseur de 9 cm reposant sur des solives en profilés métallique.

Pour la maçonnerie extérieure, elle est en briques de double cloison, de 10 et 5 cm et une lame d'air de 5 cm.

L'escalier sera en structure métallique ; et les marche en tôle.

I-1-CHOIX STRUCTURAL :

La stabilité d'une ossature métallique dans une direction donnée peut être obtenue soit par des contreventements verticaux entre files de poteaux, constituant « des palées » ; soit par des portiques multiple à étages.

Dans notre cas :

- Le contreventement est assuré par portique dans le sens transversal.
- Et par palées de stabilité dans le sens longitudinal.

I-2- L'EFFET DE LA TEMPÉRATURE :

La longueur du bâtiment est inférieure à 50 m; donc l'effet de température n'est pas à tenir en compte dans les actions.

I-3-CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX :**I-3-1-Acier :**

On distingue deux catégories d'aciers.

1) Acier pour les éléments de la charpente :

On utilisera l'acier le plus employé dans les bâtiments, l'acier E24 dont la limite est fixée à 2400 kg/cm^2 .

❖ Pour les boulons on a deux types :

- ✓ Les boulons ordinaires de classe (6-6) dont la résistance nominale est 3500 kg/cm^2 .
- ✓ Les boulons à haute résistance H.R 8.8 ; H.R10.9 et
 - Pour H.R 8.8 sa résistance est de 6400 kg/cm^2
 - Pour H.R 10.9 sa résistance est de 9000 kg/cm^2

2) Acier pour béton armé :

Ils sont classés en 2 catégories :

- Acier doux : rond lisse de nuance Fe E24
- Acier à haute adhérence : de nuance Fe E40.

I-3-2- Béton :

Le béton est généralement composé de ciment, de granulats et d'eau ; il doit être conforme aux normes en vigueur ; on peut éventuellement ajouter des adjuvants pour augmenter l'une ou l'autre de ses qualités.

On prend comme dosage 350 kg/m^3 du CPA 325 pour les éléments de planchers et fondations.

Pour le béton de propreté on prend un dosage de 150 kg/m^3 du CPA 325 .Et on a :

- ✓ Masse volumique du béton $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$.
- ✓ Coefficient de dilatation $\theta = 10^{-5}$.
- ✓ Coefficient de retrait $\eta = 4 \times 10^{-4}$.
- ✓ Résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ✓ Résistance caractéristique à la traction $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$.

I-4-LE SOL :

Vu le taux de travail du sol en fondation qui se limite à 2bars.La solution avec des poteaux articulés à la base est retenue. On doit utiliser, comme type de fondation des semelles isolées.

II-HYPOTHÈSES DE CALCUL :

Pour les différentes étapes de calcul on étudie la stabilité, tout en tenant compte des actions extérieures et intérieures aux quelles est soumis l'ouvrage.

II-1- CHARGES PERMANENTES (G) :

Toutes les charges fixes et autres ayant la probabilité d'une durée très longue.

II-2- SURCHARGES CLIMATIQUES (N, V) :[4]

Pour la région de GUELMA on a :

- ✓ Neige normal $N_n = 20 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Neige extrême..... $N_e = 5/3 N_n = 33.33 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Vent normal $V_n = 70 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Vent extrême $V_e = 1.75 V_n = 122.5 \text{ Kg/m}^2$

II-3- SURCHARGE D'EXPLOITATION (Q) :[4]

Pour un bâtiment à usage de bureaux on a :

- ✓ Terrasse inaccessible..... 100 Kg/m^2
- ✓ Plancher courant..... 250 Kg/m^2
- ✓ Escalier 400 Kg/m^2

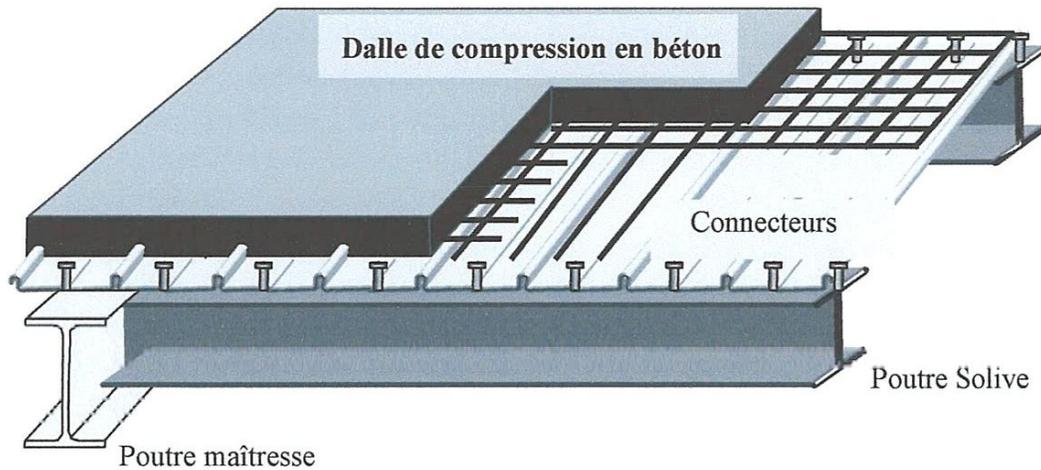
II-4- EFFET DU SEISME (E) :[3]

La région de GUELMA est considérée comme zone de moyenne sismique (zone II) pour le calcul sismique on applique le RPA 99 version 2003.

II-5- EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES :[3]

Les planchers sont des surfaces horizontales supportant des charges verticales également réparties ou concentrées en permanences (poids des éléments) ou accidentelle (surcharges).

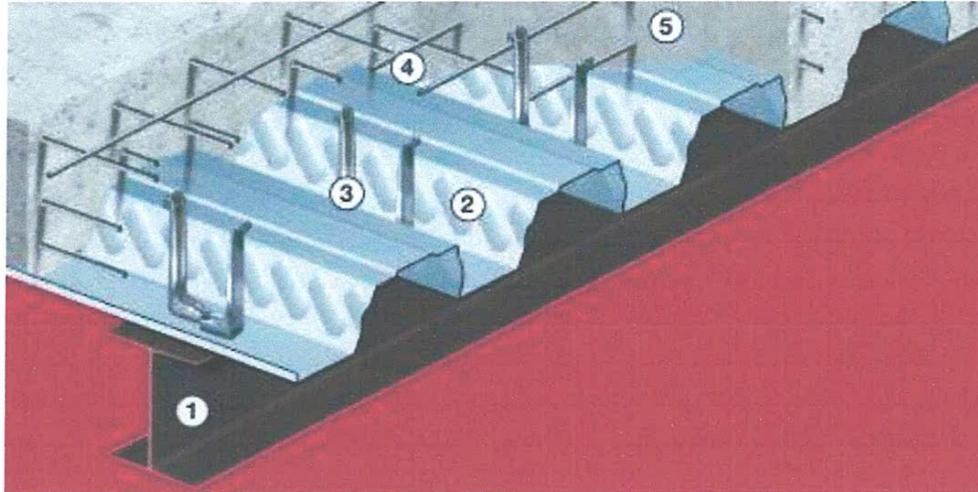
1) Plancher terrasse :[1]



A. Faux plafond en Plaque au plâtre.....	4 Kg/m ²
B. Solive en profilé métallique (estimé).....	40 Kg/m ²
C. TN40 coffrage perdu.....	12,9 Kg/m ²
D. Dalle en B.A..... (Ep = 9 cm ; $\gamma = 2500 \text{ Kg/m}^3$) \Rightarrow	225 Kg/m ²
E. Isolation en liège.....(Ep = 4 cm ; $\gamma = 300 \text{ Kg/m}^3$) \Rightarrow	12 Kg/m ²
F. Forme de pente en béton maigre (Ep=10 cm ; $\gamma = 2200 \text{ Kg/m}^3$) \Rightarrow	220 Kg/m ²
G. Étanchéité multicouche	15 Kg/m ²
H. Protection gravillon roulé.....(Ep = 3cm ; $\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$) \Rightarrow	54 Kg/m ²

$\Rightarrow G_{pt} = 582 \text{ Kg/m}^2$

2) Plancher d'étage courant : [1]



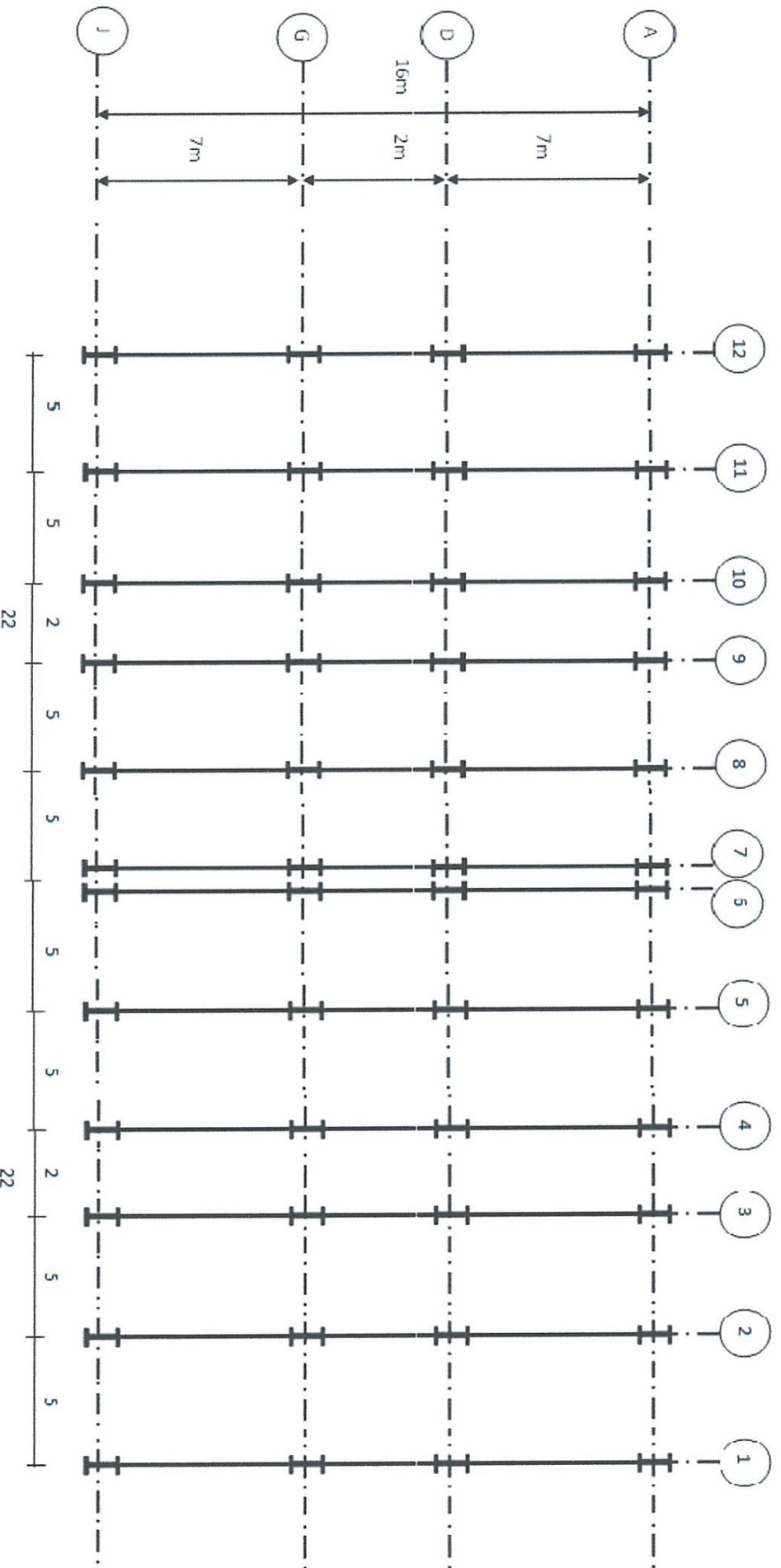
1) Solive en profilé métallique (estimé).....	40 Kg/m ²
2) TN40 coffrage perdu.....	12,9 Kg/m ²
3) Des connecteurs	
4) Dalle en B.A..... (Ep = 9 cm ; $\gamma = 2500 \text{ Kg/m}^3$) \Rightarrow	225 Kg/m ²
5) G	3,5 Kg/m ²
6) Cloison en brique	75 Kg/m ²
7) Faux plafond en Plaque au plâtre.....	4 Kg/m ²

$$\Rightarrow G_{pc} = 359,5 \text{ Kg/m}^2$$

III-CONCEPTION DE L'OUVRAGE :

Après avoir déterminé les qualités intrinsèques du matériau acier et d'une structure métallique, il faut se pencher sur les différents critères dont le choix, par le maître de l'ouvrage ; l'architecte ou l'ingénieur, peut influencer la conception de projet et la réalisation de l'ouvrage ; certains critères sont liés au bon fonctionnement du bâtiment (Utilisation des surfaces ou des volumes, confort ... etc.), alors que d'autres sont liés plus directement à la sécurité structurale de la charpente (capacité portante , etc.).

Enfin, les facteurs liés à l'économie de la construction et à l'impact sur l'environnement doivent être pris en compte durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage.



CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II-PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS:[5]

II-1- INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutres, poteaux) afin de pouvoir faire plus tard les vérifications de l'ensemble des portiques soumis aux charges verticales et horizontales .Donc en quelques sorte les résultats qu'on va trouver servent comme donnés initiales pour déterminer les efforts dans les différents portiques.

II-2- LES SOLIVES :

Les solives se font généralement en poutrelles IPE ou IPN ; leur espacement e est généralement compris entre 0,70m et 1,40m.

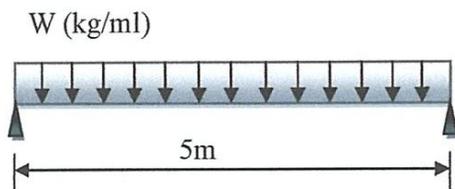
$$0,70 \leq e \leq 1,40$$

Donc on choisit un espacement de tel sorte que l'intervalle soit régulier

Soit $\frac{7m}{7} = 1m$ étant une valeur moyenne $0,70 \leq e \leq 1,40$

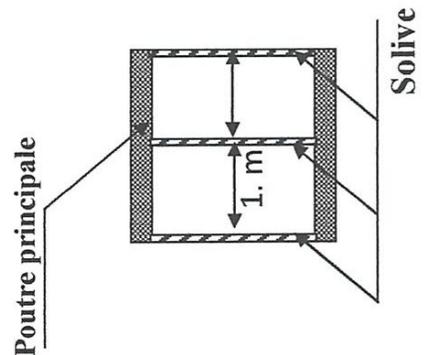
$$e = 1m$$

Pour des raisons économique ; on pré dimensionne d'abord la solive pendant la phase initiale ou le béton est frais.



$W =$ poids du (béton frais + TN 40 + solive).

$$W = [(2500 \times 0,09) + 12,9 + 40] \times 1m = 277,9 \text{ kg/ml}$$



Pour le pré dimensionnement on doit veiller à la condition de flèche.

1) Condition de flèche :

$$f_{MAX} = \frac{5 \times WL^4}{384 E I_X} \leq \frac{L}{300}$$

$$\Rightarrow I_X \geq \frac{5 \times 300 \times WL^3}{384 E} \Rightarrow I_X \geq \frac{5 \times 300 \times 2,77 \times 500^3}{384 \times 21 \times 10^5} = 644,06 \text{ cm}^4$$

2) Condition de résistance :

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} \leq \sigma_e$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_{max}}{\sigma_e} = \frac{wl^2}{8\sigma_e} = \frac{277,9 \times 5^2 \times 10^2}{8 \times 2400} = 36,18 \text{ cm}^3$$

Le profilé choisi doit vérifier les deux conditions suivantes :

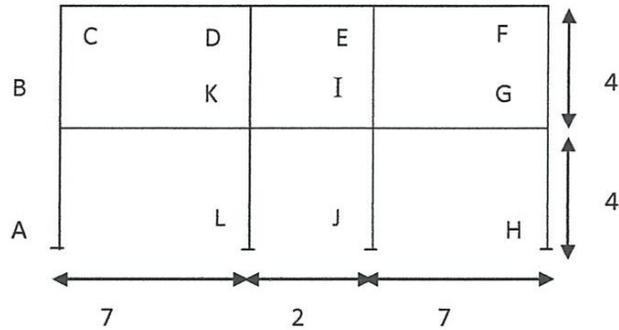
$$\checkmark I_x \geq 644,06 \text{ cm}^4$$

$$\checkmark W_x \geq 36,18 \text{ cm}^3$$

Solives IPE 160

II- 3- LES POUTRES :

II-3-1-Toiture terrasse :



a) Poutre CD :

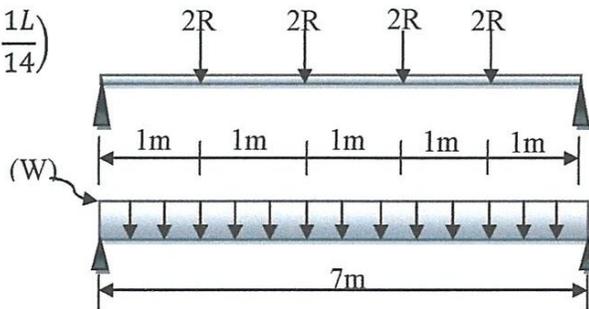
La poutre est sollicitée par les réactions des solives.

On peut considérer ici que les charges concentrées sur la poutre sont réparties à des intervalles réguliers selon le schéma.

$$M_{MAX} = \frac{V_A L}{2} - 2R \left(\frac{5L}{14} + \frac{3L}{14} + \frac{1L}{14} \right)$$

Avec $V_A = 6R$

$$M_{MAX} = \frac{6RL}{2} - \frac{9RL}{7} = \frac{12RL}{7}$$



M_{MAX} de la charge équivalente $M_{MAX} = \frac{WL^2}{8} = \frac{12RL}{7} \Rightarrow W = \frac{96R}{7L}$

Dans ce cas la flèche max est : $f_{max} = \frac{5wL^4}{384 E I_x}$

Pour les éléments de terrasse $f_{adm} = \frac{L}{200}$

1) Condition de flèche :

$$R = \frac{ql}{2} = \frac{582 \times 5}{2} = 1455 \text{ kg (Charge non pondérée)}$$

$$W = \frac{96 \times 1455}{7 \times 7} = 2850,61 \text{ kg/ml} \quad f_{\max} \leq \frac{L}{200}$$

$$\Rightarrow I_x \geq \frac{5 \times 200 \times WL^3}{384 \times E} \Rightarrow I_x = \frac{5 \times 200 \times 28,5 \times 700^3}{384 \times 21 \cdot 10^5} = 12122,39 \text{ cm}^4$$

2) Condition de résistance :

Soit W_x le module de résistance du profilé

$$\frac{M_{\max}}{W_x} \leq \sigma_e \Rightarrow W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e}$$

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{8} ; R = \frac{ql}{2} = \frac{926 \times 5}{2} = 2315 \text{ kg (Charge pondérée)}$$

$$\Rightarrow W = \frac{96 \times 2315}{7 \times 7} = 4535,51 \text{ kg/ml}$$

$$M_{\max} = \frac{4535,51 \times 7^2}{8} = 27780 \text{ Kg.m}$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e} = \frac{27780 \times 10^2}{2400} = 1157,5 \text{ cm}^3$$

On choisit le profilé qui vérifie les deux conditions

$$\checkmark I_x \geq 12122,39 \text{ cm}^4$$

$$\checkmark W_x \geq 1157,5 \text{ cm}^3$$

Poutre CD IPE 400

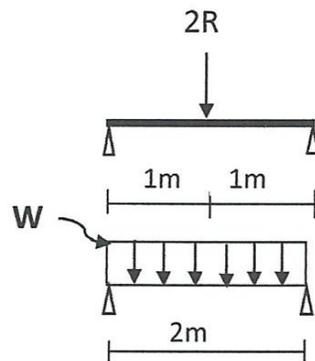
b) Poutre DE :

La poutre est sollicitée par les réactions des solives.

On peut considérer ici que les charges concentrées sur la poutre sont réparties à des intervalles réguliers selon le schéma.

$$W = \frac{8RL}{2L^2} = \frac{4R}{L}$$

$$f_{\max} = \frac{5WL^4}{384 E I_x}$$



1) Condition de flèche :

$$R = \frac{ql}{2} = \frac{582 \times 5}{2} = 1455 \text{ kg (Charge non pondérée)}$$

$$W = \frac{4 \times 1455}{2} = 2910 \text{ kg/ml} \quad ; \quad f_{\max} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times 200 \times WL^3}{384 \times E} \Rightarrow I_x = \frac{5 \times 200 \times 29,1 \times 200^3}{384 \times 21.10^5} = 288,69 \text{ cm}^4$$

2) Condition de résistance :

On doit avoir $\frac{M_{\max}}{W_x} \leq \sigma_e \Rightarrow W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e}$

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{8} \quad ; \quad R = \frac{ql}{2} = \frac{926 \times 5}{2} = 2315 \text{ kg (Charge pondérée)}$$

$$W = \frac{4 \times 2315}{2} = 4630 \frac{\text{kg}}{\text{ml}} \quad ; \quad M_{\max} = \frac{2315 \times 2^2}{8} = 2315 \text{ Kg.m}$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e} = \frac{2315 \times 10^2}{2400} = 96,45 \text{ cm}^3$$

On choisit le profilé qui vérifie les deux conditions

✓ $I_x \geq 288,89 \text{ cm}^4$

✓ $W_x \geq 96,45 \text{ cm}^3$

Poutre DE IPE 160

II-3-2-Étage Courant :

a) poutre BK=IG :

$$w = \frac{96R}{7L} \quad ; \quad f_{\max} = \frac{5wL^4}{384 E I_x}$$

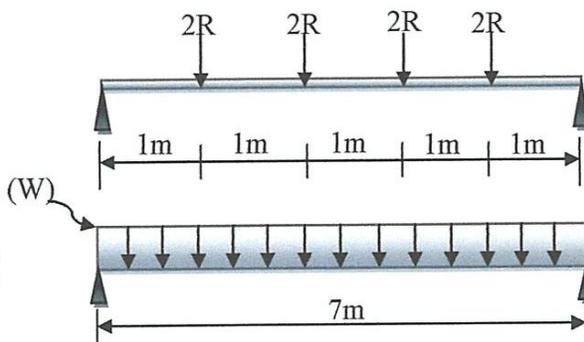
Pour l'étage courant $f_{\text{adm}} = \frac{L}{300}$

1) Condition de flèche :

$$R = \frac{ql}{2} = \frac{359,5 \times 5}{2} = 898,75 \text{ kg}$$

$$W = \frac{96 \times 898,75}{7 \times 7} = 1760,81 \text{ kg/ml (Charge non pondérée)}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times 300 \times WL^3}{384 \times E} \Rightarrow I_x = \frac{5 \times 300 \times 17,6 \times 700^3}{384 \times 21.10^5} = 11229,16 \text{ cm}^4$$



2) Condition de résistance :

$$M_{max} = \frac{WL^2}{8} ; R = 2135,83 \text{ kg (Charge pondérée)}$$

$$W = \frac{96 \times 2135,83}{7 \times 7} = 4184,48 \frac{\text{kg}}{\text{ml}} ; M_{max} = \frac{4184,48 \times 7^2}{8} = 25629,94 \text{ Kg.m}$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_{max}}{\sigma_e} = \frac{25629,94 \times 10^2}{2400} = 1067,91 \text{ cm}^3$$

On choisit le profilé qui vérifie les deux conditions

$$\checkmark I_x \geq 11229,16 \text{ cm}^4$$

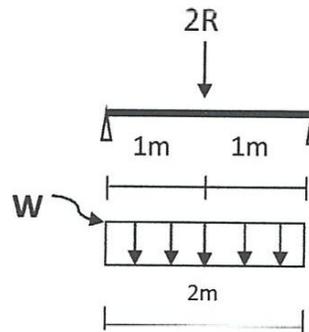
$$\checkmark W_x \geq 1067,91 \text{ cm}^3$$

Poutre BK=IG IPE 400

b) Poutre KI :

$$W = \frac{8RL}{2L^2} = \frac{4R}{L}$$

$$f_{max} = \frac{5wL^4}{384 E I_x}$$



1) Condition de flèche :

$$R = 898,75 \text{ kg (Charge non pondérée)}$$

$$W = \frac{4 \times 898,75}{2} = 1797,5 \text{ kg/ml} ; f_{max} \leq \frac{L}{300}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times 300 \times WL^3}{384 \times E} \Rightarrow I_x = \frac{5 \times 300 \times 17,97 \times 200^3}{384 \times 21.10^5} = 267,41 \text{ cm}^4$$

2) Condition de résistance :

$$M_{max} = \frac{WL^2}{8} ; R = 2135,83 \text{ kg (Charge pondérée)}$$

$$W = \frac{4 \times 2135,83}{2} = 4271,66 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}$$

$$M_{max} = \frac{4271,66 \times 2^2}{8} = 2135,83 \text{ Kg.m}$$

$$\Rightarrow W_x \geq \frac{M_{max}}{\sigma_e} = \frac{2135,83 \times 10^2}{2400} = 88,99 \text{ cm}^3$$

On choisit le profilé qui vérifie les deux conditions

$$\checkmark I_x \geq 267,41 \text{ cm}^4$$

$$\checkmark W_x \geq 88,99 \text{ cm}^3$$

Poutre KI IPE 160

II- 4- LES POTEAUX : [7]

II-4-1-Généralités :

Les poteaux sont des éléments de constructions destinés à reporter sur le sol les charges verticales et horizontales appliquées sur le bâtiment. Souvent les poteaux subissent en même temps une compression et une flexion, c'est le cas des poteaux faisant partie des portiques transversaux qui constituent l'ossature des constructions courantes.

II-4-2-Méthode de pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait sous la force horizontale due aux vents extrêmes agissant transversalement sur le portique.

On calcul le déplacement relatif au niveau (1) (Δ_1) et on limitera ce déplacement au déplacement admissible donné par RPA99

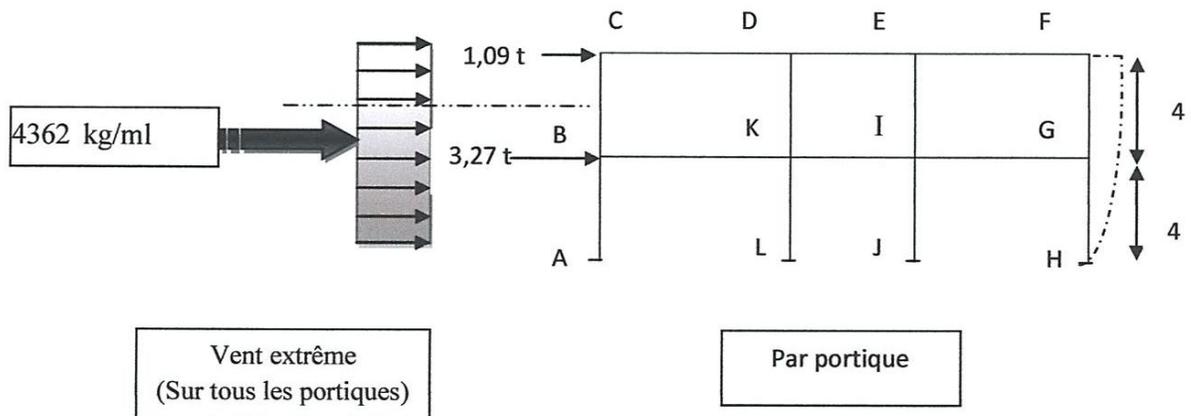
$$\bar{\Delta}_{adm} = 0,0075 h_e \quad (h_e = \text{hauteur d'étage})$$

$$\text{Le déplacement relatif du niveau (1) est} \quad \Delta_1 = \frac{T_1}{R_1}$$

Avec T_1 = effort tranchant au niveau (1)

R_1 = rigidité relative de niveau (1)

L'effort dû aux vents extrêmes agissant transversalement et : (voir étude au vent) (effort par portique) page 36.



L'effort tranchant au niveau (1) $T_1 = 4,62t$

$$\frac{1}{2B} \Delta_1 \leq \bar{\Delta}_{adm} = 0,0075 \text{ he}$$

$$B = \frac{1}{5} \text{ (Coefficient dépend du type de contreventement)}$$

$$\frac{1}{2B} \Delta_1 = \frac{1}{2B} \frac{T_1}{R_1} = \frac{5}{2} \times \frac{4362}{R_1} \leq 0,0075 \times 400 \Rightarrow R_1 \geq \frac{5 \times 4362}{2 \times 0,0075 \times 400}$$

$$\Rightarrow R_1 \geq 3635 \text{ kg/cm}$$

La rigidité du niveau (1) est : $R_1 \geq \frac{12EI_e}{h_e^3}$

I_u - inertie des poteaux du niveau (1)

$$\frac{12EI_e}{h_e^3} \geq 3635 \Rightarrow I_e \geq \frac{3635 \times 400^3}{12 \times 21 \times 10^5} = 9231,74 \text{ cm}^4$$

On choisit des poteaux de même inertie sur tout le niveau, alors l'inertie du poteau est :

$$I_p \geq \frac{I_e}{4} = 2307,93 \text{ cm}^4$$

Le type des profilés qui conviennent le mieux à ce type de construction ce sont les HEA ou HEB en raison de leurs inerties dans les deux sens ne sont pas négligeable.

On a choisi un profilé un peu grand pour des raisons qui peuvent se présentés plus loin.

Alors on choisit:

II- 5- Choix final :

Des poteaux en HEB260

- ✓ SOLIVES : IPE 160.
- ✓ POUTRES : IPE 400.
- ✓ POTEAUX : HEB 260.

CHAPITRE III

ETUDE DU VENT

I-GENERALITES :[4]

Dans les calculs des constructions, on tient compte presque toujours de l'effet du vent qui engendre des efforts non négligeable, et on suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale.

L'action exercée par le vent sur une des forces d'un élément de paroi est considérée comme normal à cet élément ; et elle fonction de :

- la vitesse du vent.
- la catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- l'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation Par rapport au vent.
- des dimensions de l'élément considéré.
- -la forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément Considéré.

L'action élémentaire unitaire exercée par le vent sur une des forces d'un élément de paroi est :

$$P = qc$$

Avec q : la pression dynamique.

C : coefficient de pression tel que $C = C_e - C_i$

II-EVALUATION DE LA PRESSION DU VENT : [4]

a) La pression dynamique de base :

La pression dynamique q est à la fonction de la vitesse V du au vent, elle est donnée par la formule $q = \rho \cdot \frac{V^2}{20}$ (Établir par application du théorème de Bernoulli)

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \rho = \text{masse volumique de l'air (Kg/m}^3\text{)}. \\ V = \text{vitesse du vent} \end{array} \right.$

On aura $q = \frac{V^2}{16,3}$ (q en dan/m²).

Dans le calcul en visage une pression dynamique normal q_n et une pression dynamique extrême tel que

$$q_e = 1,75q_n$$

Les pressions dynamiques de base (normale ou extrême) sont celles qui s'exercent à une hauteur de 9 m ou dessus de sol l:

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$$

$$q_H = q_{10} \cdot 2,5 \cdot \frac{H+18}{H+60} \quad \text{Avec : } q_{10} = 70 \text{ dan/m}^2$$

Pour H=4

$$q_4 = 70 \cdot 2,5 \cdot \frac{4+18}{4+60} \Rightarrow q_{14} = 60,15 \text{ dan/m}^2$$

Pour H=8

$$q_8 = 70 \cdot 2,5 \cdot \frac{8+18}{8+60} \Rightarrow q_8 = 66,91 \text{ dan/m}^2$$

b) Pression dynamique de calcul:

La pression dynamique de calcul q_c est la pression q corrigée par des coefficients tel que :

$$Q_c = K_s \cdot K_m \cdot \delta \cdot \beta \cdot q \cdot c$$

III-DETERMINATION DES COEFFICIENTS : [4]

1. **Effet de site :** K_s notre site est normal, et on est en région II $K_s = 1$
2. **Effet de masque :** K_m notre construction n'est pas masquée ; dans il n'y a pas de réduction des actions du vent $K_m = 1$
3. **Effet dimension :** δ il tient compte de la variation de la pression dynamique moyenne du vent en fonction de la surface frappée et la hauteur totale H du bâtiment d'après figure R-III -2 page 63

-Sens longitudinal :

La hauteur H=9m $\Rightarrow \delta = 0,74$

La plus grande dimension L=44.00m

-Sens transversal :

La hauteur H=9m $\Rightarrow \delta = 0,81$

La plus grande dimension L=16.00m

4. **Effet dynamique :** β à l'effet statique présidâmes calculée s'ajoutent des effets dynamique qui dépendent des caractéristique mécaniques et aérodynamique de la construction.

Le coefficient de majoration dynamique est donné par la formule $\beta = \theta(1 + \xi\tau)$

Avec : θ = coefficient global, fonction type de la construction

$\theta = 1$ pour une construction prismatique

τ =coefficient de pulsation à la fonction de la hauteur H=9m $\tau = 0.35$

(R. III .4 P 83)

ξ =coefficient de repose de mode fondamentale du au période

-Sens longitudinal :

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{44}} = 0,09 \frac{9}{\sqrt{44}} \Rightarrow T = 0,122$$

Pour $T=0,122$ du tableau entière $\xi = 0.1$

-Sens transversal :

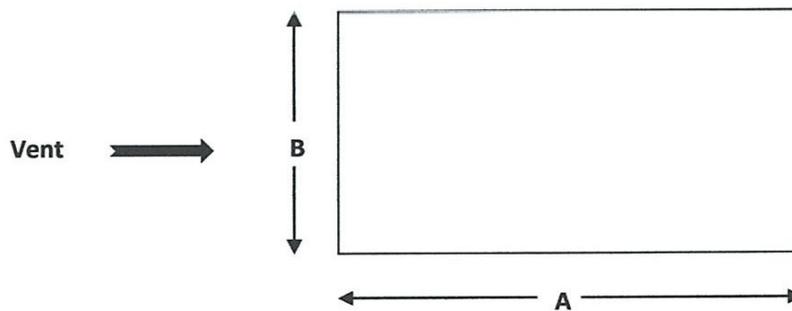
$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{16}} = 0,09 \frac{9}{\sqrt{16}} \Rightarrow T = 0,20$$

Pour $T=0,2$ du tableau entière $\xi = 0,2$

IV- CALCUL DES RAPPORTES DE DIMENSIONS :

Pour une direction donnée du vent ; le rapport de dimension λ est à la fonction de la hauteur et la dimension horizontal de la face frappée

1^{ers} Cas : Le vent normal à la partite face S_b :



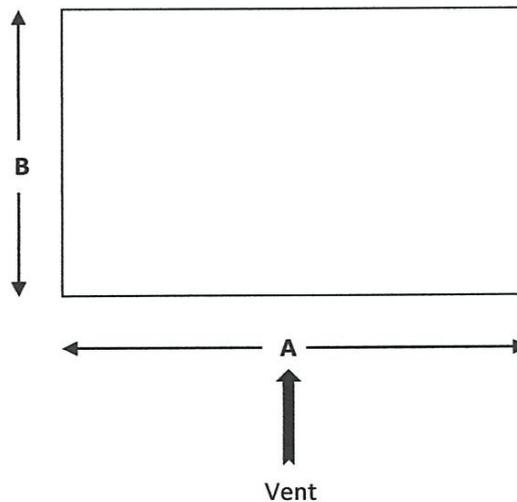
$$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{8}{16} = 0,5$$

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{8}{44} = 0,181 \quad \gamma_{0b} = 0,85$$

2^{eme} Cas : Le vent normal à la partite face S_a :

$$\lambda_a = \frac{8}{44} = 0,181$$

$$\lambda_b = \frac{8}{16} = 0,5 \quad \gamma_{0a} = 1$$



V-Calcul des actions statique du vent:[4]

1) Action extérieures Ce:

a. Paroi vertical : d'après N_V Al art 2.13 page 91

-vent normal à (S_a) :

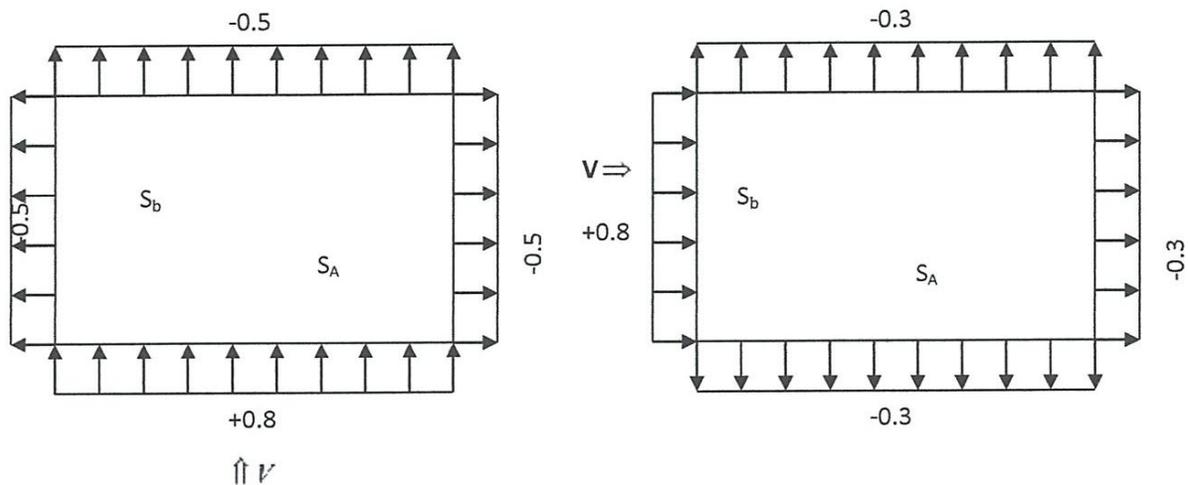
-face au vent : $C_e = +0.8 \forall \gamma_0$

-face sous le vent : $C_e = -(1,3 \cdot \gamma_0 - 0,8) = -(1,3 \times 1 - 0,8) = -0,5$

-vent normal à (S_b) :

-face au vent : $C_e = +0.8 \forall \gamma_0$

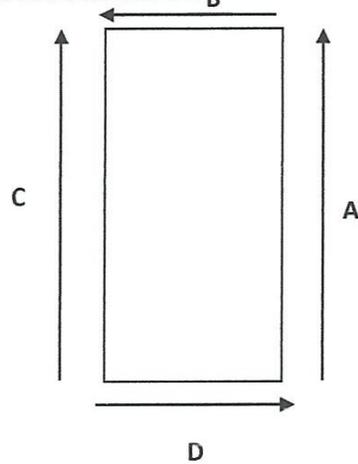
-face sous le vent : $C_e = -(1,3 \cdot \gamma_0 - 0,8) = -(1,3 \times 0,85 - 0,8) = 0,3$



b. Toiture multiple : art 2.13 page 99 N_V ALG

- Pour la première toiture au vent et pour le dernier versant sous vent ce correspond a celui d'une toiture unique
- Pour les toitures intermédiaires, les coefficients (ce) dans les parties abritées est réduit de 25 % de celui d'une toiture unique

2) Action intérieure C_i : les actions intérieures de pendant de la perméabilité des parois de la construction. **B**



a. Calcul de perméabilité : μ

➤ Face : A : surface totale de la paroi A est $S_A = 352 \text{ m}^2$

32 fenêtres = 89.6 m^2

$$\mu_A = \frac{\text{surface ouvert}}{\text{surface total}} = \frac{89.6}{352} = 0,25 = 25\% \Rightarrow 5\% \leq 25\% \leq 35\%$$

Donc paroi partiellement ouverte.

➤ Face : B : surface total de la paroi B est $S_B = 0$

$$\mu_B = 0$$

Donc paroi fermé

➤ Face : C : $\mu_c = 11\% \Rightarrow \mu_c \geq 5\%$

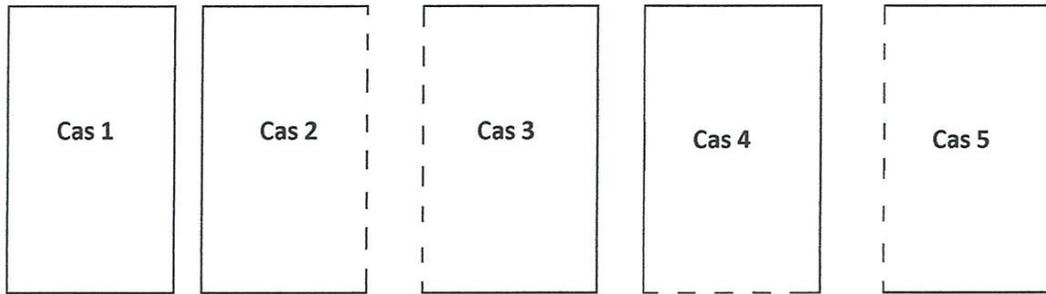
Donc paroi partiellement ouverte.

➤ Face : D : $\mu_D = 6\% \Rightarrow 5\% \leq \mu_D \leq 35\%$

Donc paroi partiellement ouverte

3) **Conclusion** : on se trouve dans le cas d'une construction à trois parois partiellement ouvert.

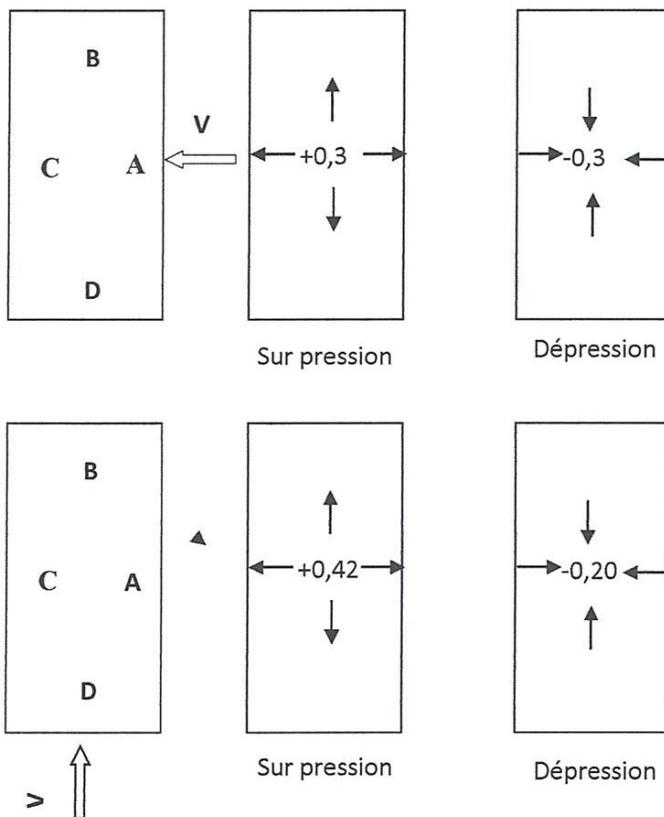
Les cas qui peuvent se présenter durant la vie de département sont suivants :



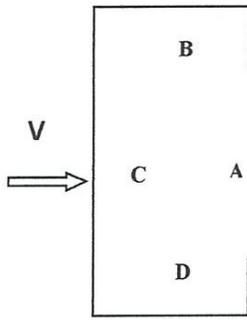
Cas1 : Sur chacune des parois on applique :

a) -une surpression : $C_i = +0,6 (1,8 - 1,3 \times \gamma_0)$

b) -une dépression : $C_i = - 0.6 (1,3 \times \gamma_0 - 0,8)$

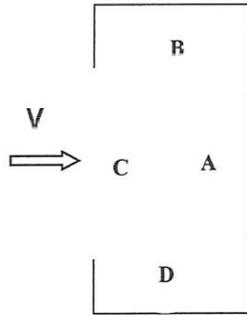


***Construction ouverte comportant une paroi ouverte:**



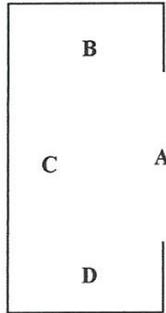
-Paroi A : $C_i = +0.6 (1.8 - 1.3\gamma_a)$
 $= +0.6 (1.8 - 1.3 \times 1) = +0.3$

-Paroi B, C, D : $C_i = - (1.3\gamma_a - 0.8)$
 $= - (1.3 \times 1 - 0.8) = -0.5$



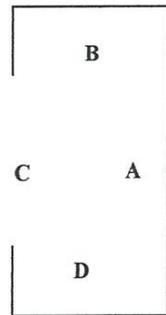
-Paroi A, B, D : $C_i = +0.8$

-Paroi C : $C_i = -0.6 (1.3\gamma_a - 0.8)$
 $= -0.6 (1.3 \times 1 - 0.8) = -0.3$



-Paroi A : $C_i = -0.6 - (1.8 - 1.3\gamma_b)$
 $= -0.6 (1.8 - 1.3 \times 0.85) = +0.42$

-Paroi B, C, D : $C_i = - (1.3\gamma_b - 0.8)$
 $= - (1.3 \times 0.85 - 0.8) = -0.3$



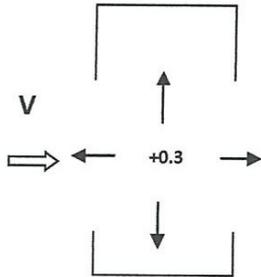
-Paroi C : $C_i = +0.6 (1.8 - 1.3\gamma_b)$
 $= +0.6 (1.8 - 1.3 \times 0.85) = +0.42$

-Paroi A, B, D : $C_i = - (1.3\gamma_b - 0.8)$
 $= - (1.3 \times 0.85 - 0.8) = -0.3$



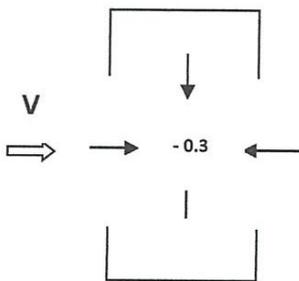
***Construction comporte deux parois ouvertes:**

*Sur pression:



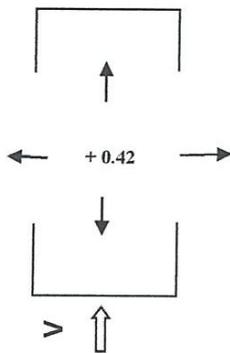
- $C_i = +0.6 (1.8 - 1.3\gamma_a)$
 $= +0.6 (1.8 - 1.3 \times 1) = +0.3$

*Dépression:



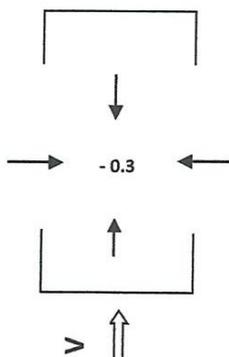
- $C_i = - (1.3\gamma_a - 0.8)$
 $= - (1.3 \times 1 - 0.8) = -0.3$

*Sur pression



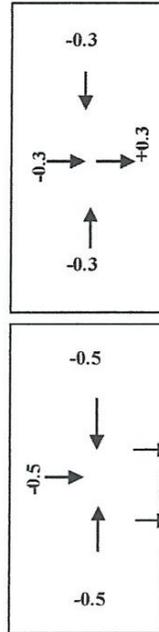
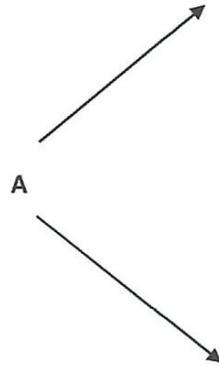
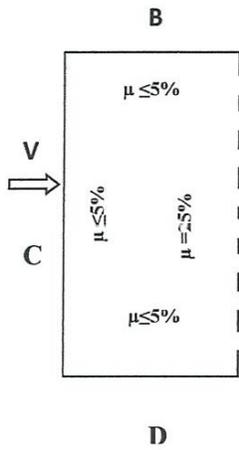
- $C_i = +0.6 (1.8 - 1.3\gamma_b)$
 $= +0.6 (1.8 - 1.3 \times 0.85) = +0.42$

*Dépression:



- $C_i = - (1.3\gamma_b - 0.8)$
 $= - (1.3 \times 0.85 - 0.8) = -0.3$

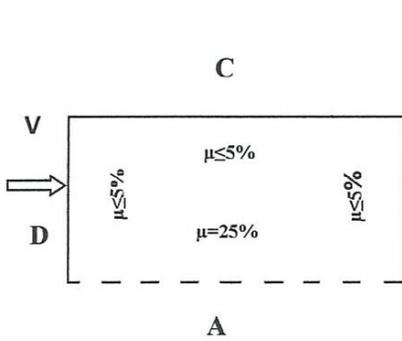
Cas2 :



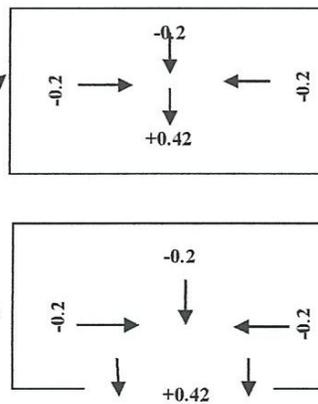
-Paroi A : $C_i = +0.3$

-Paroi B, C, D :

$$C_i = -0.3 + (-0.5 + 0.3)(25 - 5) / (35 - 5) = -0.43$$



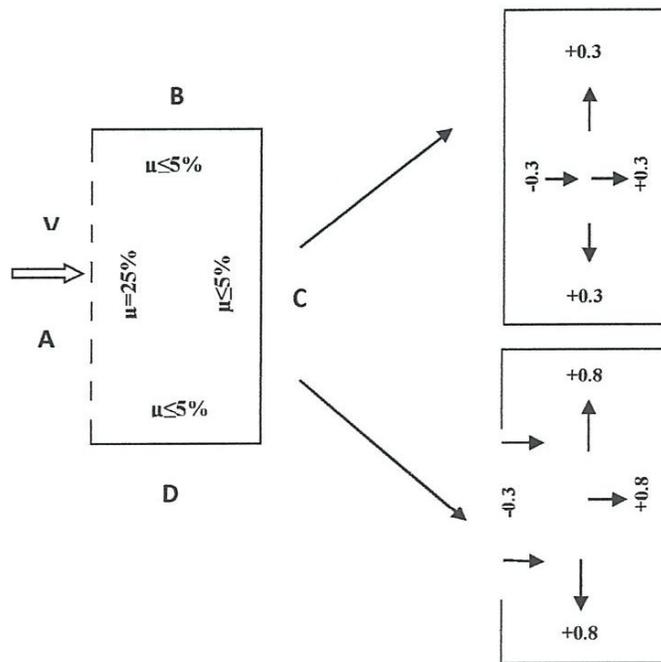
B



-Paroi A : $C_i = +0.42$

-Paroi B, C, D :

$$C_i = -0.2 + (-0.2 + 0.2)20 / 30 = -0.2$$



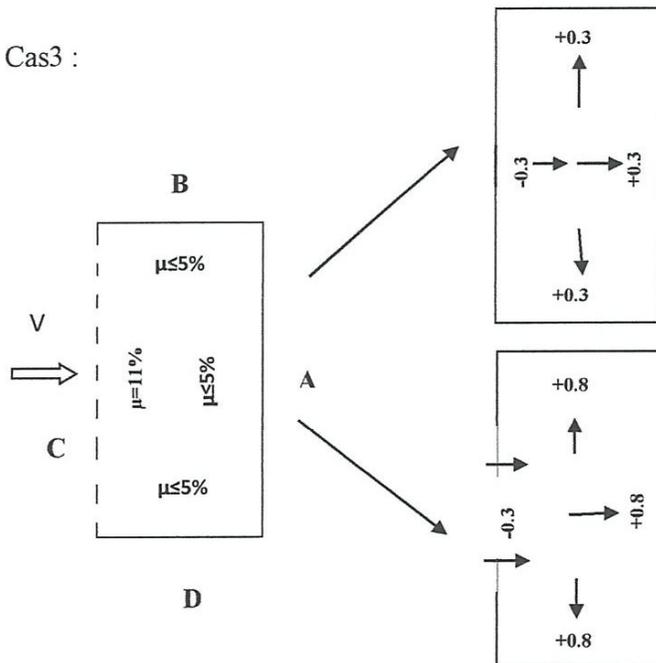
-Paroi A : $C_i = -0.3$

-Paroi B, C, D :

$$C_i = 0.3 + (0.8 - 0.3)(25 - 5) / (35 - 5)$$

$$= +0.63$$

Cas3 :

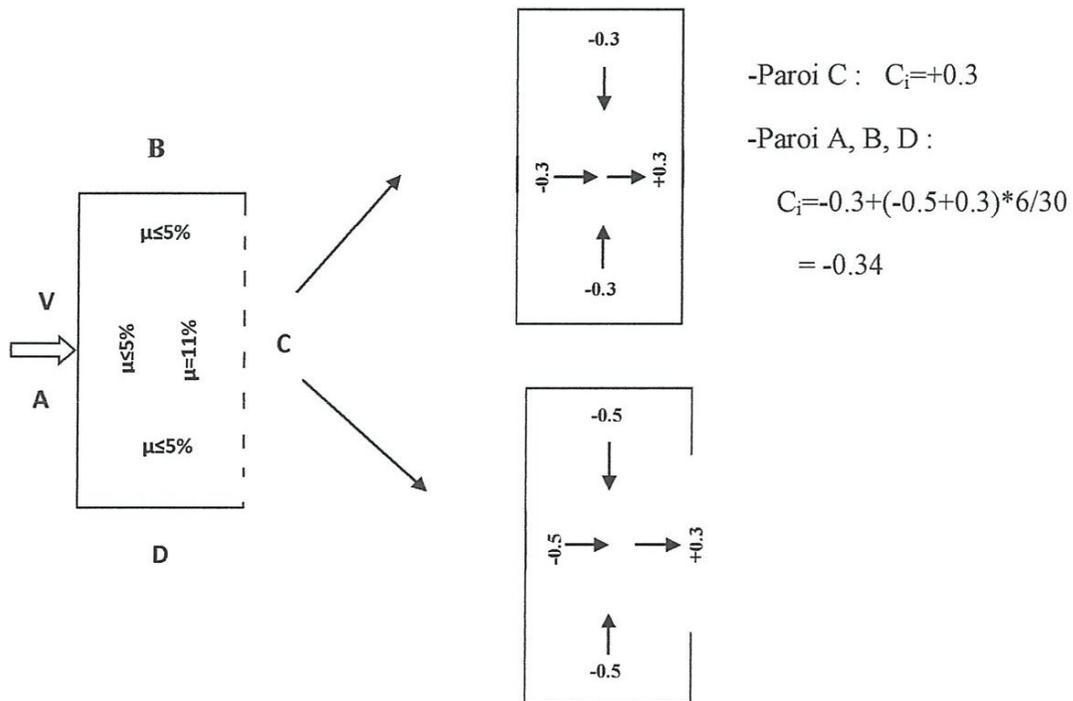
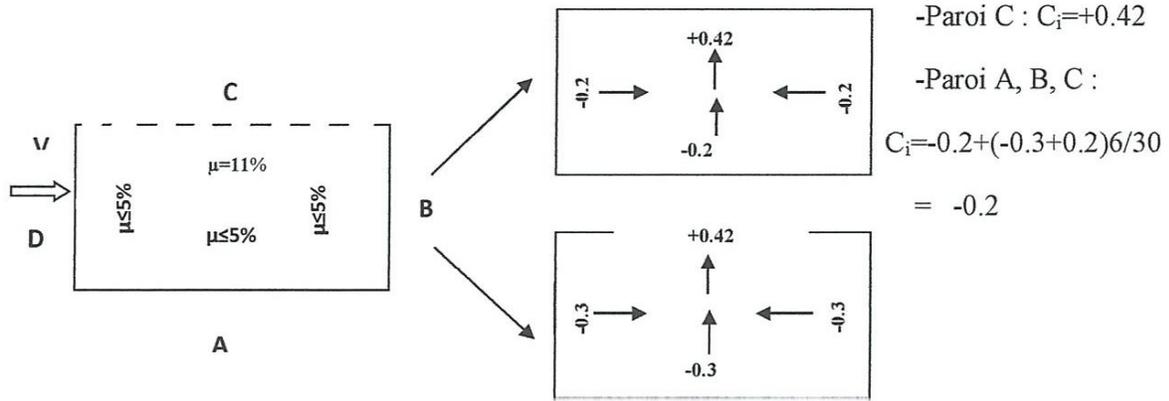


-Paroi C : $C_i = -0.3$

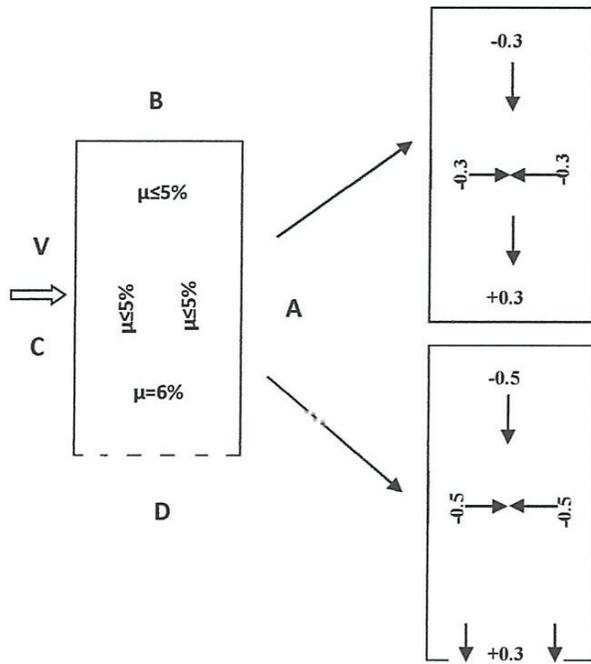
-Paroi A, B, D :

$$C_i = 0.3 + (0.8 - 0.3)(11 - 5) / (35 - 5)$$

$$= 0.40$$



-Cas4:

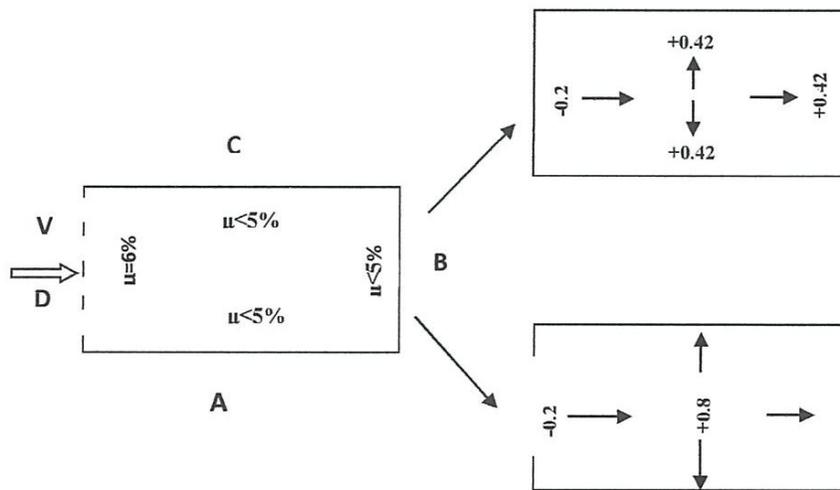


-Paroi D : $C_i = +0.3$

-Paroi A, B, C :

$$C_i = -0.3 + (-0.5 + 0.3) * 1/30$$

$$= -0.3$$

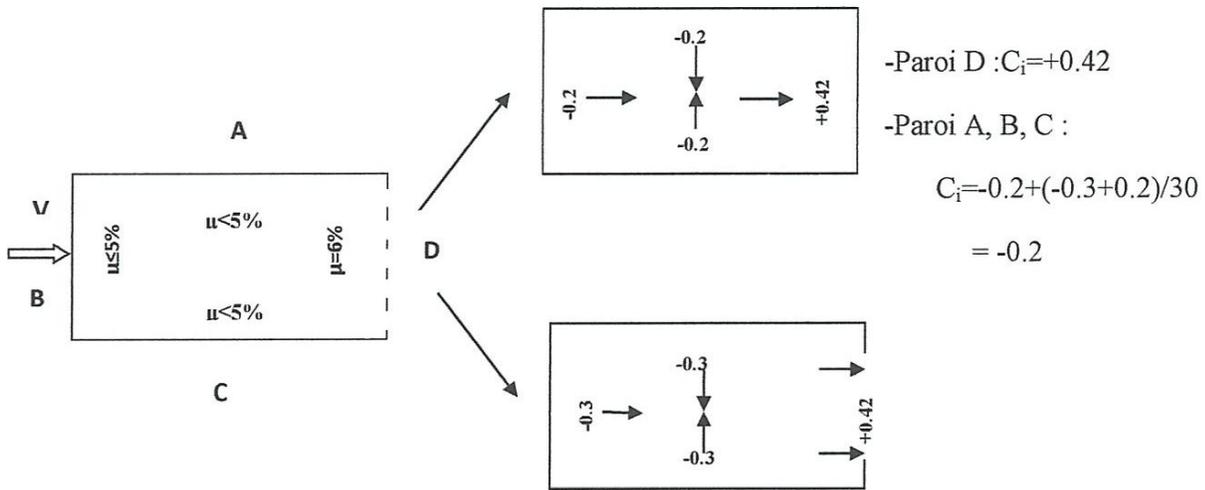


-Paroi D: $C_i = -0.2$

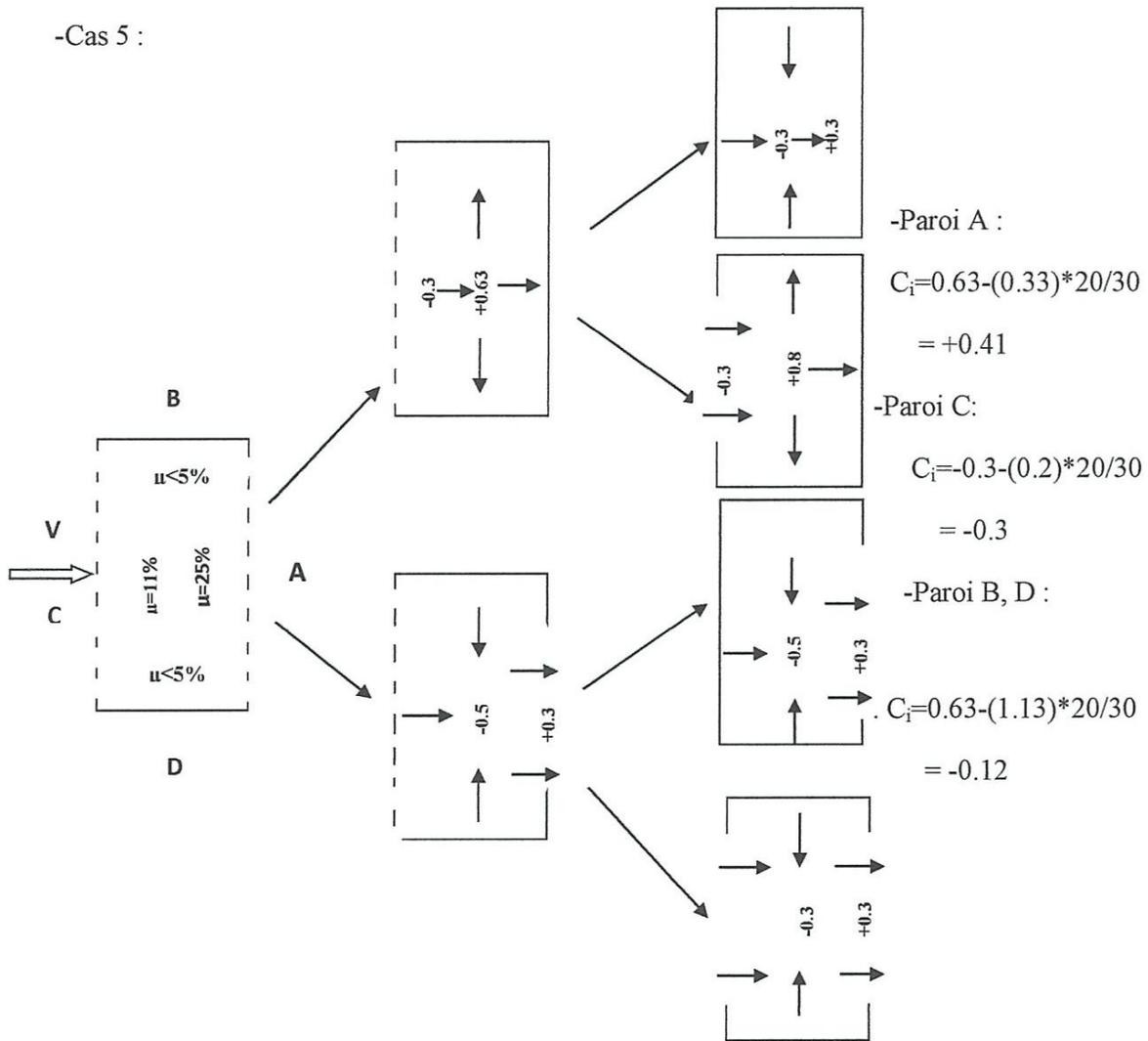
-Paroi A, B, C :

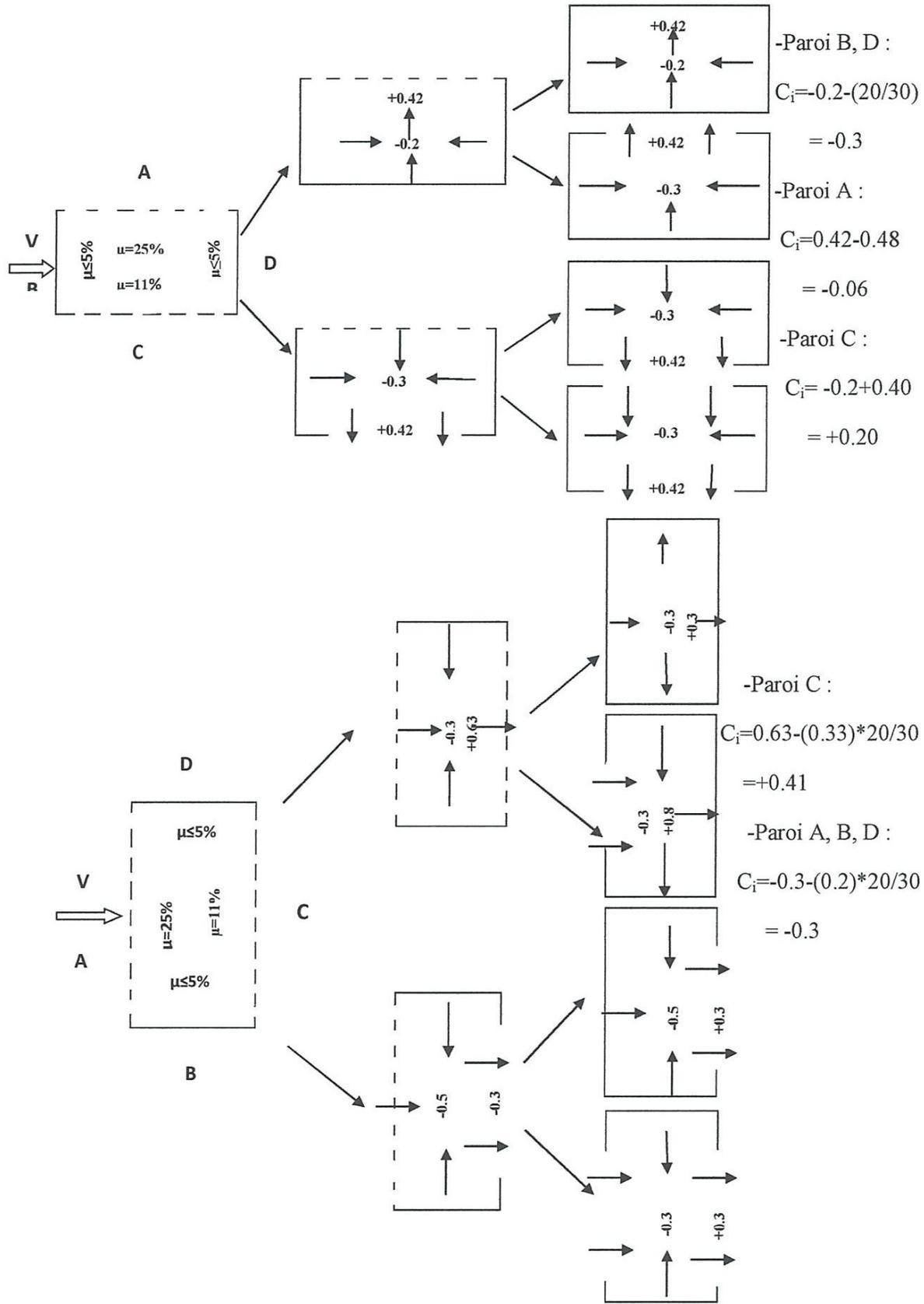
$$C_i = +0.42 + (0.8 - 0.42) / 30$$

$$= +0.43$$



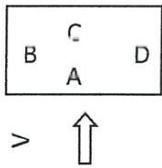
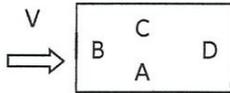
-Cas 5 :





Action résultantes :

Cas (1) :

Direction Du Vent	ACTION		A	B	C	toiture
		Pression	C _e	+0.8	-0.5	-0.5
C _i			+0.3	+0.3	+0.3	+0.3
C			-0.5	-0.8	-0.8	-0.8
Dépression		C _r	+0.8	-0.5	-0.5	-0.5
		C _i	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
		C	+0.10	-0.2	-0.2	-0.2
	Pression	C _e	-0.3	+0.8	-0.3	-0.28
		C _i	+0.42	+0.42	+0.42	+0.42
		C	-0.72	+0.38	-0.72	-0.70
	Dépression	C _e	-0.3	+0.8	-0.3	-0.28
		C _i	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
		C	-0.1	+1	-0.1	-0.08

Cas(2)

Direction Du Vent	Action	A	C	D	toiture
Vent \perp A	C _e	+0.8	-0.5	-0.5	-0.5
	C _i	-0.3	+0.63	+0.63	-0.3
	C	+1.1	-1.13	-1.13	-0.2
Vent \perp C	C _e	-0.5	+0.8	-0.5	-0.5
	C _i	+0.3	-0.43	-0.43	-0.43
	C	-0.8	+1.23	-0.07	+0.07
Vent \perp D	C _e	-0.3	-0.3	+0.8	-0.28
	C _i	+0.42	-0.3	-0.3	+0.3
	C	-0.72	0	+1.1	+0.02

Cas(3) :

Direction Du Vent	Action	A	C	C	toiture
Vent \perp A	C _e	+0.8	-0.5	-0.5	-0.5
	C _i	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
	C	+1.1	-0.2	-0.2	-0.2
Vent \perp C	C _e	-0.5	+0.8	-0.5	-0.5
	C _i	-0.63	-0.3	-0.63	-0.3
	C	-1.13	+1.1	-1.13	-0.2
Vent \perp D	C _e	-0.3	-0.3	+0.8	-0.28
	C _i	-0.2	+0.42	-0.2	-0.28
	C	-0.1	-0.72	+1	-0.08

Cas(4) :

Direction Du Vent	Action	B	C	D	toiture
Vent \perp B	C _e	+0.8	-0.3	-0.3	-0.28
	C _i	-0.2	-0.2	+0.42	-0.2
	C	+1	-0.1	-0.72	-0.08
Vent \perp C	C _e	-0.5	+0.8	-0.5	-0.5
	C _i	-0.3	-0.3	+0.3	-0.3
	C	-0.2	+1.1	-0.8	-0.2
Vent \perp D	C _e	-0.3	-0.3	+0.8	-0.28
	C _i	+0.43	+0.43	-0.2	-0.2
	C	-0.73	-0.73	+1	-0.08

Cas(5) :

Direction Du Vent	Action	A	B	C	toiture
Vent \perp A	C _e	+0.8	-0.5	-0.5	-0.5
	C _i	-0.3	-0.12	+0.41	-0.3
	C	+1.1	-0.38	-0.91	-0.2
Vent \perp B	C _e	-0.3	+0.8	-0.3	-0.28
	C _i	-0.06	-0.3	-0.20	-0.3
	C	-0.24	+1.1	-0.1	-0.02
Vent \perp C	C _e	-0.5	-0.5	+0.8	-0.5
	C _i	+0.41	-0.12	-0.3	-0.3
	C	-0.91	-0.38	+1.1	-0.2

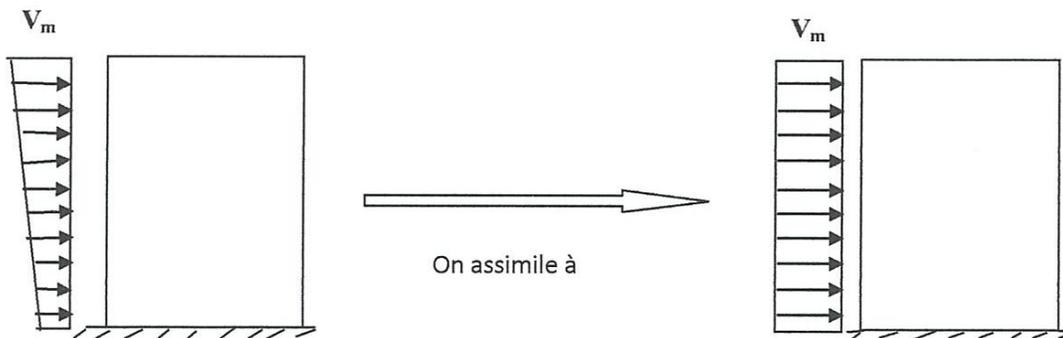
Action max retenir pour le calcul des éléments :

PAROIS	A	B	C	D	toiture
Pression	+1.1	+1.1	+1.1	+1.1	0
Dépression	-1.13	-1.13	-0.72	-0.72	-0.2

VI-Calcul de la pression du vent:

En vue de la comparaison de l'effort horizontal du au seisme avec celui du vent; on calcul l'effort horizontal appliqué à chaque niveau pour chaque direction du vent.

Pour le calcul de l'effort horizontal; on assimile que le vent est uniforment répartie.



a. Vent agissant longitudinalement :

Le vent dynamique normal est égal à :

$$V_{nd} = K_m * K_s * \sigma_t * Q_{h n} * \beta_t * C * L$$

- $K_s = 1$

$C = C_e - C_i = 1.1$

- $K_m = 1$

$L = 16 \text{ m}$

- $\sigma_t = 0.81$

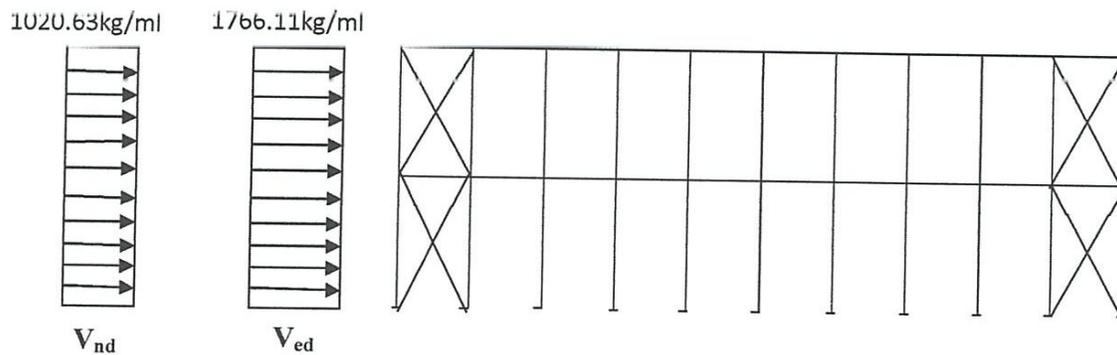
- $\beta_t = 1 + \zeta_t * \zeta = 1 + 0.2 * 0.36 = 1.07$

Hauteur (m)	Q_{hn} (kg/m ²)	v_{nd} (kg/ml)	V_{ed} (kg/ml)
8m	66.91	1020.63	1786.11

V_{nd} : vent normal.

V_{ed} : vent extreme $\implies V_{ed} = V_{nd}/1.75$

L effort du au vent longitudinal sera repris par les palées de stabilité



b. Vent agissant transversalement :

Le vent dynamique normal est égal à :

$$V_{nd} = K_m * K_s * \sigma_t * Q_{hn} * \beta_l * C * L$$

- $K_s = 1$

$C = C_e - C_i = 1.1$

- $K_m = 1$

$L = 44 \text{ m}$

- $\sigma_t = 0.74$

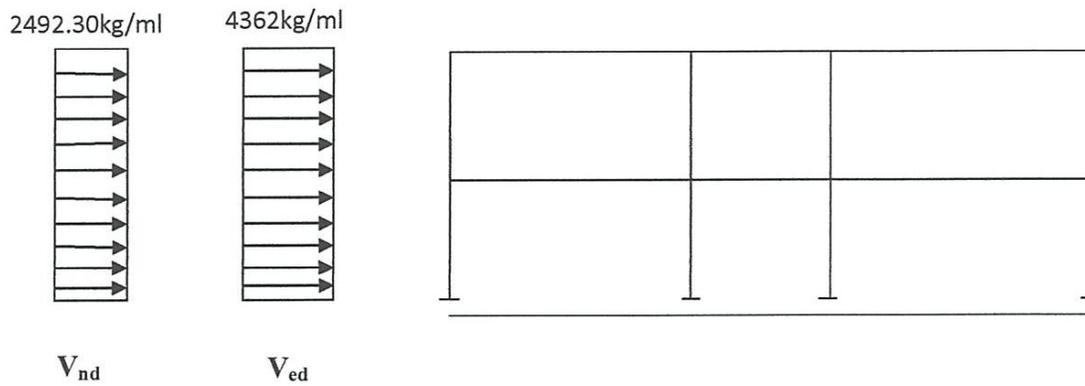
- $\beta_l = 1 + \zeta_t * \zeta = 1 + 0.1 * 0.36 = 1.04$

Hauteur (m)	Q_{hn} (kg/m ²)	v_{nd} (kg/ml)	V_{ed} (kg/ml)
8m	66.91	2492.30	4362

V_{nd} : vent normal.

V_{ed} : vent extreme $\implies V_{ed} = V_{nd}/1.75$

L'effort du au vent longitudinal sera repris par les portiques transversaux.



CHAPITRE IV

ETUDE AU SEISME

I-INTRODUCTION :

Une grande partie de l'Algérie notamment le nord est sujette au séisme, chacun se rappelle du terrible séisme qui a touché AL-ASNAM le 10/10/1980 (M=7,3).cette catastrophe a provoqué de nombreuses pertes en vies humaines, destructions d'habitation en grand nombre et des dommages importantes à des infrastructures de liaison et à des équipements publics, encore puis récemment d'autres régions ont subit le même phénomène:Tiaret (le 04/05/85,M=5,5);Constantine (le 27/10/85,M=6); tipaza (le 27/10/89,M=6,2) et en fin Boumerdes (le 21/05/2003).

II- CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE : [3]

Notre bâtiment sera conçu de manière à ce qu'il résiste aux forces sismiques. La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} \times W$$

III-DETERMINATION DES COEFFICIENTS : [3]

❖ R : Coefficient de comportement global de la structure:

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement.

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
D	Autres systèmes	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	3,5
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	4
		2

Tableau IV.1 : valeurs du coefficient de comportement (R) (RPA2003p38)

Donc : $R=5$ (acier : Mixtes portiques)

❖ **A: coefficient d'accélération de zone :**

donnée par le tableau 4-1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau IV.2: coefficient d'accélération de zone (RPA99p 35)

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV.4 : Valeurs de T₁ et T₂

Donc: T₂ = 0,50 s

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage. donnée par le tableau suivant :

Remplissage %	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.5 : Valeurs de (%) :(RPA99p 35)

Donc : $\xi = 4\%$ (Remplissage léger en acier)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 4)}} \geq 0,7$$

$$\eta = 1,08 > 0,7 \rightarrow \text{Vérfifiée}$$

T : Valeur de la période fondamentale de la structure ; elle peut être exprimée à partir de la formule empirique suivante : (RPA 99)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)

$$h_N = 8 \text{ m}$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 suivant

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau IV.6: valeurs du coefficient C_T (RPA99 p42)

donc $C_T = 0,085$ (Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie)

$$\leftarrow \mathbf{T} = (0,085) \times (8)^{3/4} = \mathbf{0,40\text{sec.}}$$

$$0 < T \leq T_2$$

$$D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5(1,08)$$

$$\Rightarrow \mathbf{D=2,7}$$

❖ **W : Poids total de la structure**

W est égal à la somme des poids W_i calculé a chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$\text{avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{qi}$$

W_{Gi} : poids due aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 suivant :

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau IV.7 : valeurs du coefficient de pondération (RPA 99p41)

⇒ $\beta = 0,20$ (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Donc la valeur de la force sismique est :

$$V = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} \times W$$

$$\Rightarrow V = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1 \times W}{5} = 0.081 \times W$$

❖ Evaluation du poids du bâtiment (w) :

Dans tous les cas le poids (w) doit être calculé avec grand soin pour que la valeur obtenue corresponde à la réalité.

a) Plancher terrasse :

- 1/ Poids propre 582 Kg/m²
- 2/Acrotère..... 120 Kg/m²
- 3/ Surcharge d'exploitation 100 Kg/m²

-Surface totale des plancher : $S_1 = 16 \times 44 = 704 \text{ m}^2$

-Surface de l'acrotère : $S_a = (16+44) \times 2 \times 0,7 = 84 \text{ m}^2$

$W_2 = (582 \times 704 + 120 \times 84) + 0,2 \times (100 \times 704) = 433888 \text{ Kg}$

$W_2 = 433888 \text{ Kg}$

b) Etage courant :

- 1/ Poids propre..... 359,5Kg/m²
- 2/ Surcharge d'exploitation 250 Kg/m²
- 3/ Surcharge pour escalier..... 400 Kg/m²

-Surface totale: S₂=704 m²

-Surface d'escalier: S=2,5× 2,8= 7 m²

-Surface totale -Surface d'escalier : 697 m²

$$W_1 = (359,5 \times 704) + 0,2 \times (7 \times 400 + 250 \times 697) = 288498 \text{ Kg}$$

$$W_1 = 288498 \text{ Kg}$$

c) Poids des poteaux :

1/ poteaux HEB260: 48×8,7×93= 38836,8 Kg

2/Remplissage extérieur: (352-89,6) + (352-42) Σ+ (128-7,8) + 128=820,6 Kg

$$W_3 = 189006,6 \text{ Kg}$$

➤ Poids total du bâtiment : **W = W₁+ W₂+ W₃=911392,6 Kg**

➤ La force sismique est :

$$V = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1}{5} \times 911392,6 = 73822,80 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow V = 7 \text{ 3.82 t}$$

IV-DISTRIBUTION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES SELON LA HAUTEUR :[3]

La résultante des forces sismiques
la hauteur de la structure

à la base **V** doit être distribuée sur

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec : F_t: La force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence de modes supérieurs de vibration.

Elle est déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 TV$$

Mais comme T<0,7s dans les deux sens alors la valeur de F sera prise égale à 0.

La partie restante de V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = V \times \frac{w_k \times h_k}{\sum w_k \times h_k}$$

$$h_1=4m$$

$$h_2=8m$$

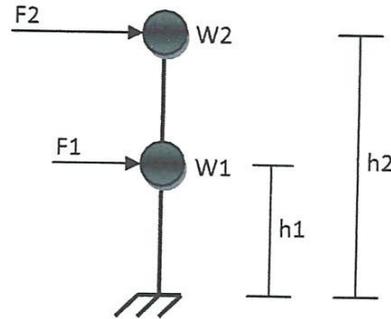
$$W_1=288,498 t$$

$$W_2=433,888 t$$

$$V=73,82280t$$

$$F_1 = V \times \frac{w_1 \times h_1}{\sum w_1 \times h_1} = 73,82 \times \frac{288,49 \times 4}{(288,49 \times 4 + 433,88 \times 8)}$$

$$F_1=18,42t$$



$$F_2 = V \times \frac{w_2 \times h_2}{\sum w_2 \times h_2} = 73,82 \times \frac{433,88 \times 8}{(433,88 \times 8 + 288,49 \times 4)}$$

$$F_2=55,4t$$

V-DISTRIBUTION DES EFFORTS F_k SUR LES STABILITES :[3]

Notre structure est contreventée par portique dans le sens transversal;est par palée en X dans le sens longitudinal .

Alors on vas distribuer l'effort F_k (de chaque niveaux) dans chaque portique et chaque palée par les formule suivantes :

1) Sens transversal (portique) :

$$H_{iy} = F_y \times \left(\frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}} + \frac{e_x X_i I_{xi}}{\sum I_{xi} X_i^2} \right)$$

2) Sens longitudinal (palée de stabilités) :

$$H_{ix} = F_x \times \left(\frac{I_{yi}}{\sum I_{yi}} + \frac{e_y X_i I_{yi}}{\sum I_{yi} Y_i^2} \right)$$

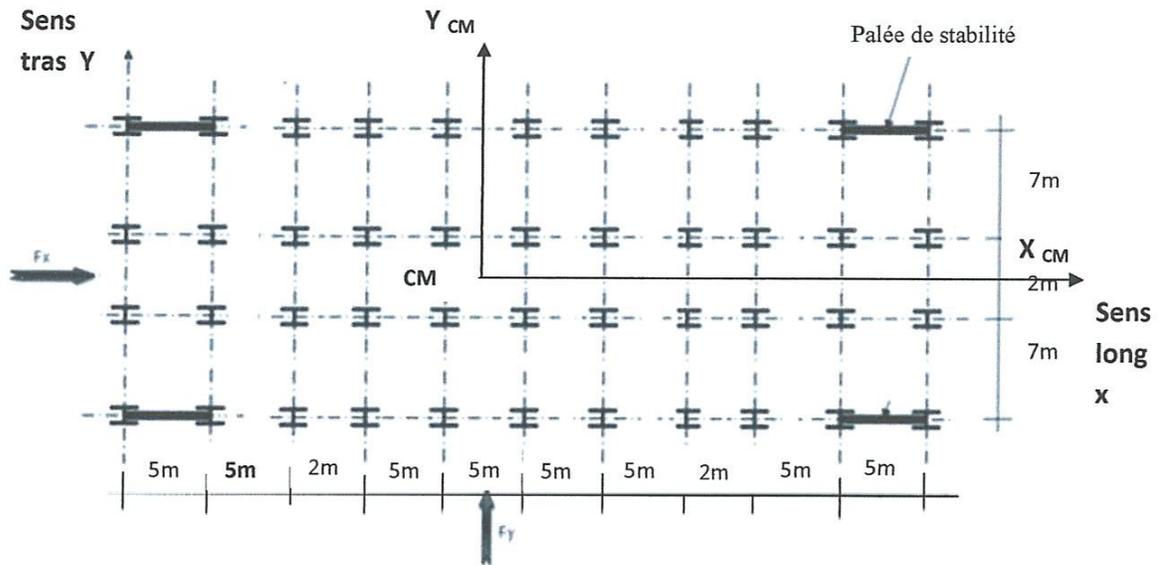
$H_{i(x,y)}$: effort revenant à chaque portique ou palée.

$F_{x,y}$: effort sismique revenant à chaque niveau suivant la direction donnée.

$I_{x,y}$: inertie du portique ou palée.

(X_i, Y_i) : coordonnées du portique ou palée dans l'axe passant par le centre de torsion .

(e_x, e_y) : Excentricités de la charge sismique dans les directions « x » et « y » .



3) Centre de masse :

$$(X_{C,m} = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i})$$

$$X_{C,m} = \frac{194,1 \times (5 + 10 + 12 + 17 + 22 + 27 + 32 + 34 + 39 + 44)}{12 \times 194,1} = 20,16m$$

$$(Y_{C,m} = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i})$$

$$Y_{C,m} = \frac{194,1 \times (7 + 9 + 16)}{4 \times 194,1} = 8m$$

4) centre de torsion : (c'est la point d'application des charges sismique)

le centre de torsion se trouve confondu avec le centre de masse ; car les portiques ont la meme rigidité ;et les palées de stabilité on aussi la meme rigidité et placées symétriquemen.

$$X_{C,T} = \frac{\sum I_{xi} \cdot X_i}{\sum X_{xi}} = 20,16m$$

$$X_{C,T} = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum X_{yi}} = 8m$$

❖ **L'excentricité :** (RPA99 p 43)

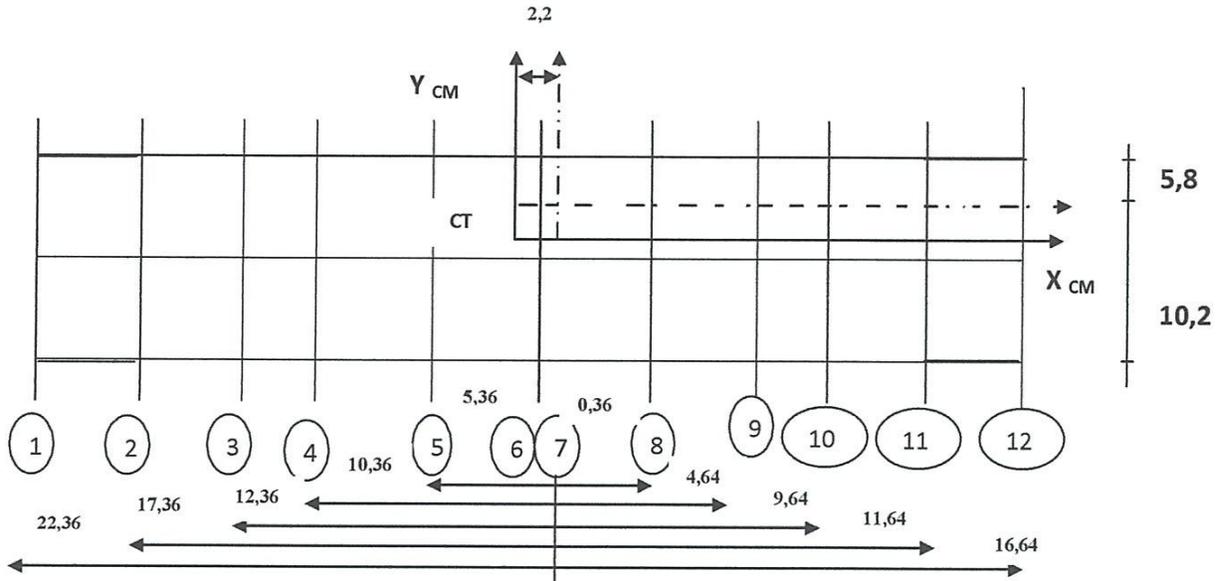
Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction ; la résultante des forces horizontale a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment
- excentricité théorique résultant des plans.

Pour notre cas :

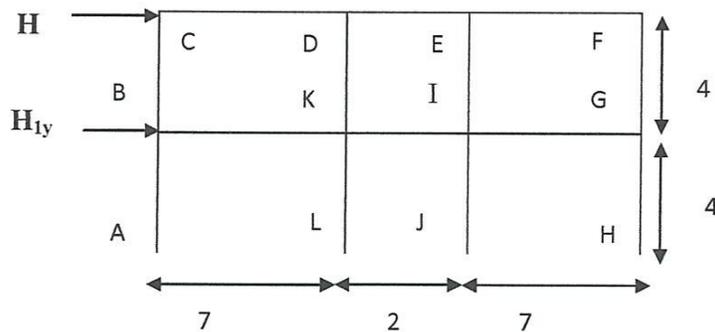
$$e = \begin{cases} 5\% L = 0,05 \times 44 = 2,2\text{m} \\ 0 \end{cases}$$

VI) DISTRIBUTION DES EFFORTS :



1) sens transversal (portiques) :

On calcul l'effort sur le portiques le plus sollicité c'est le portiques (1)



$$H_{2y} = F_2 \times \left(\frac{I_{xi}}{12I_x} + \frac{e_x X_1 I_x}{I_x (X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_{12}^2)} \right)$$

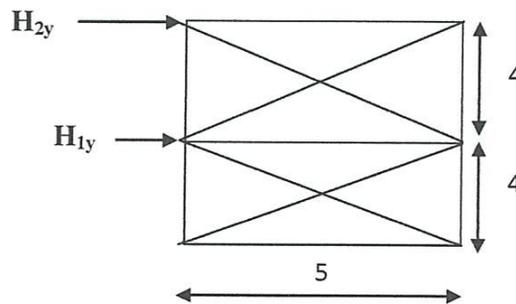
$$H_{2y} = 55,4 \times \left(\frac{1}{12} + \frac{2,2 \times 22,36}{(22,36^2 + 17,37^2 + 12,36^2 + 10,36^2 + 5,36^2 + 0^2 + 4,64^2 + 9,64^2 + 11,64^2 + 16,64^2 + 21,64^2)} \right)$$

H_{2y} = 5,92t

$$H_{1y} = 18,42 \times \left(\frac{1}{12} + \frac{2,2 \times 22,36}{(22,36^2 + 17,37^2 + 12,36^2 + 10,36^2 + 5,36^2 + 0^2 + 4,64^2 + 9,64^2 + 11,64^2 + 16,64^2 + 21,64^2)} \right)$$

H_{1y} = 1,96t

2) Sens longitudinal (palée) :



On calcule l'effort sur la palée la plus sollicitée (AetD)

$$H_{2x} = F_{2x} \times \left(\frac{I_y}{12I_y} + \frac{e_y X_A I_y}{I_y (Y_A^2 + Y_B^2 + Y_C^2 + Y_D^2)} \right)$$

$$H_{2x} = 55,4 \times \left(\frac{1}{4} + \frac{2,2 \times 10,2}{(10,2^2 + 5,8^2 + 10,2^2 + 5,8^2)} \right)$$

H_{2x} = 18,36t

$$H_{1x} = 18,42 \times \left(\frac{1}{4} + \frac{2,2 \times 10,2}{(10,2^2 + 5,8^2 + 10,2^2 + 5,8^2)} \right)$$

H_{1x} = 6,10t

CHAPITRE V

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

I-CALCUL DU PLANCHER MIXTE:

I-1-GENERALITES :

Les constructions mixtes "Acier béton" sont généralement employées lorsque les poutres des planchers métalliques supportent des dalles en béton armé; Dans ce cas le béton joue en fait un rôle actif dans la résistance de l'ouvrage: et par conséquent il est économique d'en tenir compte.

Tout à fait pour obtenir toute la partie possible de l'association d'éléments en acier et en béton; il est indispensable qu'ils travaillent solidairement et qu'aucun glissement n'est possible au droit de leur jonction.

Les avantages des planchers mixtes sont:

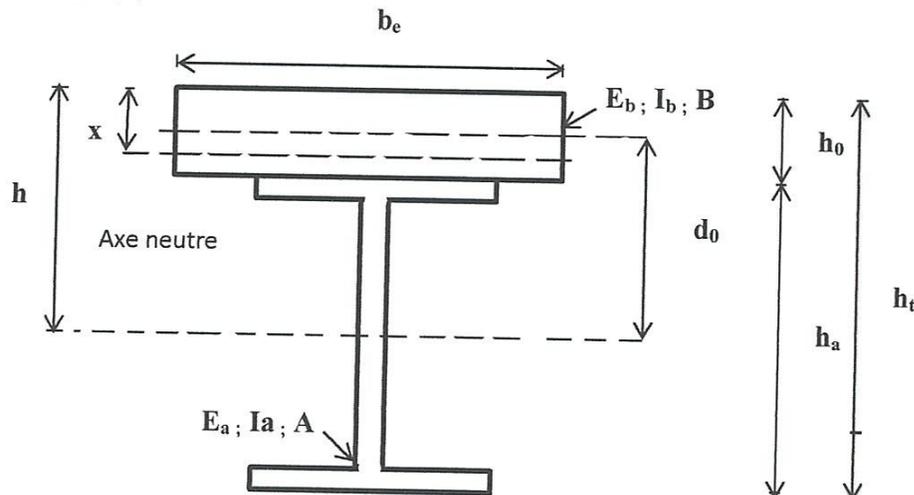
- ✓ La dalle travaille en totalité avec la poutre en acier
- ✓ Toute la majorité de la charpente travaille à la traction c'est-à-dire que la charpente travaille presque 100% donc moins de tonnage; donc économique.
- ✓ Comme les deux éléments travaillent ensemble alors la rigidité augmente.
- ✓ Redirection de l'épaisseur du plancher donc économique.
Le seul inconvénient c'est l'installation des connecteurs.

I-2-HYPOTHESES DE CALCUL :

Pour le calcul des planchers mixte on doit supposer:

- ✓ Qu'il existe un mode de solidarisation efficace de la dalle et des poutres métalliques
- ✓ Que le béton est protégé contre les intempéries.
- ✓ Que les surcharges d'exploitation peuvent être appliquées pendant une durée relativement longue.

I-3-NOTATIONS :



h_t : hauteur total de la section ($h_t = h_a + h_0$).

h_0 : hauteur de la dalle.

h_a : hauteur de la poutre en acier.

b_e : largeur de la dalle.

d_0 : distance entre les centres de gravite de la poutre en acier et de la dalle.

1) caractéristiques de la section :

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

B : aire de la section du béton seul.

B_0 : aire de la section totale rendue homogène.

I_a : moment d'inertie de la poutre en acier.

I_b : moment d'inertie du béton seul.

I_0 : moment d'inertie de la section rendue homogène.

S : moment statique par rapport à l'axe neutre de la section rendue homogène.

S : l'effort tangent par unité de longueur au contacte acier-béton.

E_a : module l'elasticite de l'acier ($E_a = 21 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$).

E_b : module l'élasticité de béton ($E_b = 1.2 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$).

$N = E_a / E_b$ (coefficient d'équivalence), il est pris égal à 15.

ρ : coefficient de retrait = $4 \cdot 10^{-4}$

2) contraintes :

σ_b = contrainte dans la fibre supérieure du béton.

σ_a = contrainte dans la fibre inférieure de l'acier.

σ_a' = contrainte dans la fibre supérieure de l'acier.

σ_b' = contrainte dans la fibre inférieure de la dalle.



3) largeur de la dalle collaborant : (b_e)

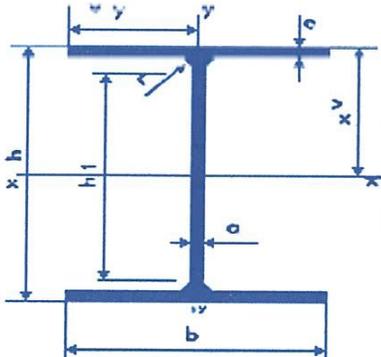
Dans les calculs des poutres mixtes on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes.

$$\frac{b_e}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{10} = \frac{6}{10} = 0.6m \\ \frac{l}{2} = \frac{1}{2} = 0.5m \text{ (entre axes des solives)} \end{array} \right.$$

On prend comme largeur de la dalle $b_e=1m$

D'après le pré dimensionnement on prend un profile IPE160

$h=160mm$	$I_x=869cm^4$	$I_y=68.3cm^4$
$b=82mm$	$w_x=109cm^3$	$w_y=16.7cm^3$
$a=5mm$	$i_x=6.58cm$	$i_y=1.84cm$
$e=7.4mm$	$P=15.8kg$	$J=3.53cm^4$
$A=20.10cm^2$		



4) recherche de l'axe neutre :

- Section du béton $\longrightarrow B=100*9=900cm^2$
- Section de l'acier $\longrightarrow A=20.10cm^2$
- Section homogène $\longrightarrow B= B + n*A=900+15*20.10 =1201.5cm^2$

On doit vérifier que $B/n \leq 2*(h-h_0)/h_0$

Avec $h=h_0+h_a/2=9 + \frac{16}{2} = 17cm$

$$\frac{B}{n * A} = \frac{900}{15 * 20.10} = 3$$

$$\frac{2 * (h - h_0)}{h_0} = \frac{2 * (17 - 9)}{9} = 2$$

$$\frac{B}{n * A} = 3 > \frac{2 * (h - h_0)}{h_0} = 2 \longrightarrow \text{l'axe neutre passe dans la dalle du beton}$$

$$X = \frac{2h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b_e * h}{n * A}}} = \frac{2 * 17}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 100 * 17}{15 * 20.1}}} = 7.54 \text{ cm}$$

-Moment statique $S' = \frac{b_e * x^2}{2} = \frac{100 * 7.54^2}{2} = \boxed{2842.58 \text{ cm}^3}$

-Moment d'inertie $I_0 = \frac{b_e * x^3}{3} + n * I_a + n * A * (h - x)^2$

$$= \frac{100 * 7.54^3}{3} + 15 * 869 + 15 * 20.1 * (17 - 7.54)^2$$

$$\boxed{I_0 = 54305.41 \text{ cm}^4}$$

-Moment d'inertie du béton $I_b = \frac{b * h_e^3}{12} = \frac{100 * 9^3}{12} = \boxed{6075 \text{ cm}^4}$

$S' = 2842.50 \text{ cm}^3$ $I_0 = 54305.41 \text{ cm}^4$ $I_b = 6075 \text{ cm}^4$

I-4-CALCUL DES CONRIANTES :

a-TOITURE TERRASSE :

La sollicitation la plus défavorable agissant sur la poutre composite est :

$$q = \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (Q + N_n)$$

$G = 582 \text{ kg/m}^2$

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

$N_n = 20 \text{ kg/m}^2$

$q = 946 \text{ kg/m}^2$

$q = 946 * 1 = 964 \text{ kg/ml}$

-Moment max $M_{\text{max}} = \frac{q l^2}{8} = \frac{964 * 5^2}{8} = \boxed{2956.25 \text{ kg.m}}$

1) contrainte dues au moment :

-contrainte dans la fibre supérieure du béton:

$$\sigma_b = \frac{M * X}{I_0} = \frac{2956.25 * 10^2 * 7.54}{54305.41} = \boxed{41.04 \text{ kg/cm}^2}$$

-contrainte dans la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_a = \frac{n \cdot M(x-h_0)}{I_0} = \frac{15 \cdot 295625 \cdot (7.54-9)}{54305.41} = \boxed{-119.20 \text{ kg/cm}^2}$$

-contrainte dans la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_a = \frac{n \cdot M(x-h_t)}{I_0} = \frac{15 \cdot 295625 \cdot (7.54-25)}{54305.41} = \boxed{-1425.71 \text{ kg/cm}^2}$$

2) contrainte dues au retrait :

Au cours de son durcissement et de sa reprise et pendant une période assez longue par la suite, le béton diminue progressivement de volume c'est ce qu'on appelle le RETRAIT.

L'effort de retrait peut être considéré comme la superposition sur toute la poutre :

- D'une traction $B \cdot \rho \cdot E_b$ appliquée au béton seul.
- D'une compression $B \cdot \rho \cdot E_b$ appliquée à la poutre mixte.
- D'un moment fléchissant $S \cdot \rho \cdot E_b$ appliquée à la poutre mixte.

Les valeurs des contraintes sont :

$$\sigma_{bR} = \rho E_b \left[\frac{S}{I_0} \left(h + \frac{I_b + nI_a}{nAd_0} \right) - 1 \right] = 4 \cdot 10^{-4} \cdot 1.4 \cdot 10^5 \left[\frac{2842.50}{54305.41} \left(17 + \frac{6075 + 15 \cdot 869}{15 \cdot 20.1 \cdot 12.5} \right) - 1 \right]$$

$$= \boxed{8.69 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma_{aR} = \rho E_a \left[\frac{S}{I_0} (h - h_0) + \frac{I_b + nI_a}{nAd_0} \right] = 4 \cdot 10^{-4} \cdot 21 \cdot 10^5 \left[\frac{2842.50}{54305.41} (17 - 9) + \frac{6075 + 15 \cdot 869}{15 \cdot 20.1 \cdot 12.5} \right]$$

$$= \boxed{574.69 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma_{aR} = -\rho E_a \left[\frac{S}{I_0} (h_t - h_0) + \frac{I_b + nI_a}{nAd_0} \right] = 4 \cdot 10^{-4} \cdot 21 \cdot 10^5 \left[\frac{2842.50}{54305.41} (25 - 17) + \frac{6075 + 15 \cdot 869}{15 \cdot 20.1 \cdot 12.5} \right]$$

$$= \boxed{-128.79 \text{ kg/cm}^2}$$

3) contraintes totales :

$$\sigma_{bT} = \sigma_b + \sigma_{Br} = 41.04 + 8.69 = \boxed{49.73 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma_{aT} = \sigma_a + \sigma_{aR} = -119.2 + 574.69 = \boxed{455.49 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma_{aT} = \sigma_a + \sigma_{aR} = -1425.71 - 128.79 = \boxed{-1554.5 \text{ kg/cm}^2}$$

4) vérification des contraintes :

-**acier** : Les contraintes limites à admettre pour un bâtiment sont celles données dans les recommandations du CTICM :

$$\rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{4}{3} \sigma_e = \frac{4}{3} * 2400 = 1800 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{en tout point}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{7}{8} \sigma_e = \frac{7}{8} * 2400 = 2100 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{en compression dans la semelle supérieure.}$$

-Pour notre cas on a

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = -1425.71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1800 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{OK} \\ \sigma_a = -119.20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2100 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{OK} \end{array} \right.$$

béton : La contrainte admissible est celle du règlement de béton armé (B.A.T.I.91).

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 250 = 150 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 41.04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 150 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{OK}$$

b-étage courant :

On procède de la même façon que pour le plancher terrasse.

La combinaison la plus défavorable est : $q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 359.5 \text{ kg/cm}^2 \\ Q = 250 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \longrightarrow q = \frac{4}{3}(359.5) + \frac{3}{2}(250) = 854.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 854.33 * 1 \text{ m} = 854.33 \text{ kg/ml}$$

1) contrainte dues au moment :

$$\text{-Le moment } M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{854.33 * 5^2}{8} = 2669.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M * X}{I_0} = \frac{2669.78 * 7.54 * 10^2}{54305.41} = 37.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{nM(x-h_0)}{I_0} = \frac{15 * 2669.78 * (7.54 - 9)}{54305.41} = -107.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{-nM(h_t - x)}{I_0} = \frac{-15 * 2669.78 * (25 - 7.54)}{54305.41} = -1287.56 \text{ kg/cm}^2$$

2) contrainte dues au retrait :

Les contraintes dues au retrait ne varient pas car elle dépendant que des caractéristiques du plancher mixte.

$$\sigma_{bR}=8.69\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{aR}'=574.69\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{aR}=-128.79\text{kg/cm}^2$$

3) contraintes totales :

$$\sigma_{bt} = \sigma_b + \sigma_{bR} = 37.06 + 8.69 = 45.75\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at}' = \sigma_a' - \sigma_{aR}' = -107.66 + 574.69 = 467.03\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = \sigma_a - \sigma_{aR} = -1287.56 - 128.79 = -1416.35\text{kg/cm}^2$$

4) vérification des contraintes :

-acier :

$$\sigma_a = -1416.35 \text{ kg/cm}^2 < \frac{3}{4} \sigma_{en} = 1800 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_a' = 467.03 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_a'} = \frac{7}{8} \sigma_{en} = 2100 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{OK}$$

-BETON:

$$\sigma_b = 45.75 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_b} = 150 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{OK}$$

I-5-CALCUL DES DEFORMATION S:

Les déformations peuvent être calculées par les formules habituelles de la résistance des matériaux sur la base, en ce qui concerne la poutre mixte de "I₀" et "E_b".

La déformation totale est la somme de deux types de déformation:

-Déformation due aux charges et surcharges

-Déformation due au retrait du béton.

I-5-1-Plancher terrasse :**1. déformation due aux charges et surcharges :**

Pour une poutre reposant librement sur deux appuis; de portée « L » à pour déformation

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{E_b \cdot I_0}$$

$$\text{Avec } q = G + Q + N_n = 582 + 100 + 20 = 702 \text{ Kg/m}^2 = 702 \text{ Kg/ml}$$

$$L = 5.00 \text{ m}$$

$$E_b = 1.40 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_o = 543050.41 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{7,02 \times (500)^4}{1,4 \times 10^5 \times 54305.41} = 0.75$$

$$f = 0.75 \text{ cm}$$

2. Déformation due au retrait :

La déformation due au retrait est donnée par la formule suivante :

$$f_R = \frac{\rho \cdot s' \cdot l^2}{8I_o} = \frac{4 \cdot 10^{-4} \cdot 2842.50 \cdot (500)^2}{8 \times 54305.41} = 0,65 \text{ cm}$$

3. Vérification

La flèche totale est : $f_t = f + f_R = 0.75 + 0,65 = 1.4 \text{ cm}$

Il faut comparer cette flèche à la flèche admissible donnée dans le CM66 pour

$$\text{plancher terrasse } \bar{f}_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_t = 1.4 \text{ cm} < \bar{f}_{adm} = 2.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{ok}$$

I-5-2-Etage courant :

1. Déformation due charge :

$$q = G + Q = 359.5 + 250 = 609.5 \text{ Kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 609.5 \text{ Kg/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{6,09 \times (500)^4}{1,4 \times 10^5 \times 54305.41} = 0.65 \text{ cm}$$

$$f = 0.65 \text{ cm}$$

2. Déformation due au retrait :

La flèche due au retrait ne change pas $f_R = 0.65 \text{ cm}$

3. vérification :

La flèche totale $f_t = f + f_R = 0.65 + 0.65 = 1.3 \text{ cm}$

Il faut comparer cette flèche à la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{500}{300} = 1.66 \text{ cm (Pour étages courant)}$$

$$f_t = 1.3 \text{ cm} < \bar{f}_{adm} = 1.66 \text{ cm} \longrightarrow \text{ok}$$

I-6-ACTION DE L'EFFORT TRANCHANT :

L'effort tranchant « T » provoque par unité de longueur un effort tangent « S » au contacte acier-béton donné par:

$$S = \frac{T.S'}{I_0} \quad \text{Pour } x < h_0$$

$$\text{Avec } T = \frac{ql}{2}$$

1. P. terrasse :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{946 \times 5}{2} = 2365 \text{ kg}$$

$$S = 123.79 \text{ Kg/cm}$$

$$S = \frac{T.S'}{I_0} = \frac{2365 \times 2842.50}{54305.41} = 123.79 \text{ kg/cm}$$

2. E. courant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{854.33 \times 5}{2} = 2135.82 \text{ kg}$$

$$S = \frac{T.S'}{I_0} = \frac{2135.82 \times 2842.5}{54305.41} = 111.79 \text{ kg/cm}$$

$$S = 111.79 \text{ Kg/cm}$$

II-CALCUL DE CONNECTEURS:

II-1-GENERALITES:

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier. Ils doivent s'opposés au soulèvement de la dalle ; mais surtout résister à son glissement en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton a une valeur suffisamment faible.

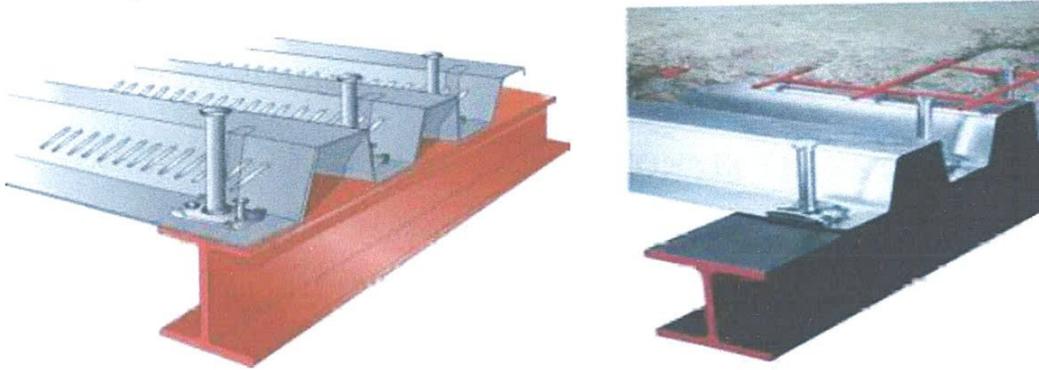


Fig .V. 1 .dalle de béton et acier lias par des goujons

II-2-CHOIX DU CONNECTEUR :

Les connecteurs sont généralement réalisés par des cornières ou bien des UPN et parfois par des goujons.

Pour notre cas on a choisit des connecteurs souples en profilés.

On choisit des cornières à ailes égales parce qu'ils sont disponibles au niveau de l'entreprise.

L60×60×4

Les caractéristiques du connecteur sont:

- Largeur du connecteur $b_c = 5\text{cm}$
- Largeur du connecteur $h_c = 6\text{cm}$
- Epaisseur de lame $e_c = 0,4\text{cm}$
- Epaisseur de la semelle soudée à la poutre métallique $\delta_c = 0,4\text{ cm}$

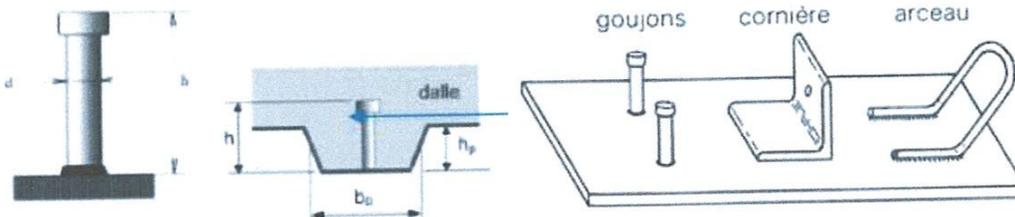
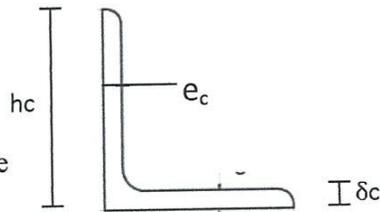


Fig. V. 2 .des types des connecteurs

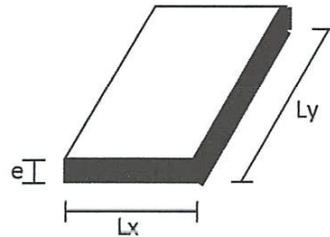
III-FERRAILLAGE DE LA DALLE :

III-1-GENERALITES:

La dalle est une surface horizontale supportant des charges verticales concentrées ou réparties.

Pour notre cas on a un panneau de dalle rectangulaire appuyée sur les 4 cotés, dont les dimensions sont:

- Largeur $L_x = 1m$
- Longueur $L_y = 5m$
- Épaisseur $e = 9cm$



III-2-RAPPORT DE DIMENSION : « α »

$\alpha = L_x / L_y = 1/5 = 0,2$

⇒ $\alpha = 0,2 < 0,4$ on néglige la flexion longitudinale.

Donc la flexion est suivant la petite dimension L_x

Le calcul se fait pour une bande de largeur 1m et de portée $L_x = 1m$

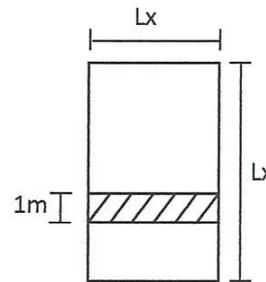
On prendra le moment : ■ en appui $M_a = 0,5 M_{0x}$

■ en travée $M_t = 0,75 M_{0x}$

Avec : M_{0x} est le moment isostatique tel que :

$M_{0x} = ql^2x / 8$ avec $q = 4/3G + 3/2Q$

⇒ $q = 926 \text{ Kg/ml}$



On considère que la fissuration est peu nuisible

Alors le calcul de section des armatures se fait à **E L U**

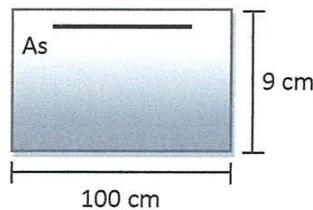
$M_{0x} = \frac{926 \times 1^2}{8} = 115,75 \text{ Kg. ml}$

$M_a = 0,5 M_{0x} = 57,87 \text{ Kg.m}$

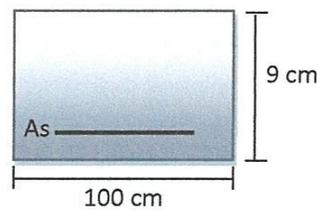
$M_t = 0,75 M_{0x} = 86,81 \text{ Kg.m}$

Alors on a 2 sections à calculer l'une au niveau de l'appui et l'autre au niveau de la travée.

APPUI ①



TRAVEE ②



Section ① :

$$\diamond Mu = 57,87 \text{ kg.m} = 5787 \text{ kg.cm}$$

$$d = h - c = 9 - 2 = 7 \text{ cm}$$

$$\diamond b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / 1,5 = 142 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5787}{100 \times (7)^2 \times 142} = 0,0083, \mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0083}] = 0,01$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,99 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 3480$$

$$A_s = \frac{5787}{0,99 \times 7 \times 3480} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section ② :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8681}{100 \times (7)^2 \times 142} = 0,012$$

$$\mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}] = 0,015$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha)d = 6,958 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8772}{6,958 \times 3480} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III-3-CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$A_u \geq 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dans les deux cas la section d'armature trouvée est faible ; et la condition de non fragilité est déterminante.

III-4- CONCLUSION :

La dalle nécessite un ferrailage en 2 points

- ❖ D'abord dans la partie inférieure où le béton est tendu ; pour éviter les fissurations dues au moment en travées (entre solive)
- ❖ En suite dans la partie supérieure pour éviter d'une part les fissures dues à la dilatation ; et d'autre part les fissures dues aux moments négatifs au niveau des supports.

Pour faciliter l'exécution sur chantier ; on adopte 2 nappes de treillis soudé.

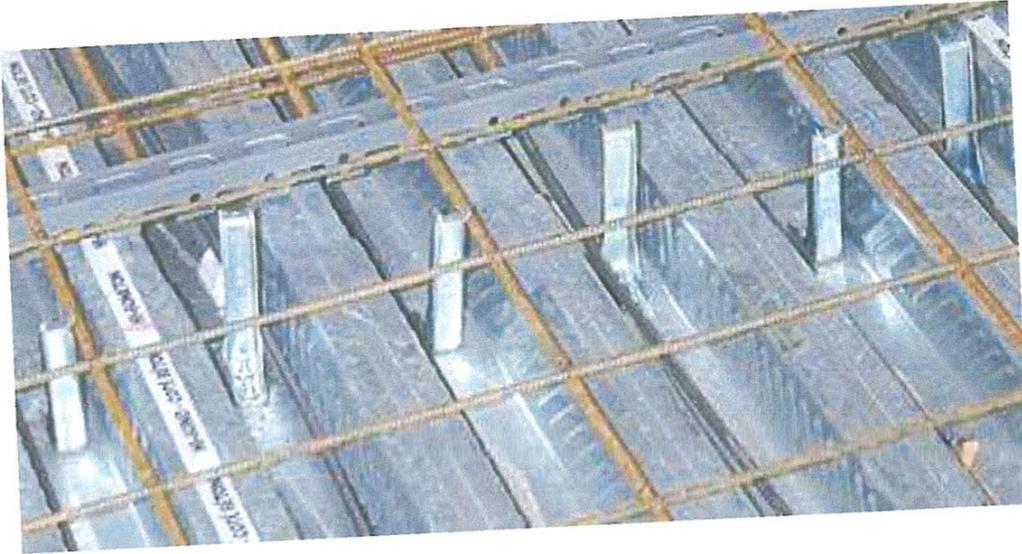


Fig .V. 3. Image d'un treillis soudé



Fig .V.3. Image d'un treillis soudé

IV-ETUDE DE L'ESCALIER :

IV-1-CONCEPTION :

L'escalier: ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

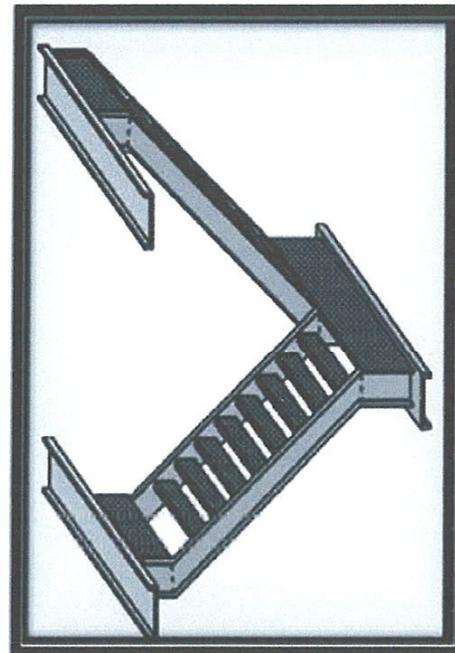
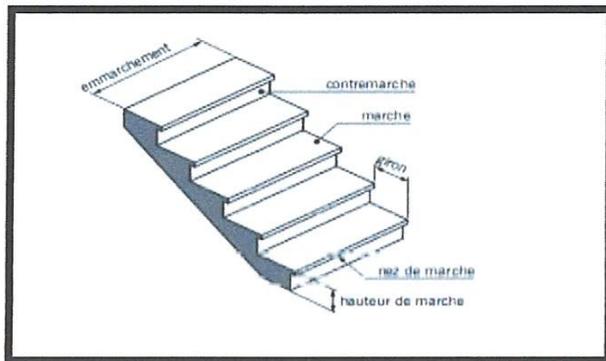
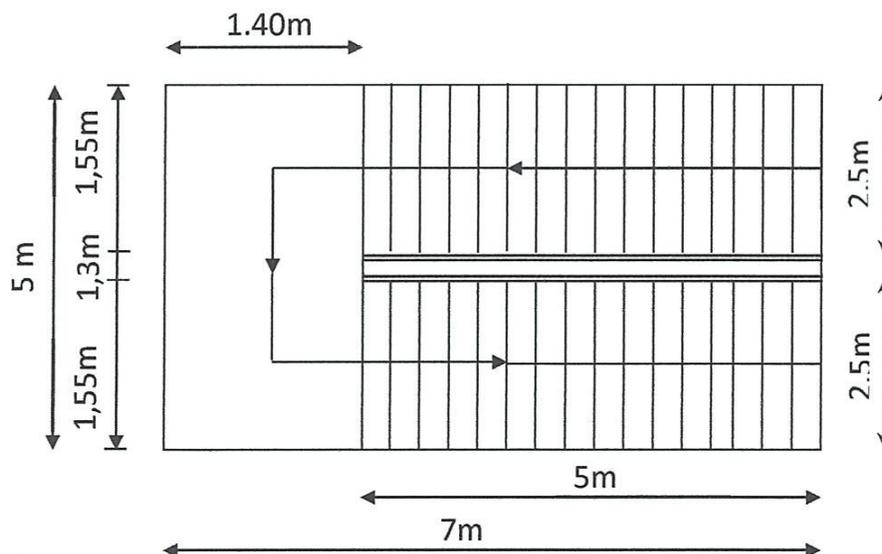


Fig .V. 4. Escalier a deux volées

Pour notre cas les escaliers sont droits constitués par deux limons en profilé UAP séparés par un palier. Entre les deux limons sont disposés des cornières de marche soudées à leur extrémités et cela pour permettre la maintenance des marches et contre marches.



IV-2-DIMENSION DE L'ESCALIER :

Pour les dimensions de marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL

$$0,60 \leq g + 2h \leq 0,65$$

Soit « H » la hauteur à monter (la hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini).

$$H = 4,08m$$

Admettons des marches de hauteur h = 17cm; alors le nombre de marche est

$$n = 4,08 / 0,17 = 24 \text{ marches}$$

- ❖ Hauteur des marches h = 17cm
- ❖ Largeur des marches g = 30cm

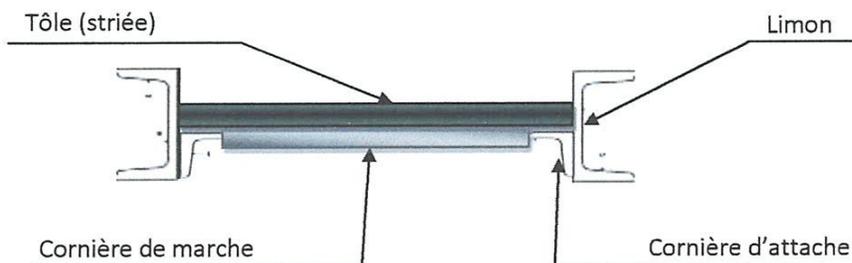
Vérification de la condition de BLONDEL :

$$0,60 \leq g + 2h \leq 0,65 \Rightarrow 0,60 \leq 0,30 + 2 \times 0,17 \leq 0,65$$

$$\Rightarrow 0,60 < 0,64 < 0,65 \quad \text{vérifiée.}$$

IV-3-EVALUATION DES CHARGES :

Chaque volée de l'escalier est composée de deux limons sur lesquels viennent reposer des tôles par l'intermédiaire des cornières.



- ❖ Tôle striée (ep = 5mm) → 45 kg/m² (G)
- ❖ Surcharge d'exploitation → 400 kg/m² (Q)

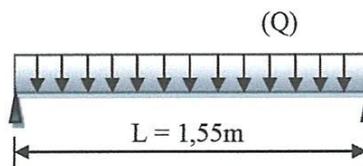
IV-4-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS :

IV-4-1-Cornières de marches :

1) Condition de flèche :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f}_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\text{et } q = (G + Q) \times g$$



$$\Rightarrow q = (45 + 400) \times 0,3 = 133,5 \text{ kg/m}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 1,335 \times 1,55^3 \times 300}{384 \times 21.10^5} = 9,24 \text{ cm}^4$$

On choisit des cornières à ailes (NFA 45-00 juillet 1979 p52) égales :



2) Vérification de la résistance :

Charge totale :

$$q = 4/3G + 3/2Q = 4/3(45 \times 0,3 + 3,77) + 3/2(400 \times 0,3) = 203,02 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x} = \frac{2,03 \times 155^2}{8 \times 3,05} = 1998,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_f = 1998,80 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{eu} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifier}$$

IV-4-2-Limons :

$$V_A = V_B = qL/2$$

$$M_{max} = qL^2/8$$

$$N_{max} = qL/2 \sin \alpha$$

1) Condition de flèche :

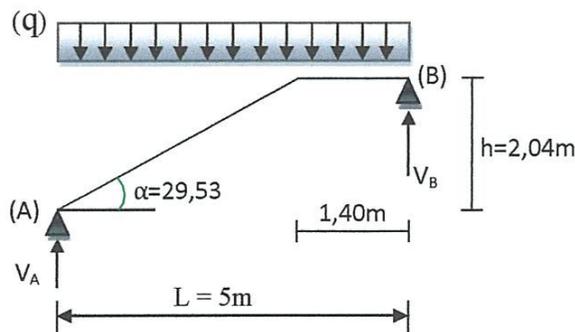
$$Q = (G + Q) \times 1,55/2 = 344,88 \text{ kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_x}$$

$$q' = q \cos \alpha = 300 \text{ kg/ml}$$

$$L' = L / \cos \alpha = 5,74 \text{ m}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 3,00 \times 5,74^3 \times 300}{384 \times 21.10^5} = 1055,35 \text{ cm}^4$$



On choisit UAP 200

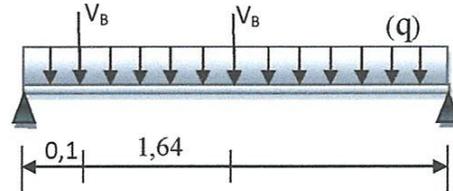
IV-4-4-Chevêtre :

Cette poutrelle est sollicitée par deux charges concentrées qui sont les réactions des limons ; et une charge uniformément répartie due au poids propre de la poutrelle ainsi qu'une partie du plancher.

1) Condition de flèche :

$V_B = 862,2 \text{ kg}$ (charges non majorée).

$q = 359,5 + 250 = 609,5 \text{ kg/m}^2$



$$f_{max} = f_1 + f_2 + f_3 = \frac{2,01 \times 10^9 + 2,42 \times 10^8}{EI} + \frac{5 \times \left(\frac{6,095}{2}\right) \times 500^4}{348EI}$$

$$f_3 = \frac{2,72 \times 10^9}{EI}$$

$$f_{max} = \frac{l}{300} = \frac{500}{300} = 1,66 \Rightarrow f_{max} = \frac{4,97 \times 10^9}{EI} \leq 1,66$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{4,97 \times 10^9}{21 \times 10^5 \times 1,66} = 1425,7 \text{ cm}^4$$

On choisit un profilé IPE 200

2) Condition de résistance :

$V_B = 1362,42 \text{ kg}$ (charges pondérées d'étage courant).

$q = [(4/3 \times 359,5) + (3/2 \times 250)] 0,5 = 427,16 \text{ kg/ml}$

❖ Moment max : $M_{max} = M_{(w)} + M_{(VB)}$

$M_{max} = 427,16 \times 5^2 / 8 + 1362,42 [5 - 2,32 - 0,68] = 4059,71 \text{ kg.m}$

$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{4059,71}{195} = 2181,9 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad ok$

3) Conclusion :

- ✓ Limon.....UAP 200
- ✓ Poutre d'appui...UAP 200
- ✓ Chevêtre.....IPE 200

V-2-2-Vérification de la sablière :

Pour la vérification ; on utilise la formule enveloppe qui nous dispense de faire le calcul au flambement et au déversement.

$$9/8(k \sigma + k_d \sigma_{fx}) \leq \sigma_{en}$$

- Contrainte de compression $\sigma = N/A = 18360/65.3 = 281.16 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte de flexion $\sigma_{fx} = M_x/W_x = qL^2/8W_x = 608.2 + 5^2/8 \times 426 = 446.15 \text{ Kg/cm}^2$

1) Coefficient de flambement (k)

$$\lambda_x = L_{fx}/i_x = 500/7,66 = 65.27$$

$$\lambda_y = L_{fy}/i_y = 500/4,57 = 109.40$$

$$\lambda_y > \lambda_x \Rightarrow \text{le flambement est à craindre dans le plan (x-x)}$$

$$\lambda = 109.40 \Rightarrow k = 2.148 \quad (\text{CM66 page 211})$$

2) Coefficient de déversement (k_{dz}) :

- Contrainte de non déversement $\longrightarrow \sigma_d = 4.10^4 (I_y/I_x) \cdot h^2/L^2 (D-1) \cdot B \cdot C$
- Coefficient « D » fonction des dimensions de la pièce.

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{Jl^2}{I_y \cdot h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \frac{45,1 \times 500^2}{1363 \times 18^2}} = 2,23 \quad \Rightarrow \boxed{D = 2,23}$$

- Coefficient « C » fonction de la répartition des charges.

$$\text{Charge uniformément répartie} \quad \boxed{C = 1,132}$$

- Coefficient « B » fonction du niveau de l'application des charges

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{BC}{D}\right)^2} - 0,405 \frac{BC}{D} = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{1,132}{2,23}\right)^2} - 0,405 \frac{1,132}{2,23} = 0.81$$

$$\Rightarrow \boxed{B = 0,81}$$

$$\sigma_d = 4.10^4 \times \frac{1363}{3831} \times \frac{18^2}{500^2} (2.23 - 1) \times 0.81 \times 1.132 = 20.80 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_d = 20.80 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{en} = 24 \text{ kg/mm}^2$$

\longrightarrow la vérification au déversement est nécessaire

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \cdot \frac{I_x}{I_y} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}}\right)} = \frac{500}{18} \sqrt{\frac{4}{0.81 \times 1.132} \cdot \frac{3831}{1363} \cdot \left(1 - \frac{20.80}{24}\right)} = 35.51$$

$$\lambda_0 = 35.51 \Rightarrow k_0 = 1.049$$

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}}(k_0 - 1)} = \frac{1.049}{1 + \frac{20.80}{24}(1.049 - 1)} = 1.00 \quad k_d = 1.00$$

1) Vérification :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \sigma_{fx}) \leq \sigma_{en}$$

$$\frac{9}{8}(2.148 \times 281.16 + 1 \times 446.15) = 1181.34 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

V-3-ETAGE COURANT :

V-3-1-Évaluation des charges :

❖ L'effort normal $H = 6100 \text{ Kg}$

❖ Charge répartie (q)

✓ - poids du plancher = $854,33 \times 0.5 = 427,17 \text{ Kg/ml}$

✓ - poids du mur extérieur = 732 Kg/ml

✓ - poids propre du profilé (HEB180) = $51,2 \text{ Kg/ml}$

$$q = 1210,37 \text{ Kg/ml}$$

On vérifie le même profilé HEB 180.

V-3-2-Vérification de la sablière :

❖ Contrainte de compression $\longrightarrow \sigma = H / A = 6100 / 65.3 = 93.41 \text{ Kg/ml}$

❖ Contrainte de flexion $\longrightarrow \sigma_{fx} = M_x / W_x = qL^2 / 8W_x$

$$\Rightarrow \sigma_{fx} = \frac{1210,37 \times 25 \times 10^2}{8 \times 426} = 887.88 \text{ kg/cm}^2$$

❖ Coefficient « k » ne change pas $k = 2.148$

❖ Coefficient « kd » ne change pas $k_d = 1.00$

1) Vérification :

$$9/8(k\sigma + K_d \sigma_{f_x}) \leq \sigma_{en}$$

$$9/8(2.148 \times 93.41 + 1 \times 887.88) = 1224.59 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

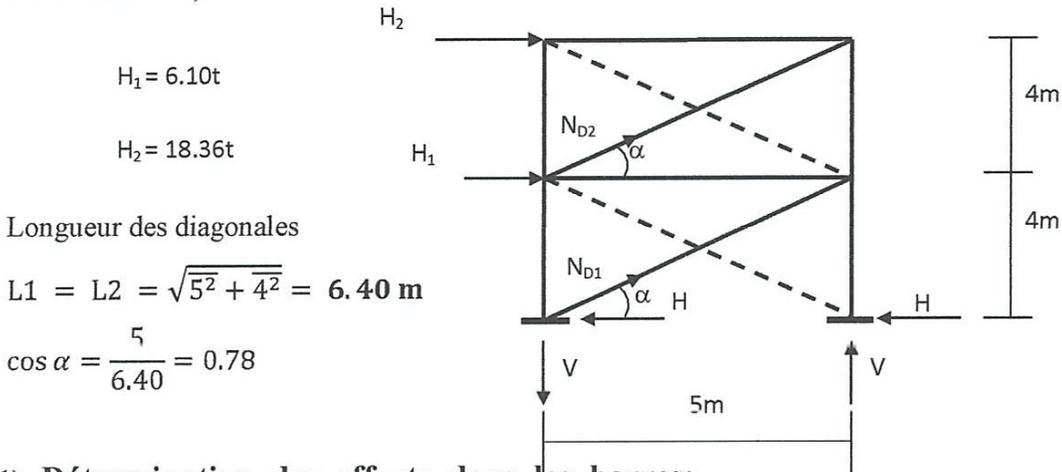
On adopte pour l'ensemble des sablières HEB 180

SABLIÈRES HEB 180

CHAPITRE VI
STABILITÉ VERTICALE

I-1-CALCUL DU CONTREVENTEMENT VERTICAL :

Les stabilités verticales sont sollicitées par l'effort horizontal du au séisme (voir étude au séisme)



$H_1 = 6.10t$

$H_2 = 18.36t$

Longueur des diagonales

$L1 = L2 = \sqrt{5^2 + 4^2} = 6.40 \text{ m}$

$\cos \alpha = \frac{5}{6.40} = 0.78$

1) Détermination des efforts dans les barres:

$$V = \frac{H_2(2h) + H_1 \times h}{l} = \frac{18360 \times 8 + 6100 \times 4}{5} = 34256 \text{ kg}$$

$$H = \frac{H_1 + H_2}{2} = \frac{18360 + 6100}{2} = 12230 \text{ kg}$$

$$N_{D2} = \pm \frac{H_2}{2\cos \alpha} = \frac{18360}{2 \times 0.78} = 11769.23 \text{ kg}$$

$$N_{D1} = \pm \frac{(H_1 + H_2)}{2\cos \alpha} = \frac{18360 + 6100}{2 \times 0.78} = 15679.48 \text{ kg}$$

2) Dimensionnement des diagonales:

Les diagonales sont des cornières ; alors on doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{N_D}{0.8An} \leq \sigma_{en} \quad (\text{C. T. C})$$

Le coefficient 0,8 tenant compte de l'excentricité de la ligne d'inertie.

$$An_1 \geq \frac{N_{D1}}{0,8\sigma_{en}} = \frac{15679.48}{0.8 \times 2400} = 8.16 \text{ cm}^2$$

$$An_2 \geq \frac{N_{D2}}{0,8\sigma_{en}} = \frac{11769.23}{0.8 \times 2400} = 6.12 \text{ cm}^2$$

On doit aussi limiter l'élanement des diagonales tendues à l'élanement max 350

$\lambda \leq \lambda_{max} = 350$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq \lambda_m = 350 \Rightarrow i \geq \frac{l_f}{350}$$

$$i_1 \geq \frac{640}{350} = 1.82 \quad ; \quad i_2 \geq \frac{640}{350} = 1.82$$

Le choix des diagonales doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$A_n \geq 8.16 \text{ cm}^2$$

$$C \geq 1.82 \text{ cm}$$

On choisit des cornières à ailes égales 70×70×7

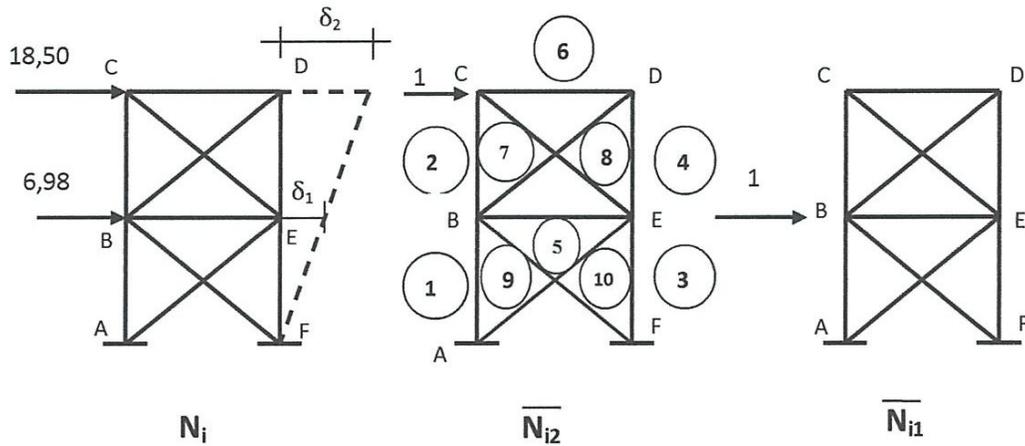
Diagonales L70.70.7

3) Déformation horizontale de la palée:

Le déplacement horizontal d'une stabilité est donné par la formule suivante :

$$\delta = \sum \frac{N_i \bar{N}_i L_i}{EA_i}$$

Pour notre cas on doit envisager les déplacements en deux niveaux (étage-terrasse).



$$\delta_1 = \sum \frac{N_i \bar{N}_{i1} L_i}{EA_i} \quad ; \quad \delta_2 = \sum \frac{N_i \bar{N}_{i2} L_i}{EA_i}$$

Pour le calcul des efforts dans les barres on applique la méthode d'équilibre des nœuds

barres	A_i (cm ²)	L_i (cm)	N_i	N_{i1}	N_{i2}	$\frac{Ni\bar{N}_{i1}Li}{A_i}$	$\frac{Ni\bar{N}_{i2}Li}{A_i}$
1	149,1	400	+18.87	+1.428	+2.22	72.29	112.38
2	149,1	400	+23.09	0	+0.628	0	38.90
3	149,1	400	-18.87	-1.428	-2.22	72.29	112.38
4	149,1	400	-23.09	0	-0.628	0	38.90
5	65.3	500	-39.83	-0.499	0	152.18	0
6	65.3	500	+18.36	0	-0,5	0	70.29
7	9,40	640	+29.61	0	+0.806	0	1624.89
8	9,40	640	-29.61	0	-0.806	0	1624.89
9	9,40	640	+19.72	+0.806	+0.806	1082.16	1082.16
10	9,40	640	-19.72	-0.806	-0.806	1082.16	1082.16
					Σ	2461.06	5786.95

$$\delta_1 = \frac{1}{E} \sum \frac{Ni\bar{N}_{i1}Li}{EAi} = \frac{1}{2100} [2461.06] = 1.171 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{1}{E} \sum \frac{Ni\bar{N}_{i2}Li}{EAi} = \frac{1}{2100} [5786.95] = 2.755 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = 1.171 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 2.755 \text{ cm}$$

4) Vérification:

Pour les déplacements limites; on prendra ceux préconisés par les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003)

Le déplacement relatif d'étage $\bar{\Delta}_{adm} = 0.0075 h$

Avec h = hauteur d'étage ($h = 4m$)

$$\bar{\Delta}_{adm} = 0.0075 \times 400 = 3 \text{ cm}$$

Pour notre cas on a comme déplacement relatif :

(Étage) $\Delta_1 = \delta_1 = 1.171 \text{ cm}$

(Terrasse) $\Delta_2 = \delta_2 - \delta_1 = 2.755 - 1.171 = 1.584 \text{ cm}$

$$\Delta_1 = 1.171 \text{ cm} < \bar{\Delta}_{adm} = 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{"verifiée"}$$

$$\Delta_2 = 1.584 \text{ cm} < \bar{\Delta}_{adm} = 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{"verifiée"}$$

\Rightarrow "Les déplacements sont vérifiées"

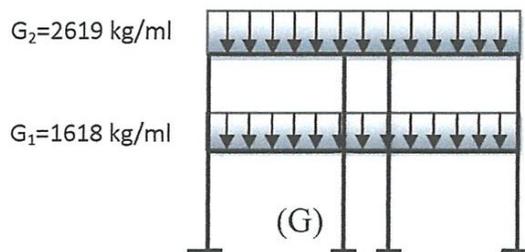
I - ETUDE DU PORTIQUE : [6]

I-1-GENERALITES :

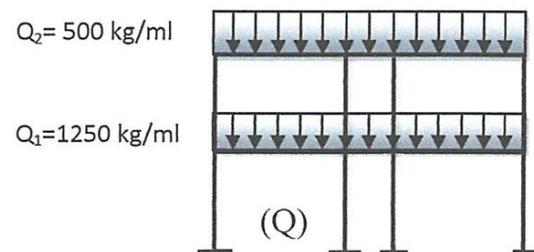
Les portiques transversaux ont le rôle de reprendre toutes les charges verticales et horizontales et de les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Les différentes charges et surcharges agissant sur les portiques sont:

- Charges permanentes (G)
- Surcharges d'exploitation (Q)
- Surcharges de la neige (N)
- Effet du séisme (E)

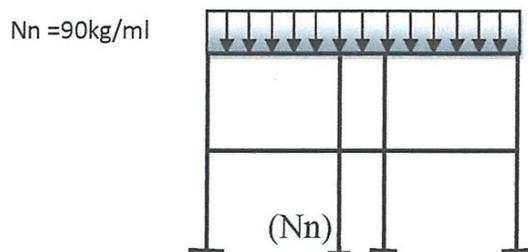
CAS 1 :



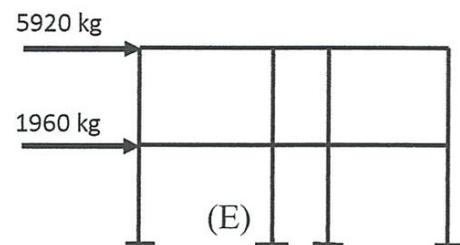
CAS 2 :



CAS 3 :



CAS 4 :



I-2-METHODE DE CALCUL (METHODE DE CROSS) :

1) Étape de calcul :

- Calcul des raideurs des barres : $R = I/L$
- Calcul des coefficients de répartition : $\mu_{ij} = R_{ij} / \sum R_{ij}$
- Calcul des moments d'encastrement parfait : \mathcal{M}_{ij}

2) Système à nœuds fixes :

C'est pour ces systèmes que la méthode de cross est particulièrement intéressante.

Pour ce cas on fait la répartition des moments d'encastrement parfait. (D'après le tableau de cross); et les moments obtenus sont les moments réels.

Dans ce cas on a $\Sigma H_{ext} + \Sigma T_{niv} = 0$

ΣH_{ext} = Somme des forces extérieures.

ΣT_{niv} = Somme des efforts tranchants au niveau.

3) Système à nœuds déplaçables :

- Calculer le système en supposant les nœuds fixes,

Soit M_o = les moments appliqués aux nœuds obtenus.

Dans ce cas $\Sigma H_{ext} + \Sigma T_{niv} \neq 0$

- Définir le nombre de déplacement N tel que $N = n - c$

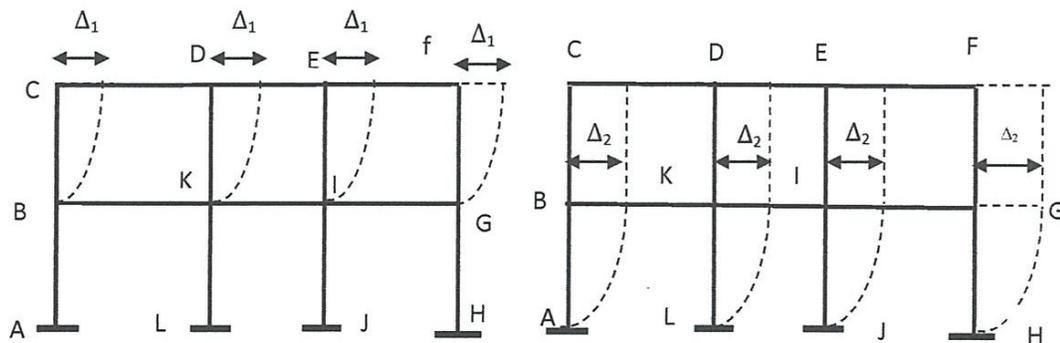
✓ n = nombre de nœuds ($n = 6$)

✓ c = nombre de contour fermé ($c = 4$)

Pour notre cas on a 2 déplacements Δ_1 et Δ_2

- Calcul des moments M_1 et M_2 sous l'action séparée de chacun des déplacements Δ_1 et Δ_2 en donnant aux modules de celles-ci des valeurs arbitraires

$$\mathcal{M} = \frac{6EI\Delta}{h^2} = 1$$



Pour chaque déplacement Δ_1, Δ_2 on calcul l'effort tranchant aux niveaux BHF et AIG.

Pour $\Delta_1 \Rightarrow T_1$ au niveau $\left\{ \begin{array}{l} BkIG \\ T'_1 \text{ au niveau ALJH} \end{array} \right.$

Pour $\Delta_2 \Rightarrow T_2$ au niveau $\left\{ \begin{array}{l} \text{BkIG} \\ T'_2 \text{ au niveau ALJH} \end{array} \right.$

Soit $k_1 \Delta_1$ et $k_2 \Delta_2$ les déplacements relatifs réels des étages

Faisons des coupures dans chaque niveau BHF et AIG on obtient alors

$$\left\{ \begin{array}{l} k_1 T_1 + k_2 T_2 + T_{1\text{ime}} + H_{1\text{ext}} = 0 \\ k_1 T'_1 + k_2 T'_2 + T'_{1\text{ime}} + H'_{1\text{ext}} = 0 \end{array} \right.$$

Ces deux équations nous permettent de déterminer k_1 et k_2 .

Les moments dus aux déplacements réels sont $k_1 H_1$ et $k_2 H_2$.

Le moment final cherché est :
$$M_f = M_0 + k_1 M_1 + k_2 M_2$$

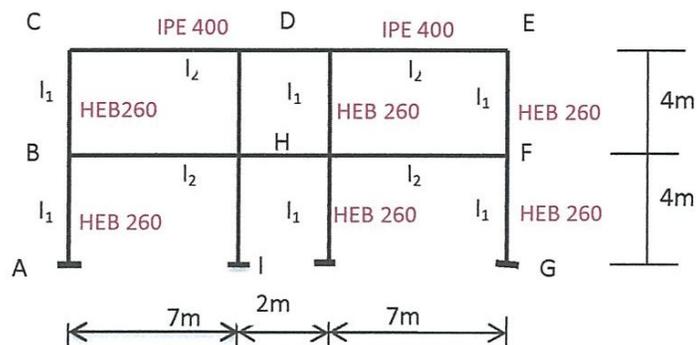
I-3-APPLICATION DE LA METHODE :

Pour mieux saisir l'application de la méthode de cross on va traiter un exemple bien détaillé pour conclure une démarche générale pour le reste des cas de charges.

1) Hypothèses de calcul :

$$I_1 = 14919 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 23130 \text{ cm}^4$$



2) Raideurs des barres :

$$R_{Bk} = R_{CD} = R_{EF} = R_{IG} = \frac{I_2}{L_1} = \frac{23130}{700} = 33.04 \text{ Cm}^2 ;$$

$$R_{KI} = R_{DE} = \frac{23130}{200} = 115.65 \text{ Cm}^2$$

$$R_{AB} = R_{LK} = R_{JI} = R_{HG} = \frac{3}{4} \times \frac{I_1}{h} = \frac{3}{4} \times \frac{25170}{400} = 47.19 \text{ Cm}^2$$

$$R_{BC} = R_{kD} = R_{IE} = R_{IE} = \frac{I_1}{h} = \frac{25170}{400} = 37.30 \text{ Cm}^2$$

3) Coefficients de répartition :

$$\mu_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BK} + R_{BC}} = \frac{47.19}{47.19 + 33.04 + 62.92} = 0.329$$

$$\begin{array}{llll}
 \mu_{BA} = 0,329 & , & \mu_{KB} = 0,127 & \mu_{CB} = 0,655 & \mu_{KD} = 0,243 \\
 \mu_{BC} = 0,439 & & \mu_{KI} = 0,446 & \mu_{CD} = 0,344 & \mu_{IK} = 0,446 \\
 \mu_{BK} = 0,230 & & \mu_{KL} = 0,182 & & \\
 \\
 \mu_{IE} = 0,243 & & \mu_{IG} = 0,127 & \mu_{EF} = 0,156 & \mu_{DC} = 0,156 \\
 \mu_{IJ} = 0,182 & & \mu_{EI} = 0,297 & \mu_{ED} = 0,546 & \mu_{DK} = 0,297 & \mu_{DE} = 0,546
 \end{array}$$

❖ Pour le calcul des moments on prendra le cas 2

CAS 2 :

4) Moments à nœuds fixes :

$$\begin{aligned}
 \mathcal{M}_{Bk} = -\mathcal{M}_{kB} &= \frac{1125 \times 7^2}{12} = 4594 \text{ Kg.m} \\
 \mathcal{M}_{CD} = -\mathcal{M}_{DC} &= \frac{(450 \times 7^2)}{12} = 1837,5 \text{ Kg.m} \\
 \mathcal{M}_{KI} = -\mathcal{M}_{IK} &= \frac{1125 \times 2^2}{12} = 375 \text{ Kg.m} \\
 \mathcal{M}_{DE} = -\mathcal{M}_{ED} &= \frac{450 \times 2^2}{12} = 150 \text{ Kg.m}
 \end{aligned}$$

CHAPITRE VI :

ETUDE DU PORTIQUE

Nœud	B			C			D			E			F			G			I			K		
	BA	BC	BK	CB	CD	DC	DK	DI	ED	EF	EI	FE	FG	GF	GI	GH	IK	IE	IG	IJ	KB	KD	KI	
Barres																								
ujj	-0,329	-0,439	-0,23	-0,655	-0,344	-0,156	-0,297	-4,546	-0,546	-0,156	-0,257	-0,344	-0,439	-0,23	-0,329	-0,446	-0,243	-0,127	-0,182	-0,127	-0,243	-0,446		
mji	-1512	-2017	4594	-1009	1837,5	-1837,5		150	-150	1837,5		-1837,5		-4594		-375		4594		-4594		375		
B			-1057	-542,9	-285	-142,5		999,2	499,6											-528,5				
C		-271,4			142,74	285,48	543,5																	
D								-597	-1194	-341,2	-650	-170,6										271,8		
E																								
F										345,35		690,7	1315,3	657,6										
G											-528		864	1728	905	1295			452,5	-782,3				
I			346				661,5								-276		-1939	-1056	-552		691,5	1323		
K																	1215			-782,3		691,5		
B	-24,54	-32,74	-17,2	-16,37																	-8,57			
C																								
D																								
E																								
F																								
G																								
I																								
K																								
B	7,16	9,56	19,6	4,78			37,51										68,9			39,2	75,02	137,7		
C			0,08	0,163	0,086	0,043														2,5				
D																								
E																								
F																								
G																								
I																								
K			0,31																		4,62	8,89		
M _{ij}	-1530	-2351	3892	-1642	1635,5	-1752,2	1178	-68,6	-566	1751,2	-1185	-1624	1647,8	2366	1648	1492,4	-1662	-1636	4380,7	-1045	-4391	1647		
																						1675		

5) Calcul de l'effort tranchant :a) Au niveau BKIG : $T_{1int} = T_{BC} + T_{KD} + T_{IE} + T_{GF}$

$$T_{BC} = \frac{-2351 - 1642}{4} = -998.25 \text{ kg}$$

$$T_{KD} = \frac{1178 + 1647}{4} = 706.25 \text{ kg}$$

$$T_{IE} = \frac{-1636 - 1185}{4} = -705.25 \text{ kg}$$

$$T_{GF} = \frac{2366 + 1185}{4} = 1003.45 \text{ kg}$$

$$T_{1int} = 6.2 \text{ kg}$$

b) Au niveau ALJH:

$$T'_{1int} = \frac{-1530 + 1057 - 1045 + 1492.4}{4} = -6.4 \text{ kg}$$

$$T'_{1int} = -6.4 \text{ kg}$$

$T'_{1int} \neq 0$ alors les nœuds subissent un déplacement et les moments déjà trouvés (à nœuds fixes) ne sont pas les moments définitifs; il y aura lieu de leur ajouter les moments supplémentaires provenant des déplacements des nœuds.

Par conséquent si « N » est le nombre d'équations correspondant au nombre de déplacements relatifs à envisager (et par suite au nombre d'inconnues « k »)

$$N = n - c$$

Pour notre cas $n = 6$ (nombre des nœuds)

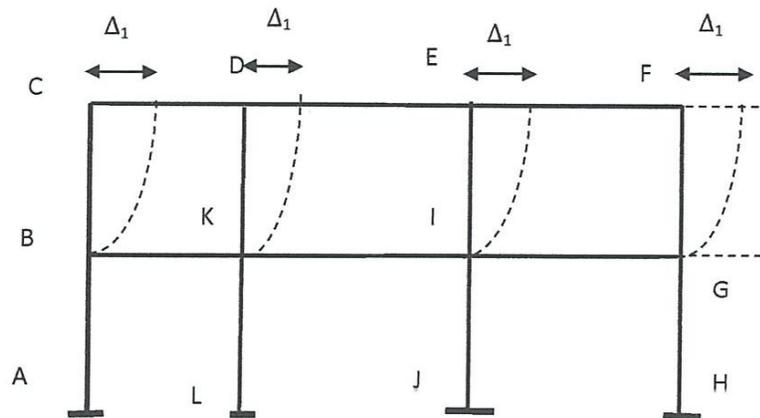
$$c = 4 \text{ (nombre de contour fermé). } N = 6 - 4 = 2$$

Alors on doit donner 2 déplacements relatifs Δ_1 et Δ_2

c) Déplacement Δ_1 :

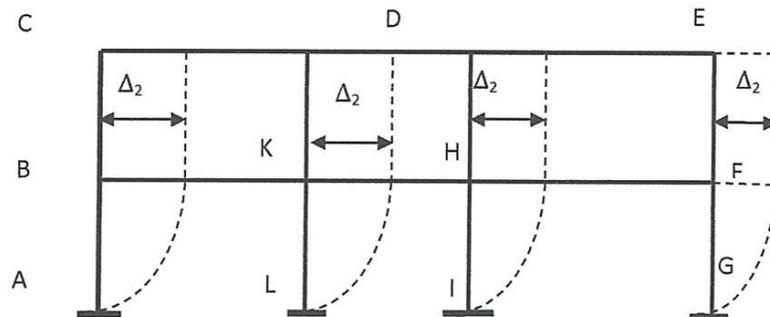
Moments d'encastrement parfait.

$$\mathcal{M}_{BC} = \mathcal{M}_{CB} = \mathcal{M}_{KD} = \mathcal{M}_{DK} = \mathcal{M}_{IE} = \mathcal{M}_{EI} = \mathcal{M}_{GF} = \mathcal{M}_{FG} = \frac{6EI\Delta_1}{h^2} = 1$$



d) Déplacement Δ_2 :

$$\mathcal{M}_{BA} = \mathcal{M}_{KL} = \mathcal{M}_{IJ} = \mathcal{M}_{GH} = \frac{6EI\Delta_2}{h^2} = 1$$



6) Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire (Δ1) :

Nœud	B			C			D			E			F			G			I			K		
	BA	BC	BK	CB	CD	DC	DK	DE	ED	EF	EI	FE	FG	GF	GI	GH	IK	IE	IG	IJ	KB	KD	KI	
Barres																								
μj	-0,329	-0,439	-0,23	-0,655	-0,344	-0,156	-0,257	-0,546	-0,546	-0,156	-0,297	-0,344	-0,655	0,439	-0,23	-0,329	-0,446	-0,243	-0,127	-0,182	-0,127	0,243	-	
ηj		1		1			1				1		1	1				1				1	-	
B	-0,329	-0,439	-0,23	-0,22																		-0,115		
C				-0,511	-0,268	-0,134																		
D					-0,067	-0,15	-0,257	-0,472	-0,236															
E								-0,382	-0,764	-0,119	-0,226	-0,059											0,128	
F									-0,162			-0,324	-0,616	0,308										
G												-0,152	0,304	-	-0,159	-0,227								
I											-0,098				-0,051								-0,18	
K			-0,04				-0,17										-0,36	-0,128					-0,073	
B	0,087	0,038	0,008	0,019																		0,005	-0,14	
C			0,015	0,031	0,01	0,005																	-0,257	
D					0,0034	0,0069	0,12	0,011	0,005	0,139	0,0064	0,01											0,01	
E																								
F								0,069		0,024		0,048	0,031	0,015										
G												0,0075	0,015	0,015	0,004	0,0011								
I															8E-04									
K			-0,02														0,054	0,013	0,002				0,027	
B	0	0	0	0													-0,002						-0,042	
C		-0,001		-0,002	-0,001	-0,0005																	-0,01	
D				-0,002	-0,004	-0,003	-0,003	-0,002	-0,001														-	

7) Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire (Δ_2) :

Nœud	B			C			D			E			F			G			I			K		
	BA	BC	BK	CB	CD	DC	DK	DE	ED	EF	EI	FE	FG	GF	GI	GH	IK	IE	IG	IJ	KB	KD	KI	
Barres																								
luj	-0,329	-0,439	-0,23	-0,655	-0,344	-0,56	-0,197	-0,546	-0,546	-0,156	-0,297	-0,344	-0,655	0,439	-0,23	-0,329	-0,446	-0,243	-0,127	-0,182	-0,127	0,243	-0,446	
mji	1														1				1					
M _{ij}	0,315	-0,836	-0,484	-0,737	-0,270	-0,124	-0,25	-0,574	-0,561	-0,357	0,301	0,344	0,645	0,438	0,230	0,671	-0,428	-0,250	-0,129	0,814	-0,134	0,217	0,391	

c) Effort tranchant au niveau BK IG :

$$T_{BC} = \frac{-0,836 - 0,737}{4} = -0,395 \quad ; \quad T_{IE} = \frac{-0,250 - 0,301}{4} = -0,137$$

$$T_{KD} = \frac{-0,217 - 0,295}{4} = -0,128 \quad ; \quad T_{GF} = \frac{-0,645 - 0,438}{4} = -0,270$$

$$T_{BHF} = T_{BC} + T_{KD} + T_{IE} + T_{GF} = -0,928$$

$$\Rightarrow T_2 = -0,928$$

d) Effort tranchant du niveau ALJH :

$$T_{ALJH} = T_{AB} + T_{LK} + T_{JI} + T_{HG} = \frac{0,315 + 0,842 + 0,814 + 0,671}{4} = 0,660$$

$$\Rightarrow T_2 = 0,660$$

EQUATIONS D'EQUILIBRE :

a) Au niveau BKIG : $k_1 T_1 + k_2 T_2 + H_{1ext} + T_{1int} = 0$
 ✓ $H_{ext} = 0$ (dans ce cas) $k_1 (0.223) + k_2 (0.928) + 0 + 6.2 = 0$
 ✓ $T_{int} = 6.2$
 ✓ $T_1 = 0.223$ $\Rightarrow 0.223k_1 + 0.928 k_2 = -6.2 \dots \dots \textcircled{1}$
 ✓ $T_2 = 0.928$

b) Au niveau ALJH : $k_1 T'_1 + k_2 T'_2 + H'_{1ext} + T'_{1int} = 0$
 ✓ $H'_{ext} = 0$ (dans ce cas puisque il n'y a pas de charge extérieure appliquée sur poteaux)
 ✓ $T'_{int} = -6.4$ $k_1(-0.448) + k_2(0.660) + 0 - 6.4 = 0$
 ✓ $T'_1 = -0.448$
 ✓ $T'_2 = 0.660$ $\Rightarrow -0,448 k_1 + 0,660 k_2 = 6,4 \dots \dots \textcircled{2}$

$$\begin{cases} \textcircled{1} \Rightarrow 0.223k_1 + 0.928 k_2 = -6.2 \\ \textcircled{2} \Rightarrow -0,448 k_1 + 0,660 k_2 = 6,4 \end{cases}$$

$$\begin{bmatrix} 0.223 & 0.928 \\ -0,448 & 0,660 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} K_1 \\ K_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -6.2 \\ 6.4 \end{bmatrix}$$

Après résolution du système on tire les

Valeurs de k_1 et k_2

$$\mathbf{A} \times \mathbf{K} = \mathbf{B}$$

$K_1 = -17.83 \quad ; \quad K_2 = -2.396$

REMARQUE :

Pour les autres cas de charges; le calcul de k_1 et k_2 se fait de la même manière tout en gardant la matrice (A) qui ne change pas pour tous les autres cas; sauf le vecteur de chargement (B) qui changera avec chaque cas de charge.

-L'EFFORTS (M, N, T) SOUS CHARGES REELLES :

- Cas: 1A4 : (G,Q,N,E)

Barre/Noeud/Cas			FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
1/	1/	1	1551,13	0,0	-0,00
1/	1/	2	571,58	0,0	0,0
1/	1/	3	32,68	0,0	0,0
1/	1/	4	-37,38	-0,82	1,65
1/	2/	1	1546,54	0,0	-0,00
1/	2/	2	571,58	0,0	0,0
1/	2/	3	32,68	0,0	0,0
1/	2/	4	-37,38	-0,82	-1,65
2/	2/	1	947,34	-273,90	479,33
2/	2/	2	170,17	-101,46	248,76
2/	2/	3	31,76	-5,81	5,49
2/	2/	4	-19,27	38,69	-77,38
2/	3/	1	942,75	-273,90	-616,25
2/	3/	2	170,17	-101,46	-157,09
2/	3/	3	31,76	-5,81	-17,75
2/	3/	4	-19,27	38,69	77,38
3/	6/	1	942,75	273,90	-616,25
3/	6/	2	170,17	101,46	-157,09
3/	6/	3	31,76	5,81	-17,75
3/	6/	4	18,48	39,26	-76,71
3/	7/	1	947,34	273,90	479,33
3/	7/	2	170,17	101,46	248,76
3/	7/	3	31,76	5,81	5,49
3/	7/	4	18,48	39,26	80,34
4/	7/	1	1546,54	0,00	-0,00
4/	7/	2	571,58	0,00	-0,00
4/	7/	3	32,68	-0,00	0,00
4/	7/	4	34,88	-2,81	9,79
4/	10/	1	1551,13	0,00	-0,00
4/	10/	2	571,58	0,00	0,0
4/	10/	3	32,68	-0,00	-0,00
4/	10/	4	34,88	-2,81	-1,46
5/	5/	1	1390,46	-152,81	338,58
5/	5/	2	229,83	-56,70	91,10
5/	5/	3	48,24	-3,23	9,44
5/	5/	4	44,67	58,53	-117,80
5/	8/	1	1395,05	-152,81	-272,68
5/	8/	2	229,83	-56,70	-135,69
5/	8/	3	48,24	-3,23	-3,50
5/	8/	4	44,67	58,53	116,31
6/	8/	1	2238,65	0,0	0,00
6/	8/	2	828,42	0,00	0,0
6/	8/	3	47,32	-0,00	0,00
6/	8/	4	100,82	3,70	-8,09
6/	11/	1	2243,24	0,0	0,00
6/	11/	2	828,42	0,00	0,00
6/	11/	3	47,32	-0,00	-0,00
6/	11/	4	100,82	3,70	6,72

7/	4/	1	1390,46	152,81	-338,58
7/	4/	2	229,83	56,70	-91,10
7/	4/	3	48,24	3,23	-9,44
7/	4/	4	-47,34	61,04	-121,33
7/	9/	1	1395,05	152,81	272,68
7/	9/	2	229,83	56,70	135,69
7/	9/	3	48,24	3,23	3,50
7/	9/	4	-47,34	61,04	122,81
8/	9/	1	2238,65	0,00	-0,00
8/	9/	2	828,42	0,0	-0,00
8/	9/	3	47,32	-0,00	0,00
8/	9/	4	-102,13	-1,23	1,92
8/	12/	1	2243,24	0,00	0,00
8/	12/	2	828,42	0,0	-0,00
8/	12/	3	47,32	-0,00	-0,00
8/	12/	4	-102,13	-1,23	-3,02
9/	2/	1	-273,90	599,20	-479,33
9/	2/	2	-101,46	401,41	-248,76
9/	2/	3	-5,81	0,91	-5,49
9/	2/	4	262,14	-18,11	77,14
9/	9/	1	-273,90	-663,25	-703,49
9/	9/	2	-101,46	-473,59	-501,40
9/	9/	3	-5,81	0,91	0,91
9/	9/	4	262,14	-18,11	-49,62
10/	3/	1	273,90	942,75	-616,25
10/	3/	2	101,46	170,17	-157,09
10/	3/	3	5,81	31,76	-17,75
10/	3/	4	393,22	-19,15	79,65
10/	4/	1	273,90	-1098,81	-1162,47
10/	4/	2	101,46	-179,83	-190,88
10/	4/	3	5,81	-38,24	-40,41
10/	4/	4	393,22	-19,15	-54,41
11/	5/	1	273,90	1098,81	-1162,47
11/	5/	2	101,46	179,83	-190,88
11/	5/	3	5,81	38,24	-40,41
11/	5/	4	0,0	-18,04	50,42
11/	6/	1	273,90	-942,75	-616,25
11/	6/	2	101,46	-170,17	-157,09
11/	6/	3	5,81	-31,76	-17,75
11/	6/	4	0,0	-18,04	-75,88
12/	8/	1	-273,90	663,25	-703,49
12/	8/	2	-101,46	473,59	-501,40
12/	8/	3	-5,81	-0,91	0,91
12/	8/	4	131,07	-16,57	49,20
12/	7/	1	-273,90	-599,20	-479,33
12/	7/	2	-101,46	-401,41	-248,76
12/	7/	3	-5,81	-0,91	-5,49
12/	7/	4	131,07	-16,57	-66,78
13/	9/	1	-121,08	180,35	-430,81
13/	9/	2	-44,76	125,00	-365,70
13/	9/	3	-2,57	0,0	4,41
13/	9/	4	0,0	-73,38	67,82
13/	8/	1	-121,08	-180,35	-430,81
13/	8/	2	-44,76	-125,00	-365,70
13/	8/	3	-2,57	0,0	4,41
13/	8/	4	0,0	-73,38	-78,93

14/	4/	1	121,08	291,65	-823,89
14/	4/	2	44,76	50,00	-99,78
14/	4/	3	2,57	10,00	-30,97
14/	4/	4	524,29	-64,81	67,27
14/	5/	1	121,08	-291,65	-823,89
14/	5/	2	44,76	-50,00	-99,78
14/	5/	3	2,57	-10,00	-30,97
14/	5/	4	524,29	-64,81	-62,36

-COMBINAISONS DES CHARGES:

Il y a 5 combinaisons appliquées sur les poteaux et les poutres sont :

1/ G ; 3/ N

2/ Q ; 4/ E

5/ $4/7+*G+17/12*(Q+N)$; 6/ $0.8G+E$

7/ $0.8G-E$; 8/ $G+Q+1.2*E$

9/ $G+Q+E$

* "POTEAUX" : - CAS: 5A8

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
1/ 1/ 5 (C)	2873,78	0,0	-0,00
1/ 1/ 6 (C)	1211,00	-0,66	1,32
1/ 1/ 7 (C)	1211,00	-0,66	1,32
1/ 1/ 8 (C)	2085,33	-0,82	1,65
1/ 2/ 5 (C)	2867,66	0,0	-0,00
1/ 2/ 6 (C)	1207,33	-0,66	-1,32
1/ 2/ 7 (C)	1207,33	-0,66	-1,32
1/ 2/ 8 (C)	2080,74	-0,82	-1,65
2/ 2/ 5 (C)	1532,33	-508,21	978,08
2/ 2/ 6 (C)	742,45	-188,17	321,56
2/ 2/ 7 (C)	742,45	-188,17	321,56
2/ 2/ 8 (C)	1098,24	-336,67	650,71
2/ 3/ 5 (C)	1526,20	-508,21	-1054,77
2/ 3/ 6 (C)	738,78	-188,17	-431,10
2/ 3/ 7 (C)	738,78	-188,17	-431,10
2/ 3/ 8 (C)	1093,64	-336,67	-695,97
3/ 6/ 5 (C)	1526,20	508,21	-1054,77
3/ 6/ 6 (C)	768,98	250,53	-554,37
3/ 6/ 7 (C)	768,98	250,53	-554,37
3/ 6/ 8 (C)	1131,40	414,62	-850,06
3/ 7/ 5 (C)	1532,33	508,21	978,08
3/ 7/ 6 (C)	772,65	250,53	447,73
3/ 7/ 7 (C)	772,65	250,53	447,73
3/ 7/ 8 (C)	1135,99	414,62	808,43
4/ 7/ 5 (C)	2867,66	0,00	-0,00
4/ 7/ 6 (C)	1265,14	-2,25	7,83
4/ 7/ 7 (C)	1265,14	-2,25	7,83
4/ 7/ 8 (C)	2153,01	-2,81	9,79

4/	10/	5 (C)	2873,78	0,00	-0,00
4/	10/	6 (C)	1268,82	-2,25	-1,17
4/	10/	7 (C)	1268,82	-2,25	-1,17
4/	10/	8 (C)	2157,60	-2,81	-1,46
5/	5/	5 (C)	2224,64	-283,66	585,47
5/	5/	6 (C)	1148,10	-75,43	176,63
5/	5/	7 (C)	1148,10	-75,43	176,63
5/	5/	8 (C)	1664,95	-150,98	311,88
5/	8/	5 (C)	2230,76	-283,66	-549,16
5/	8/	6 (C)	1151,78	-75,43	-125,09
5/	8/	7 (C)	1151,78	-75,43	-125,09
5/	8/	8 (C)	1669,55	-150,98	-292,06
6/	8/	5 (C)	4152,42	0,00	0,00
6/	8/	6 (C)	1871,58	2,96	-6,48
6/	8/	7 (C)	1871,58	2,96	-6,48
6/	8/	8 (C)	3167,89	3,70	-8,09
6/	11/	5 (C)	4158,54	0,00	0,00
6/	11/	6 (C)	1875,25	2,96	5,38
6/	11/	7 (C)	1875,25	2,96	5,38
6/	11/	8 (C)	3172,48	3,70	6,72
7/	4/	5 (C)	2224,64	283,66	-585,47
7/	4/	6 (C)	1074,50	171,08	-367,93
7/	4/	7 (C)	1074,50	171,08	-367,93
7/	4/	8 (C)	1572,95	270,55	-551,00
7/	9/	5 (C)	2230,76	283,66	549,16
7/	9/	6 (C)	1078,17	171,08	316,39
7/	9/	7 (C)	1078,17	171,08	316,39
7/	9/	8 (C)	1577,54	270,55	531,19
8/	9/	5 (C)	4152,42	0,00	-0,00
8/	9/	6 (C)	1709,21	-0,99	1,54
8/	9/	7 (C)	1709,21	-0,99	1,54
8/	9/	8 (C)	2964,93	-1,23	1,92
8/	12/	5 (C)	4158,54	0,00	-0,00
8/	12/	6 (C)	1712,89	-0,99	-2,41
8/	12/	7 (C)	1712,89	-0,99	-2,41
8/	12/	8 (C)	2969,53	-1,23	-3,02

-COMBINAISONS DES CHARGES:

* " POUTERS": - CAS: 5A7 9

Barre/Noeud/Cas			FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
9/	2/	5 (C)	-508,21	1335,34	-978,08
9/	2/	6 (C)	-9,40	464,88	-321,75
9/	2/	7 (C)	-9,40	464,88	-321,75
9/	2/	9 (C)	-113,21	982,50	-650,94
9/	9/	5 (C)	-508,21	-1514,53	-1605,26
9/	9/	6 (C)	-9,40	-545,09	-602,48
9/	9/	7 (C)	-9,40	-545,09	-602,48
9/	9/	9 (C)	-113,21	-1154,95	-1254,50
10/	3/	5 (C)	508,21	1526,20	-1054,77
10/	3/	6 (C)	533,69	738,88	-429,28
10/	3/	7 (C)	533,69	738,88	-429,28
10/	3/	9 (C)	768,57	1093,77	-693,70
10/	4/	5 (C)	508,21	-1755,79	-1858,30
10/	4/	6 (C)	533,69	-894,37	-973,50
10/	4/	7 (C)	533,69	-894,37	-973,50
10/	4/	9 (C)	768,57	-1297,79	-1407,76
11/	5/	5 (C)	508,21	1755,79	-1858,30
11/	5/	6 (C)	219,12	864,61	-889,64
11/	5/	7 (C)	219,12	864,61	-889,64
11/	5/	9 (C)	375,36	1260,59	-1302,93
11/	6/	5 (C)	508,21	-1526,20	-1054,77
11/	6/	6 (C)	219,12	-768,63	-553,70
11/	6/	7 (C)	219,12	-768,63	-553,70
11/	6/	9 (C)	375,36	-1130,96	-849,22
12/	8/	5 (C)	-508,21	1514,53	-1605,26
12/	8/	6 (C)	-114,26	517,34	-523,43
12/	8/	7 (C)	-114,26	517,34	-523,43
12/	8/	9 (C)	-244,29	1120,27	-1155,68
12/	7/	5 (C)	-508,21	-1335,34	-978,08
12/	7/	6 (C)	-114,26	-492,62	-436,89
12/	7/	7 (C)	-114,26	-492,62	-436,89
12/	7/	9 (C)	-244,29	-1017,18	-794,87
13/	9/	5 (C)	-224,55	407,12	-1056,10
13/	9/	6 (C)	-96,87	85,58	-290,39
13/	9/	7 (C)	-96,87	85,58	-290,39
13/	9/	9 (C)	-165,85	231,97	-728,69
13/	8/	5 (C)	-224,55	-407,12	-1056,10
13/	8/	6 (C)	-96,87	-202,98	-407,79
13/	8/	7 (C)	-96,87	-202,98	-407,79
13/	8/	9 (C)	-165,85	-378,73	-875,44
14/	4/	5 (C)	224,55	468,86	-1272,83
14/	4/	6 (C)	516,30	181,47	-605,30
14/	4/	7 (C)	516,30	181,47	-605,30
14/	4/	9 (C)	690,13	276,84	-856,41
14/	5/	5 (C)	224,55	-468,86	-1272,83
14/	5/	6 (C)	516,30	-285,17	-709,00
14/	5/	7 (C)	516,30	-285,17	-709,00
14/	5/	9 (C)	690,13	-406,46	-986,03

I-4-VERIFICATION DU PORTIQUE : [5]

1) Vérification des éléments :

I-LES POTEAUX :

I-1-POTEAU « AB » :

✓ $M_{max} = 10547.7 \text{ kg.m}$

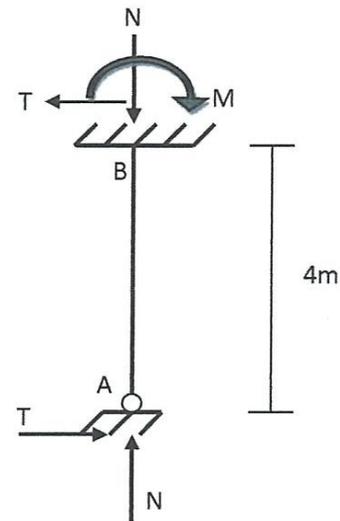
✓ $N = 15262 \text{ kg}$

✓ $T_{max} = 5082.1 \text{ kg}$

Les poteaux sont sollicités en flexion composée ;

alors on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{9}{8} [K\sigma + K_d\sigma_{fx}] \leq \sigma_{en}$$



1) LONGUEUR DE FLAMBEMENT :

Lorsque la stabilité dans la direction du flambement n'est assurée que par l'encastrement des poutres sur les poteaux, alors le rapport Lf/L_0 est donné par la formule suivante :

$$\frac{Lf}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_B + K_C) + 1,1K_AK_R}{K_B + K_C + 5,5K_BK_C}}$$

$$K_B = \frac{R_{BK}}{R_{BK} + R_{BC} + R_{BA}} \quad ; \quad R = \frac{I}{L} \quad ; \quad \Rightarrow K_B = \frac{33.04}{33.04 + 62.92 + 47.19} = 0,23$$

$$K_B = \frac{R_{CB}}{R_{CB} + R_{DC}} \quad ; \quad K_B = \frac{62.92}{62.92 + 33.04} = 0.65$$

$$\frac{Lf}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(0,23 + 0,65) + 1,1 * 0,23 * 0,65}{0,23 + 0,65 + 5,5 * 0,23 * 0,65}} = 1.5 \quad ; \quad \Rightarrow Lf = 1.5 L_0 \quad ; \quad \Rightarrow Lf = 600 \text{ cm}$$

$\lambda_{max} = \max(\lambda_x, \lambda_y)$ on vérifie un profilé HEB 260

$$\lambda_x = \frac{Lfx}{ix} = \frac{600}{11,2} = 53,57 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{Lfy}{iy} = \frac{400}{6,58} = 60,79$$

$\Rightarrow \lambda_y \geq \lambda_x \Rightarrow$ risque de flambement dans le plan (x - x)

$$\lambda_{max} = 60.79 \Rightarrow K = 1.20$$

2) LE DEVERSEMENT :

La flexion est dans le plan de l'âme ; donc la vérification au déversement est nécessaire.

a) Contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L f^2} (D - 1) \cdot B \cdot C$$

$$\checkmark C=1$$

$$\checkmark B=1$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{L f^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{125}{5135} \cdot \frac{(600)^2}{(30)^2}} = 1,73$$

$$\sigma_d = 40000 \times \frac{5135}{14919} \times \frac{(30)^2}{(600)^2} * (1,73 - 1) \times 1 \times 1 = 18,8 \frac{Kg}{mm^2}$$

$\sigma_d < \sigma_{en} \Rightarrow$ Donc la vérification du déversement est nécessaire.

$$\lambda_0 = \frac{l}{h_0} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}}\right)} = \frac{600}{26} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1} \cdot \frac{14919}{5135} \cdot \left(1 - \frac{18,8}{24}\right)} = 36,61$$

$$\lambda_0 = 36,61 \Rightarrow k_0 = 1,052$$

$$K_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}}(k_0 - 1)} = \frac{1,052}{1 + \frac{18,8}{24}(1,052 - 1)} = 1,01 \quad ; \Rightarrow \quad K_d = 1,01$$

b) Vérification :

$$\frac{9}{8} (K\sigma + K_d \cdot \sigma_{fx}) \leq \sigma_{en}$$

$$\frac{9}{8} \left(1,2 \times \frac{15262}{118,4} + 1,01 \times \frac{1054770}{1150} \right) = 1216,17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow 1216,17 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sim \text{Vérifiée} \sim$$

3) CISAILLEMENT :

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \frac{T}{Aa} \quad \text{si } A_s \geq 0,15 A_T$$

$$A_s = b \times e = 26 \times 1,75 = 45,5 \text{ cm}^2$$

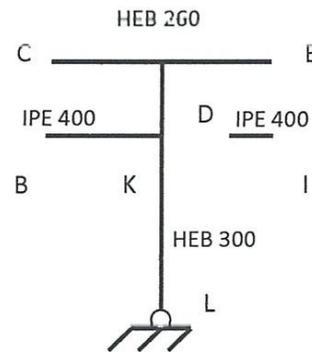
$$0,15 A_T = 0,15 \times 118,4 = 17,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s > 0,15 A_T \quad \longrightarrow \text{OK}$$

$$A_{\text{âme}} = (h - 2e) \times a = (26 - (2 \times 1,75)) \times 1 = 22,5 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{5082,1}{22,5} = 225,87 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau} = \frac{\sigma_{en}}{1,54} = 1558,4 \text{ Kg/cm}^2$$

I-2- POTEAU « KD » :

- ✓ M = 5854.7 Kg.m
- ✓ N = 22246.4 Kg
- ✓ T = 2836.6 Kg



1) LONGUEUR DE FLAMBEMENT :

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_K + K_D) + 1,1K_K K_D}{K_K + K_D + 5,5K_K K_D}}$$

$$K_B = \frac{R_{KI}}{R_{KI} + R_{KB} + R_{KD} + R_{KL}}; \Rightarrow K_K = \frac{115,65}{115,65 + 33,04 + 62,92 + 47,19} = 0,446$$

$$K_B = \frac{R_{DK}}{R_{DK} + R_{DE} + R_{DC}}; \Rightarrow K_K = \frac{62,65}{62,92 + 115,65 + 33,04} = 0,297$$

$$\frac{L_f}{L_0} = 1,54 \Rightarrow L_f = 1,54 L_0 = 616 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{L_f x}{i_x} = \frac{616}{11,2} = 55 ; \quad \lambda_y = \frac{400}{6,58} = 60,79$$

$$\lambda_{max} = 60,79 \Rightarrow k = 1,2$$

2) DEVERSEMENT

Contrainte de non déversement

$$\checkmark C = 1$$

$$\checkmark B = 1$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{125}{5135} \cdot \frac{(616)^2}{(26)^2}} = 1.76$$

$$\sigma d = 40000 \times \frac{5135}{14919} \times \frac{(26)^2}{(616)^2} (1.76 - 1) \times 1 \times 1 = 18.64 \text{ Kg/mm}^2$$

$$14,63 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_{en} \Rightarrow \text{Il y a un risque de déversement}$$

$$\lambda_0 = \frac{616}{26} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1} \cdot \frac{14919}{5135} \cdot \left(1 - \frac{18.64}{24}\right)} = 38.16$$

$$\Rightarrow \lambda_0 = 38.16 \Rightarrow K_0 = 1.06$$

Vérification :

$$\frac{9}{8} \left(1.2 \cdot \frac{22246.6}{5135} + 1,06 \times \frac{5854.7 \cdot 10^2}{1150} \right) = 860.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$860.76 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sim \text{Vérifiée} \sim$$

II-LES POUTRES :

On vérifie la poutre la plus sollicitée de l'étage « BH » et celle de la terrasse « CD ».

Les poutres sont calculées en flexion composée sous (M, N, T).

Toutes les poutres sont des IPE 450.

II-1-POUTRE « BK » (étage) :

$$\checkmark M = 16052.6 \text{ Kg.m}$$

$$\checkmark N = 5082.1 \text{ Kg}$$

$$\checkmark T = 15145.3 \text{ Kg}$$

On doit vérifier que :

$$(\sigma + \sigma_f) \leq \sigma_{en} \Rightarrow \left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \right) \leq \sigma_{en}$$

Remarque :

Il n'y a pas de risque de flambement car les solives qui s'accrochent de part et d'autre à l'âme de la poutre empêchent tout déplacement de cette dernière.

Ainsi que pour le déversement ; il n'y a pas de risque du moment que les semelles comprimées (supérieures) sont entretoisées par la dalle.

1) VERIFICATION DE RESISTANCE :

$$\left(\frac{5082.1}{84.5} + \frac{16052.6}{1160} \right) = 1443.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow 1443.98 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

2) VERIFICATION DE LA FLECHE :

La flèche est donnée par la formule :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{qL^4}{EIx} \right) \quad ; \quad q = (G + Q) = (1797 + 1250) = 3047 \text{ Kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{30.47 \times (700)^4}{21 \times 10^5 \times 23130} = 1.96 \text{ cm}$$

On doit limiter cette flèche à la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{300}$ (pour étage)

$$f_{max} = 1.96 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{700}{300} = 2,33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

3) VERIFICATION DE CISAILLEMENT :

$$\tau = \frac{T}{Aa} \leq \frac{\sigma_{en}}{1,54} = \frac{2400}{1,54} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{15145.3}{32.07} = 472.25 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{adm} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

II-2- POUTRE « CD » :

$$\checkmark M = 18583 \text{ Kg.m}$$

$$\checkmark N = 5082.1 \text{ Kg}$$

$$\checkmark T = 17557.9 \text{ Kg}$$

1) VERIFICATION DE RESISTANCE :

$$\left(\frac{5082.1}{84.5} + \frac{18583 \cdot 10^2}{1160} \right) = 1662.12 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

2) VERIFICATION DE LA FLECHE :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EIx} \quad ; \quad q = (G + Q) = (2910 + 500) = 3410 \text{ Kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{34,10 \times 700^4}{21 \times 10^5 \times 23130} = 2,19 \text{ cm} ; \quad f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{700}{200} = 3,5 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 2,19 \text{ cm} < f_{adm} = 3,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

3) VERIFICATION DE CISAILLEMENT :

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \frac{T}{Aa} = \frac{17557.9}{32.07} = 547.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = 547.48 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{adm} = 1558.44 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

II-5-VERIFICATION DES DEPLACEMENTS :

Les règles ne visent que les flèches admissibles des éléments porteurs des planchers et des couvertures.

Pour les déformations horizontales des ouvrages, il faut les limiter afin d'éviter des désordres dans les éléments du remplissage ...

Les règles parasismiques algériennes (99 version 2003) limitent ces déformations horizontales. Pour les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser $0,0075h$ (h = hauteur d'étage)

$$\frac{1}{2B} \times \Delta \leq \Delta_{adm} = 0,0075 h$$

B - facteur de comportement de la structure ($B = \frac{1}{4}$)

II-5-1-CALCUL :

On tient compte que des déformations dues aux séismes car les déformations dues aux charges verticales sont très faibles.

Le déplacement d'un niveau est donné par la formule :

$$\Delta_j = \frac{T_j}{R_j} \quad ; \quad R_j = \sum_{i=1}^3 a_i \times \frac{12EI_i}{h_j^3}$$

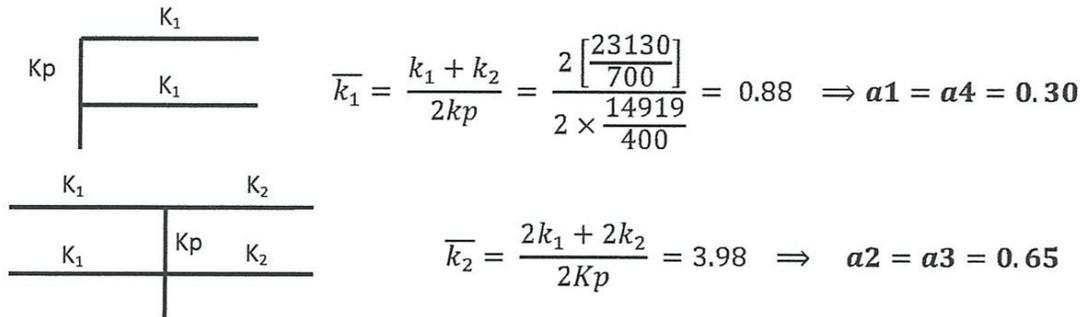
Puisque on a des poteaux de même inertie

$$\Sigma I_i = 3I \quad ; \quad R_j = \frac{36 \cdot E \cdot I}{h^3} \cdot \sum_{i=1}^3 a_i$$

- ✓ a = coefficient correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant au poteau.
- ✓ T_j = effort tranchant au niveau (j).

II-5-2-TERRASSE :

$$T_1 = 18360 \text{ Kg} \quad ; \quad a_j = \sum a_i = a_1 + a_2 + a_3 + a_4 \Rightarrow a = \frac{\bar{k}}{2+\bar{k}}$$



$$R_1 = \frac{36EI}{h^3} \sum_{i=1}^3 a_i = \frac{36 \times 21 \times 10^5 \times 14919}{400^3} 1.92 = 33836.29 \text{ Kg/cm}$$

Le déplacement du niveau (Terrasse) est :

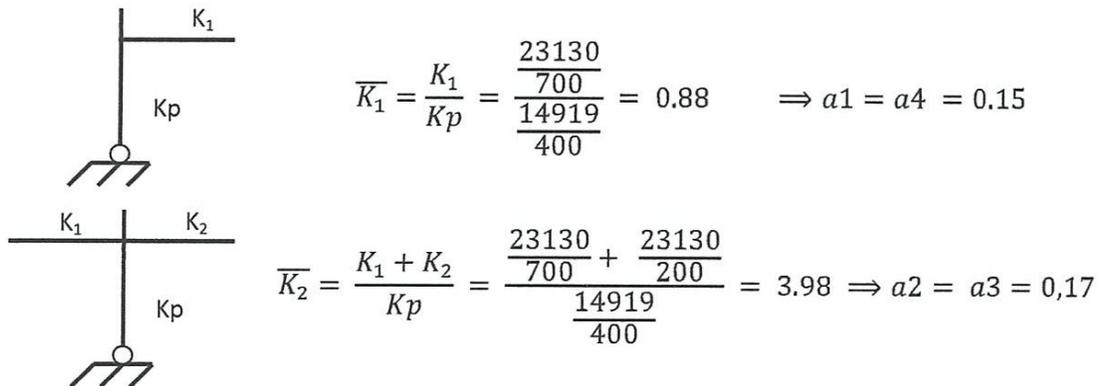
$$\Delta_1 = \frac{T_1}{R_1} = \frac{18360}{33836.29} = 0.54 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \Delta_1 = 0.54 \text{ m}$

II-5-3-ETAGE COURANTS :

$$T_2 = H_1 + H_2 = 18360 + 6100 = 24460 \text{ Kg} \quad a_j = \sum a_i$$

$$a = \frac{0,5\bar{K}}{1 + 2\bar{K}} \quad (\text{Poteau articulé})$$



$$R_2 = \left(\frac{36EI}{h^3} \right) \cdot \sum_{i=1}^3 ai = \frac{(36 \times 21 \times 10^5 \times 14919)}{400^3} * 0.64 = 11278.7 \text{ Kg/cm}$$

$$\Delta_2 = \frac{T_2}{R_2} = \frac{24460}{11278.7} = 1.16 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = 1.16 \text{ m}$$

II-3-4-VERIFICATION :

Le déplacement admissible est :

$$\Delta_{adm} = 0,0075h = 0,0075 \times 400 = 3 \text{ cm}$$

✓ Pour la terrasse : on a

$$\frac{1}{2B} \Delta_1 = \frac{1}{2 \times \frac{1}{4}} (0.54) = 1,08 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 3 \text{ cm} \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

✓ Pour l'étage :

$$\frac{1}{2B} \Delta_2 = \frac{1}{2 \times \frac{1}{4}} (1.16) = 2.32 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 3 \text{ cm} \Rightarrow \sim \text{Vérifiée} \sim$$

CHAPITRE VIII

CALCUL DES ASSEMBLAGES

I-ASSEMBLAGE DES DIAGONALES DE LA STABILITE :[C]

L'effort de traction dans les diagonales est : $N_{D1} = 15679,78 \text{ kg}$.

L'assemblage diagonale gousset est soumis au cisaillement, alors on doit vérifier que

$$1.54 \frac{N_{D1}}{\sigma_{en}} \leq \sigma_{en}$$

On choisit des boulons ordinaires de classe (6-6) $\Rightarrow \sigma_{en} = 3500 \text{ kg/m}^2$

$$A \geq 1.54 \frac{N_{D1}}{\sigma_{en}} = \frac{1,54 \times 15679,78}{3500} = 6,89 \text{ cm}^2$$

On choisit 3 boulons de diamètre 18

$$3\phi 18 \text{ (A} = 7,62 \text{ cm}^2\text{)}$$

I-1-VERIFICATION DES PINCES :

Diamètre des trous

$$d' = d + 2\text{mm}$$

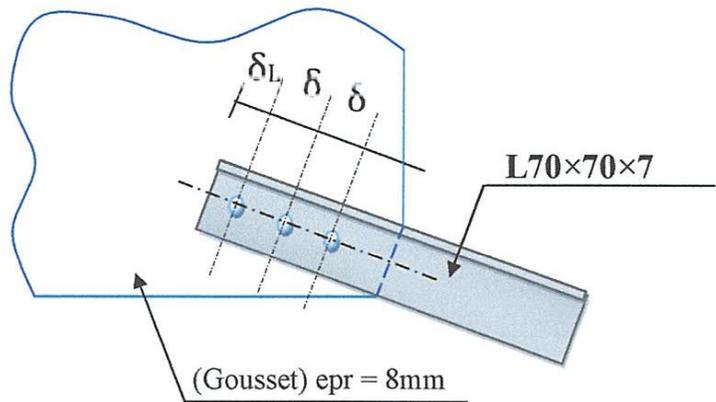
$$d' = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

« δ » : $3d' \leq \delta \leq 10 d'$

$$3 \times 20 \leq \delta \leq 10 \times 20$$

$$\Rightarrow 60 \leq \delta \leq 200$$

$$\Rightarrow \text{on prend } \delta = 70 \text{ mm}$$



« δ_L » :

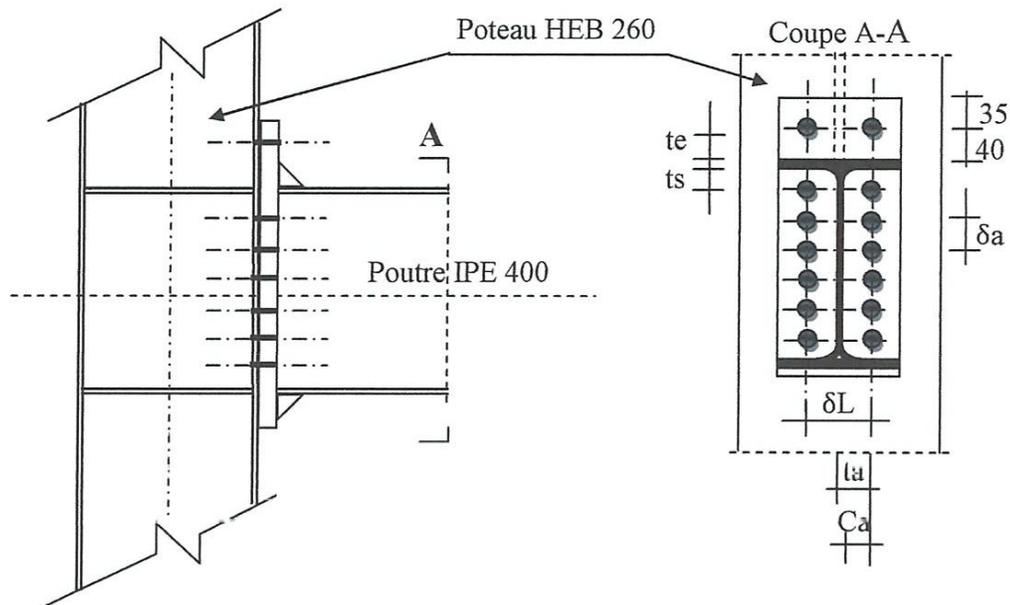
$$\delta_L = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 d' = 1,5 \times 20 = 30\text{mm} \\ \frac{0,8T}{\sigma_{en} \times e} = \frac{0,8 \times 15679,78}{24 \times 8 \times 3} = 21,77\text{mm} \end{array} \right\} \leq 4 \times d' = 80 \text{ mm}$$

On prend $\delta_L = 40 \text{ mm}$

$$\delta = 70 \text{ mm}$$

$$\delta_L = 40 \text{ mm}$$

II-ASSEMBLAGE POTEAU- POUTRE :



L'assemblage est sollicité par (M, N, T) — soudure ep : a = 8mm
 $M = 1858.3 \text{ kg. m}$
 $N = 508.21 \text{ kg}$
 $T = 1755.97 \text{ kg}$

II-1-PRE DIMENSIONNEMENT:

La force de traction F dans les boulons situés dans l'angle intérieur tendu est donnée par la formule suivante :

$$F = \alpha \cdot \frac{M}{1.8(h - 2 \ell_s)}$$

On envisage a priori la possibilité de placer 6 boulons par file à l'intérieur des semelles. Le tableau correspondant aux platines avec boulons extérieurs nous donne

Pour $n = 6 \Rightarrow \alpha = 0,479$.

$$F = \frac{\alpha M}{1,8(h - 2 \ell_s)} = \frac{0,479 \times 1858,3}{1,8(0,4 - 2 \times 0,013)} = 1325,77 \text{ Kg}$$

Nous choisirons des boulons **HR 10-9 Ø22**

L'effort de précontrainte du boulon :

$N_o = 0,8 \sigma_{en} \times A_r = 21820 \text{ Kg} > 1343,77 \Rightarrow \text{Le choix est bon.}$

II-2-ETUDE DE LA TACHE :

$$3d \leq \delta \leq 7d$$

$$66 \leq \delta e \leq 154$$

$$\delta e = 130 \text{ mm}$$

$$66 \leq \delta a \leq 154$$

$$\delta a = 66 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 ta &= \frac{130 - 8,6}{2} = 60,7 \text{ mm} & ; & & t'a &= \frac{130 - 10}{2} = 60 \text{ mm} \\
 Ca &= ta - a\sqrt{2} = 48,53 \text{ mm} & & & C'a &= t'a - r = 36 \text{ mm} \\
 ts &= t's = 21,5 \text{ mm} & & & te &= 40 \text{ mm} \\
 Cs &= C's = 13,5 \text{ mm} & & & Ce &= 32 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

II-3-ÉPAISSEUR DE LA PLATINE :

$$e = \frac{F}{375 \left(\frac{ta}{Ca} + \frac{ts}{Cs} \right)} = \frac{1325,77}{375 \left(\frac{60,7}{48,53} + \frac{21,5}{13,5} \right)} = 1,24 \text{ mm}$$

⇒ On choisit une platine D'épaisseur **e = 10 mm**

II-4-VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE :

Nous allons faire la vérification de la résistance de la platine ainsi que de la semelle du poteau.

II-5-RESISTANCE LOCALE :

II-5-1-Boulons extérieurs :

1) Platine :

$$F = 375e \times \frac{te \cdot \delta e}{Ce(\delta e + te)} = 375 \times 10 \times \frac{40}{32} \times \frac{130}{130 + 40} = 3584,55 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow F = 3584,55 \text{ kg}$$

2) Semelle du poteau :

$$F = 375e' \times \frac{t'e}{C'e} \times \frac{\delta'e}{\delta'e + t'e} = 375 \times 17,5 \times \frac{40}{32} \times \frac{130}{130 + 40} = 6272,97 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow F = 6272,97 \text{ kg}$$

La résistance sera limitée à 3584,55 kg pour les boulons extérieurs.

II-5-2-boulons centraux :

1) Platine :

$$F = 375e \times \frac{ta \cdot \delta a}{Ca(\delta a + ta)} = 375 \times 10 \times \frac{60,7}{48,53} \times \frac{66}{66 + 60,7} = 2443,3 \text{ kg}$$

2) Semelle du poteau :

$$F = 375e' \times \frac{t'a}{C'a} \times \frac{\delta'a}{\delta'a + t'a} = 5729,16 \text{ kg}$$

3) Effort admissible apporté par l'âme :

$$Fa = 0,5 \sigma_e \cdot ea \cdot \delta a = 0,5 \times 24 \times 8,6 \times 66 = 6811,2 \text{ kg}$$

La résistance sera limitée à **2443,3 kg** pour les boulons centraux.

II-5-3-Boulons d'angle :**1) Platine :**

$$F = 375e \times \left(\frac{ta}{ca} + \frac{ts}{cs} \right) = 10662,61 \text{ kg}$$

2) Semelle du poteau :

$$F = 375e' \left(\frac{t'a}{c'a} + \frac{t's}{c's} \right) = 43020,83 \text{ kg}$$

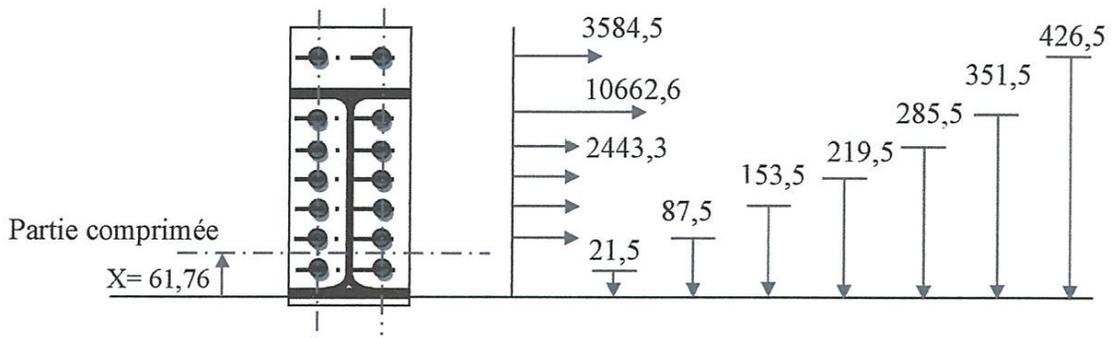
La résistance sera limitée à **10662,61 kg** pour les boulons d'angles.

II-6-CALCUL DU MOMENT RESISTANT :

La position de l'axe neutre est de :

$$x = es \sqrt{\frac{b}{ea}} = 13,5 \sqrt{\frac{180}{8,6}} = 61,76 \text{ mm}$$

Le 1^{er} boulons du bas se trouve dans la partie comprimée, alors il n'intervient pas dans les calculs du moment résistant.



$$Mr = 2[(3584,5 \times 0,426) + (4320,83 \times 0,371) + 2443,3(0,285 + 0,219 + 0,153 + 0,087)] = 16465,35 \text{ kg.m}$$

Le moment résistant est : $Mr = 16465,35 \text{ kg.m} > M = 1858,3 \text{ kg.m}$

⇒ L'assemblage est bon

II-7-VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL :

L'effort max est : $N = 508,21 \text{ kg}$

Si $N_{max} \leq 0,05A \cdot \sigma_e$ on néglige la vérification de l'assemblage à l'effort normal.

$$N_{max} = 508,21 < 0,05 \times 2400 \times 84,5 = 10140 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

⇒ La vérification n'est pas nécessaire

II-8-VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$T_{max} = 1755,97 \text{ kg}$$

$$\text{On doit vérifier que : } T_b = \frac{T_{max}}{n} \leq T_a = 1,1(N_0 - Ni)\varnothing$$

Avec : $\varnothing = 0,3$ pour un mode de préparation par simple brossage.

$$Ni = \frac{N}{n} = \frac{508,21}{14} = 36,3 \text{ kg}$$

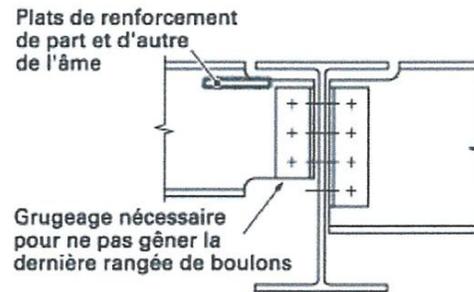
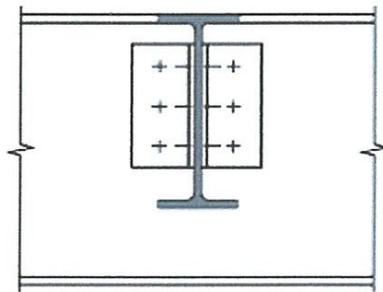
$$Ti = \frac{T}{n} = \frac{1755,97}{14} = 125,42 \text{ kg}$$

$$Ti = 125,42 < 1,1(21820 - 36,3) \times 0,3 = 7188,63 \text{ kg}$$

⇒ Les conditions sont vérifiées

$$\text{Couple de serrage } Ms = 0,18 N_0 \cdot d = 0,18 \times 21820 \times 0,022 = 86,4 \text{ kg.m}$$

7 boulons H.R 10.9 \varnothing 22 par file ; couple de serrage 86,4 kg

III-ASSEMBLAGE POUTRE – SOLIVE :

On utilisera des boulons ordinaires calculés vis-à-vis de l'effort tranchant max du niveau terrasse. $T = \frac{ql}{2}$

$$\text{Avec } q = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + Nn) = 946 \text{ kg/m}^2 \text{ entre axes des solives 1m}$$

$$\text{Alors } q = 946 \text{ kg/ml} \quad \Rightarrow \quad T = 946 \times 5/2 = 2365 \text{ kg}$$

III-1-CISAILLEMENT DES BOULONS : [8]**1) Coté poutre portée :**

On choisit deux boulons ; l'effort qui revient à chaque boulon est $T'_1 = T/2$

En plus le moment M dû à l'excentrement « e ». Ce moment sera équilibré par des réactions horizontales sur les boulons.

D'après lever

$$T''_1 = T \cdot e \frac{\alpha}{n \cdot \delta}$$

- ❖ δ = étant la distance entre 2 boulons
- ❖ α = coefficient en fonction du nombre des boulons ($\alpha = 2$)
- ❖ n = le nombre des boulons ($n = 2$)

L'effort dans le boulon le plus sollicité est $T_1 = \sqrt{T_1'^2 + T_1''^2}$

$$T_1 = \frac{T}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{e^2 \alpha^2}{\delta^2}} \right) = \frac{T}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{4e^2}{\delta^2}} \right)$$

L'effort T_1 doit être inférieur à $T_1 \leq 1,3Ab \cdot \sigma_{eb}$

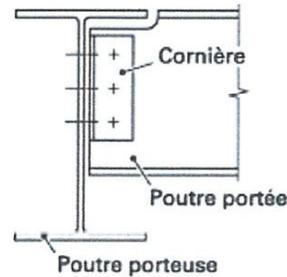
Ab = section du boulon

σ_{eb} = limite d'élasticité du boulon.

$$\frac{T}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{4e^2}{\delta^2}} \right) \leq 1,3Ab \cdot \sigma_{eb} \Rightarrow Ab \geq \frac{\frac{T}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{4e^2}{\delta^2}} \right)}{1,3 \sigma_{eb}}$$

On choisit des cornières à ailes égales **L50×50×5**

- ❖ $\delta = 60\text{mm}$
- ❖ $\delta L = 25\text{mm}$; $\delta t = 25\text{mm}$
- ❖ $e = 25 + 4,7 = 29,7\text{ mm}$
- ❖ $\sigma_{eb} = 3500\text{ kg/cm}^2$ [boulons de classe (6-6)]



$$Ab \geq \frac{2365/2 \left(\sqrt{1 + \frac{4(29,7)^2}{(60)^2}} \right)}{1,3 \times 3500} = 0,365\text{ cm}^2$$

On prend des boulons de diamètre $d = 10\text{ mm}$ (diamètre du Trou $d' = 12\text{mm}$)

2) Côté poutre porteuse :

On vérifie que : $T \leq 1,3 \cdot n' \cdot A'b \cdot \sigma_{eb}$ avec $n' = 4$ boulons

$$A'b \geq \frac{T}{1,3n' \cdot \sigma_{eb}} = \frac{2365}{1,3 \times 4 \times 3500} = 0,129\text{ cm}^2$$

Pour des raisons constructives et d'exécution ; on choisit des boulons de diamètre ($d = 10\text{mm}$) \Rightarrow ($d' = 10+2 = 12\text{mm}$)

III-2-VERIFICATION DES PROFILES :

1) Pression diamétrale :

a) Poutre portée :

On doit vérifier que :

$$T \leq \frac{3n \cdot d' \cdot ea}{\sqrt{1 + \frac{e^2 \cdot \alpha^2}{\delta^2}}} \sigma_{en}$$

Avec e_a = épaisseur de l'âme

d' = diamètre du trou

σ_{en} = limite élastique du profilé ($\sigma_{en} = 24 \text{ kg/mm}^2$).

$$2365 \leq \frac{3 \times 2 \times 12 \times 5}{\sqrt{1 + \frac{4(29,7)^2}{(60)^2}}} \times 24 = 6140,72 \Rightarrow 2365 < 6140,72 \quad \text{ok } \underline{\text{vérifié}}$$

b) Poutre porteuse :

On vérifie que : $T \leq 6n'd'e'a \sigma_{en}$

❖ $e'a$ = épaisseur de l'âme

❖ n' = nombre des boulons.

$$2365 \leq 6 \times 4 \times 12 \times 8,6 \times 24 \Rightarrow 2365 < 59443,2 \quad \Rightarrow \underline{\text{vérifiée}}$$

2) Conditions des pinces :

$$\left. \begin{array}{l} \text{❖ } 3 d' \leq \delta \leq 10 d' \\ 3 \times 12 \leq \delta \leq 10 \times 12 \\ 36 \leq \delta \leq 120 \end{array} \right\} \text{ On a } \underline{\delta = 60\text{mm}} \quad \text{donc vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{❖ } 1,5 d \leq \delta t \leq 2,5 d' \\ 1,5 \times 12 \leq \delta t \leq 2,5 \times 12 \\ 18 \leq \delta t \leq 30 \end{array} \right\} \text{ On a } \underline{\delta t = 25\text{mm}} \quad \text{donc vérifiée}$$

$$\text{❖ } \delta_L = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1,5d' = 1,5 \times 12 = 18\text{mm} \\ \frac{0,8T}{e \cdot \sigma_{en}} = \frac{0,8 \times 2365}{5 \times 24} = 15,76\text{mm} \end{array} \right\} \leq 4d' = 4 \times 12 = 48\text{mm}$$

On a $\underline{\delta_L = 25 \text{ mm}}$ donc vérifiée.

3) Effort tranchant dans la poutre portée :

On doit vérifier l'effort tranchant au droit de la section des boulons

$$T \leq 0,65(h_a - d'n)ea \cdot \sigma_{en}$$

h_a = hauteur de l'âme ; pour notre cas ; la hauteur de l'âme sera

$$h_a = h'a - h''a \quad \Rightarrow h''a = \text{la partie grugée de l'âme}$$

$$h_a = 127 - 15 = 112\text{mm}$$

$$T = 2365 \leq 0,65(112 - 12 \times 2) \times 5 \times 24 = 6864 \text{ kg}$$

$$2365 \text{ kg} < 6864\text{kg} \quad \Rightarrow \underline{\text{vérifiée}}$$

4) Moment fléchissant dans la poutre portée :

On doit vérifier dans la section (Σ) située au bord de l'aile grugée : $\sigma \leq \sigma_{en}$

Tel que $\sigma = \frac{M}{W}$ avec $M = T \cdot f$ et $f = 54,7 \text{ mm}$

$$W = \frac{I}{V}$$

Est donné par la formule suivante (pour aile supérieure grugée)

$$\frac{I}{V} = \frac{[Aa^2 \cdot ha^2 + As^2 \cdot es^2 + Aa \cdot As(4ha^2 + 6ha^2 + 6ha \cdot es + 4es^2)]}{[6As(2ha + es) + 6Aa \cdot ha]}$$

Avec ha = hauteur de l'âme ($ha = 112 \text{ mm}$)

cs = épaisseur de la semelle ($cs = 7,4 \text{ mm}$) $e^x = 1 + \frac{x}{1!} + \frac{x^2}{2!} + \frac{x^3}{3!} + \dots$,

$-\infty < x < \infty$

Aa = Aire de l'âme ($Aa = 560 \text{ mm}^2$)

As = aire de la semelle inférieure ($As = 606,8 \text{ mm}^2$)

$$\frac{I}{V} = \frac{(560)^2 \cdot (112)^2 + (606,8)^2 \cdot (7,4)^2 + (560) \cdot (606,8)[4(112)^2 + 6(112)^2 + 6 \cdot 112 \cdot 7,4 + 7,4^2]}{[6(606,8)[2(112) + 7,4] + 6(560) \cdot (112)]}$$

$$\Rightarrow \frac{I}{V} = 39664,96 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{T \cdot f}{W} = \frac{2365 \times 5,47}{39,664} = 326,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$326,15 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

III-3-VERIFICATION DES CORNIERES D'ATTACHES :**1) Pression diamétrale :**

a) Poutre portée : On vérifie que

$$T \leq \frac{6n \cdot d' \cdot ec}{\sqrt{1 + \frac{e^2 \alpha^2}{\delta^2}}} \times \sigma_{en}$$

Avec ec = épaisseur des cornières d'attache.

$n = 2$ boulons

$$2365 \leq \frac{6 \times 2 \times 12 \times 5 \times 24}{\sqrt{1 + \frac{4 \times (29,7)^2}{(60)^2}}} = 12280,50 \text{ kg}$$

$$2365 \text{ kg} < 12280,50 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

b) Poutre porteuse :

$$T \leq 6n'.d'.ec.\delta en \quad n' = 4 \text{ boulons}$$

$$2365 \leq 6 \times 4 \times 12 \times 5 \times 24 = 3465 \text{ kg}$$

$$2365 \text{ kg} < 3465 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

2) Condition des pinces :

Mêmes vérifications qu'avant

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

$$\delta t = 25 \text{ mm}$$

$$\delta_L = 25 \text{ mm}$$

3) Effort tranchant dans les attaches :

a) Poutre portée :

$$T \leq 0.866 ec(hc - nd')\delta en$$

$$2365 \leq 0.866 \times 5 (110 - 2 \times 12) \times 24$$

$$2365 \text{ kg} < 8937,12 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

b) Poutre porteuse:

$$T \leq 0.866 ec(hc - n'd')\delta en$$

$$2365 \leq 0.866 \times 5 (110 - 4 \times 12) \times 24$$

$$2365 \text{ kg} < 6443,04 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

4) Moment fléchissant dans les attaches :

a) Poutre portée :

$$T \leq \frac{2}{e} \left(\frac{I}{V} \right)_c . \delta en$$

$\left(\frac{I}{V} \right)_c$ = module des résistances des attaches dans la section des boulons

$$\left(\frac{I}{V} \right)_c = ec \left(\frac{h_c^2}{6} - \frac{n.d'\delta.r_1}{\alpha.hc} \right)$$

r_1 = distance entre le boulon d'extrémité et l'axe des boulons.

$$\left(\frac{I}{V} \right)_c = 5.3 \left(\frac{(110)^2}{6} - \frac{2 \times 12 \times 60 \times 30}{2 \times 110} \right) = 9101,52 \text{ mm}^2$$

$$T \leq \frac{2}{29,7} (9101,52) \times 24 = 14709,52 \text{ kg}$$

$$T = 2365 \text{ kg} < 14709,52 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

b) Poutre porteuse : On doit vérifier que

$$T \leq \frac{ec \cdot hc^2}{3e'} \cdot 6en$$

$$e' = e - 5 = 29,7 - 5 = 24,7 \text{ mm}$$

$$T = 2365 \leq \frac{5 \times (110)^2}{3 \times 24,7} \cdot 24$$

$$T = 2365 \text{ kg} < 19595,14 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

\Rightarrow L'assemblage est bon

BOULONS $d = 10$; CORNIERES L50×50×5

IV-ASSEMBLAGE POUTRE PALIERE POTEAU :

La poutre palier est en UAP 200 assemblée au poteau par deux cornières 50×50×5

L'effort tranchant max sollicitant l'assemblage

$$T_{\max} = 3086,81 \text{ kg}$$

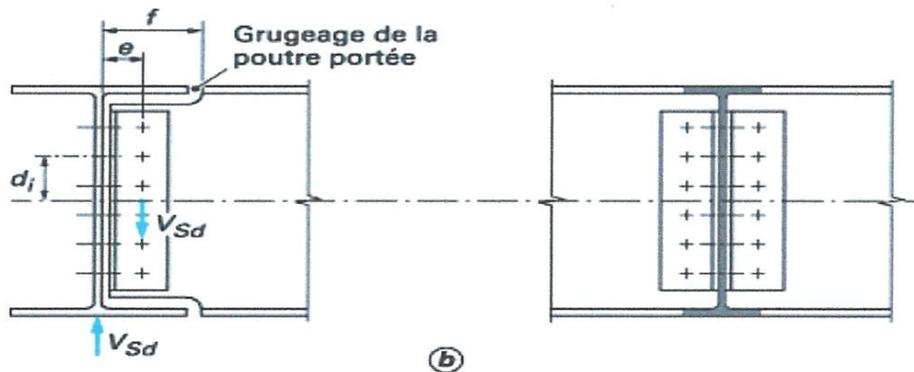
L'effort de cisaillement par boulon est :

$$T' = \frac{T}{4} = \frac{3086,81}{4} = 771,70 \text{ kg}$$

$$A_r \geq \frac{1,54T}{6eb} = \frac{1,54 \times 771,70}{3500} = 0,3395 \text{ cm}^2$$

On choisit des boulons de diamètre $d = 10$ mm de classe (6-6).

V-ASSEMBLAGE LIMON POUTRE PALIERE :



L'effort tranchant max sollicitant l'assemblage : $T_{\max} = 1362,42 \text{ kg}$

On choisit 2 boulons ordinaires de classe (6-6)

L'effort de cisaillement par boulon :

$$T' = \frac{T}{4} = \frac{1362,42}{4} = 340,61 \text{ kg}$$

$$Ar \geq 1,54 \frac{T}{\sigma_{eb}} = 1,54 \frac{340,61}{35} = 14,98 \text{ mm}^2$$

Pour des raisons constructives et sécuritaires on choisit des boulons de diamètre
 $d = 10 \text{ mm}$.

CHAPITRE IX

BASES DES POTEAUX ET TIGES D'ANCRAGES

I-BASE DES POTEAUX:[B]

I-1-PLATINE SOUS POTEAUX :

I-1-1-Dimensionnement :

Les dimensions en plan de la platine A, B se terminent en posant la condition qu'en aucun point la contrainte admissible de la pression localisée sur le matériau de fondation ne soit pas dépassée.

Et l'autre condition c'est les dimensions des poteaux.

On la contrainte dans le béton qui est :

$$\sigma_b = \frac{N}{A.B} \leq \overline{\sigma_b} \quad ; \quad \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 150\text{kg/cm}^2$$

N = effort de compression max égal à l'effort transmis par le portique (N = 22246.4kg) et l'effort transmis par la stabilité

$$N' = \pm \frac{H_1 \times 8 + H_2 \times 4}{6} = \pm \frac{18360 \times 8 + 6100 \times 4}{6} = \pm 28546.66\text{kg}$$

$$N_T = N + N' = 28546.66 + 22246.4 = 50793.06 \text{ kg} \quad ; \Rightarrow N_T = 50793.06 \text{ kg}$$

$$\frac{N_T}{A.B} \leq \overline{\sigma_b} \Rightarrow AB \geq \frac{N_T}{\overline{\sigma_b}} = \frac{50793.06}{150} = 338.62 \text{ cm}^2$$

Puisqu'on a des poteaux en HEB 260, alors les dimensions des poteaux sont (26x26 cm²); on choisit donc des platines de dimensions (A = B = 30 cm)

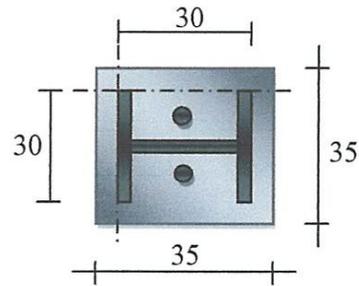
$$A \times B = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 > 338.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

I-1-2-EPAISSEUR DE LA PLATINE :

On considère une bande de 1 cm de largeur.

L'inertie de la platine :

$$I = \frac{be^3}{12} = \frac{1e^3}{12} \quad ; \quad W = \frac{I}{V} = \frac{e^3/12}{e/2} = \frac{e^2}{6}$$



$$\sigma = \frac{M}{W_p} \leq \sigma_{en} \Rightarrow \frac{M}{\frac{e^2}{6}} \leq \sigma_{en} \Rightarrow e^2 \geq \sqrt{\frac{6M}{\sigma_{en}}}$$

$$M = \frac{qm^2}{2} \quad ; \quad q = \frac{N}{A.B} \times 1\text{cm} = \frac{22246.4 \times 1}{900} = 24.71\text{kg/cml}$$

$$M = 24.71 \times \frac{(2)^2}{2} = 49.43\text{cm} \quad ; \quad e \geq \sqrt{\frac{6 \times 49.43}{2400}} = 0.35\text{cm}$$

On choisit une platine d'épaisseur :

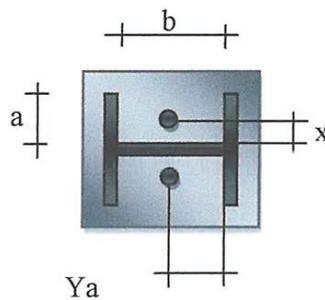
$e = 10 \text{ mm}$

I-1-3-VERIFICATION DE LA PLATINE AUX EFFORTS D'ARRACHEMENT :

L'effort max qui peut sollicitée la platine sous l'effort d'un arrachement de la tige d'ancrage est : $N_T = N_G - N'$

$$N_T = 22432.4 - 28546.66 = -6114.26 \text{ kg}$$

L'épaisseur de la platine en tenant compte de l'effort d'arrachement est donnée par la formule suivante :



$$e \geq \sqrt{\frac{2N_T}{\sigma_{en} \left(\frac{a}{y_1} + \frac{2a}{b} + \frac{b}{x} \right)}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 125 \text{ mm} \\ x = 70 \text{ mm} \\ b = 225 \text{ mm} \\ Y_A = 112.5 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$e \geq \sqrt{\frac{2 \times 6114.26}{24 \left(\frac{125}{112.5} + \frac{2 \times 125}{225} + \frac{225}{70} \right)}} = 9.87 \text{ mm}$$

⇒ On choisit des platines

D'épaisseur : **e = 15 mm**

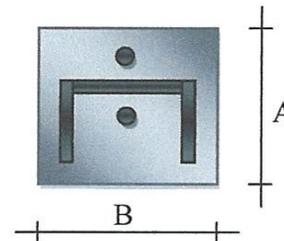
Platines sous poteaux A = B = 300 mm
Epaisseur e = 15 mm

I-2-PLATINE SOUS LIMON :

Le limon est articulé à sa base.

L'effort normal sollicitant la platine N = **1362,42 kg**

$$\frac{N}{AB} \leq 6b \Rightarrow AB \geq \frac{1362,42}{150} = 9,08 \text{ cm}^2$$



Puisque l'effort sollicitant de la platine a donné des dimensions faibles alors on choisit une platine en fonction des dimensions de limon.

$$A = 150 \text{ mm} \qquad B = 250 \text{ mm}$$

On choisit une épaisseur de 10 mm et on prévoit 2 boulons de ϕ 14 ancrés à 15 cm

Platines sous limon $A = 150 \text{ mm}$; $B = 250 \text{ mm}$
Épaisseur $e = 10 \text{ mm}$

II-TIGES D'ANCRAGES:

Les efforts de traction sont transmis aux fondations au moyen d'ancrages constitués de tiges à extrémité filetées.

II-1-DIAMETRE DES BOULONS D'ANCRAGES :

La section nette du boulon est calculée par l'effort d'arrachement de la tête du boulon.

$$Ar \geq \frac{1,25N_T}{\delta_{en}} \quad ; \quad N_T = 6114.26 \text{ kg}$$

Puisque on a 2 boulons ; donc l'effort qui revient à chaque boulon est de

$$Nb = \frac{6114.26}{2} = 3057.13 \text{ kg}$$

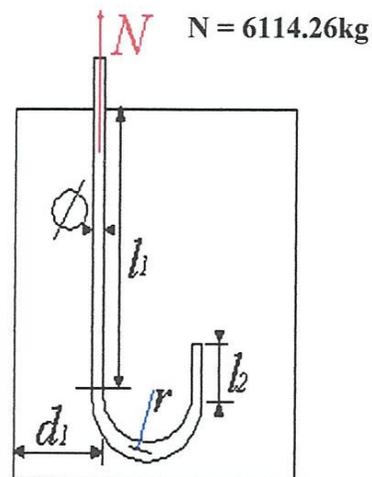
$$Ar \geq \frac{1,25 \times 3057.13}{24} = 159.22 \text{ mm}^2 \quad ; \quad A = \frac{Ar}{0,8} = \frac{159.22}{0,8} = 199.03 \text{ mm}^2$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = 15.91 \text{ mm}$$

⇒ On choisit des boulons de diamètre $\phi 22$

II-2-LONGUEUR D'ANCRAGE :

Dans le cas d'ancrage des boulons dans le béton ; on vérifie la résistance de la liaison acier béton.



Pour une tige lisse à crochet on doit vérifier que :

$$L = L_1 + 6,4 r + 3,5 L_2 = \frac{N \left(1 + \frac{\varnothing}{d}\right)^2}{\alpha \cdot \varnothing}$$

$$d = \min(d_1, d_2, d_3) = 160 \text{ mm}$$

$$\varnothing = 22 \text{ mm}$$

$$gc = \frac{350 \text{ kg}^2}{m} \Rightarrow \alpha = 0,345$$

$$L = \frac{6114,26 \left(1 + \frac{22}{160}\right)^2}{0,345 \times 22} = 1042,32 \text{ mm}$$

$$L_1 = L - 26 \varnothing = 42,321 - (26 \times 22) = 470,32 \text{ mm}$$

Le crochet doit respecter les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} L_2 = 2 \varnothing = 44 \text{ mm} \\ r = 3 \varnothing = 66 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend une tige dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\begin{cases} \varnothing = 22 \text{ mm} \\ L_1 = 470 \text{ mm} \\ L_2 = 60 \text{ mm} \\ r = 70 \text{ mm} \end{cases}$$

Calcul de l'effort admissible dans le boulon d'ancrage

$$N_{adm} = \frac{(L_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 L_2) \alpha \cdot \varnothing}{\left(1 + \frac{\varnothing}{d}\right)^2} = \frac{[(470 + 6,4 \times 70 + 3,5 \times 60) \times 0,345 \times 22]}{\left(1 + \frac{22}{160}\right)^2}$$

$$\Rightarrow N_{adm} = 6616,8 \text{ kg}$$

$$N_{adm} = 6616,8 \text{ kg} > N = 6114,26 \text{ kg}$$

\Rightarrow *Le choix est bon*

REMARQUE :

Pour l'ensemble on utilise des contres écrous pour empêcher les écrous de se desserrer.

Tige d'ancrage $\varnothing 22$

$$L_1 = 470 \text{ mm}$$

$$L_2 = 60 \text{ mm}$$

$$r = 70 \text{ mm}$$

PARTIE II

CHAPITRE I

UNE ETUDE D'OPTIMISATION THERMIQUE

I-GENERALITES:[2]**I.1- INTRODUCTION :**

C'est seulement à partir de 1997 que l'on a commencé à se préoccuper en Algérie des questions d'isolation thermique, Il est indispensable avant de construire un bloc d'étudier ses échanges thermiques avec le milieu extérieur et ceci en vue d'assurer le confort thermique à ses occupants d'où l'intérêt de faire une étude thermique détaillée.

Pour tenir compte de ces deux facteurs à la fois (caractéristiques thermiques et coût) il est impératif de faire une optimisation des remplissages pour différentes variantes de murs de remplissage

Les méthodes de calcul présenté dans le (D.T.R.C3-2)[2] sont suffisantes pour trouver des solutions admissibles.

1.1-Définition de l'isolation thermique:

On peut défini l'isolation thermique d'une manière simple comme une protection de la structure contre des facteurs climatiques (variation de température, courant d'aire...) qui peuvent influencer sur le confort des usagers soit dans la période d'été (climatisation) ou bien l'hiver (chauffage)

1.2-Définition de l'isolant thermique:

Ce sont des matériaux généralement légers avec une grande résistance à la transmission de la température. Ils jouent un rôle de séparation entre de ambiances de température différente pour empêcher les pertes de chaleur entre elles.

Plusieurs critères peuvent intervenir dans le choix d'un isolant thermique comme la résistance thermique, la masse volumique, et le coût.

1.3-Définition du confort thermique:

Le choix des caractéristiques thermiques de la construction et de ces équipements a pour but de réaliser le confort thermique de l'occupant. Ce confort est défini par un certain nombre d'exigences que nous allons analyser dans mon étude.

L'or de l'installation d'un chauffage dans une structure il faut d'abord déterminer la puissance nécessaire pour à assurer une température ambiante suffisantes a l'usager (car l'analyse ce fait en fonction d'échange thermique entre l'intérieur et l'extérieur) et prendre en considération l'économie d'énergie.

1.4-Objet de l'étude thermique:[2]

- ❖ Détermination des déperditions calorifiques des bâtiments;
- ❖ Vérification de la conformité des bâtiments à la réglementation thermique ;
- ❖ Dimensionnement des installations de chauffage des bâtiments; on introduit alors la notion de déperditions calorifiques de 'base' ;
- ❖ Conception thermique des bâtiments.

I.2-BASE DE CALCUL ET EXIGENCES : [2]

2.1- Principes généraux :

2.1.1-Méthodologie :

Sur la base du dossier technique, le concepteur doit effectuer les opérations suivantes :

- ✓ Définir les volumes thermiques ;
- ✓ Calculer pour chaque volume thermique les pertes par transmissions et les pertes par renouvellement d'air ;
- ✓ Vérifier que les déperditions par transmission du logement sont inférieures aux déperditions de références ;
- ✓ Calculer éventuellement les déperditions de base qui expriment les besoins de chauffage.

2.1.2-Définitions :

- ✓ Un volume thermique est un volume d'air supposé homogène en température, susceptible d'être chauffé par un corps de chauffe dimensionné à cet effet.
- ✓ Un local peut être divisé en plusieurs volumes thermiques.

Un local peut être considéré comme un volume unique lorsqu'il est chauffé à partir d'une seule source de chaleur. Plusieurs volumes thermiques peuvent être considérés si on dispose, par exemple, des radiateurs au niveau des pièces du logement (cas des systèmes

de chauffage centralisés) ; dans ce cas, on effectue un calcul dit « pièce par pièce ».

I.3-EXPRESSION GENERALE DES DEPERDITIONS: [2]

3.1- Déperditions totales d'un logement :

Les déperditions totales D pour un logement, contenant plusieurs volumes thermiques sont données par :

$$D = \sum D_i \quad [W/^{\circ}C] \text{ Ou}$$

- D_i (en $W/^{\circ}C$) représente les déperditions totales du volume i .

3.2- Déperditions totales d'un volume :

Les déperditions totales D_i d'un volume i (figure 2.1) sont donnés par :

$$D_i = (D_T)_i + (D_R)_i \quad (\text{en } W/^{\circ}C) \text{ ou :}$$

- D_T (en $W/^{\circ}C$) représente les déperditions par transmission du volume i ,
- D_R (en $W/^{\circ}C$) représente les déperditions par renouvellement d'air du volume i .

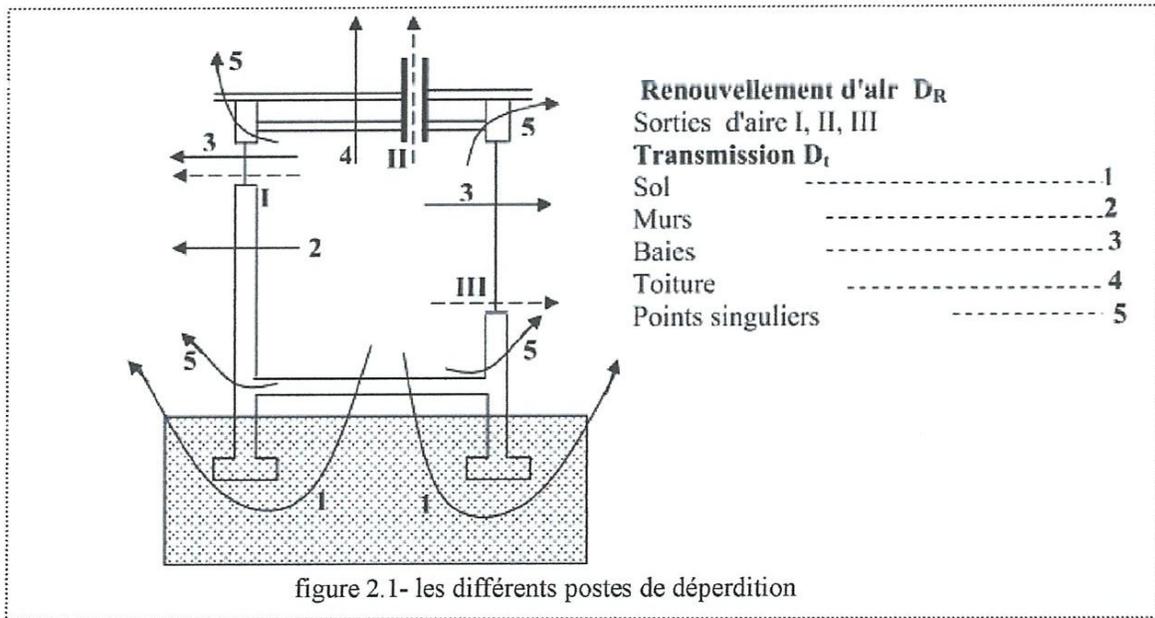


figure 2.1- les différents postes de déperdition

Fig.I.1.Les différents postes de déperdition

3.3- Déperditions par transmission d'un volume : [2]

Les déperditions par transmission $(D_T)_i$ sont données par :

$$(D_T)_i = (D_S)_i + (D_{li})_i + (D_{sol})_i + (D_{lnc})_i \quad [W/°C]$$

Où

- D_S (en $W/°C$) représente les déperditions surfaciques à travers les parties courantes des parois en contact avec l'extérieure
- D_{li} (en $W/°C$) représente les déperditions à travers les liaisons.
- D_{sol} (en $W/°C$) représente les déperditions à travers les parois en contact avec le sol.
- D_{lnc} (en $W/°C$) représente les déperditions à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés.

3.4- Déperditions par renouvellement d'air d'un volume :

Les déperditions par renouvellement d'air d'un volume i $(D_R)_i$ sont donnés par :

$$(D_R)_i = (D_{RV})_i + (D_{RS})_i \quad [W/°C] \text{ ou :}$$

- D_{RV} (en $W/°C$) représente les déperditions due au fonctionnement normal des dispositifs de ventilation.
- D_{RS} (en $W/°C$) représente les déperditions supplémentaires dues au vent.

3.5- Relation entre les déperditions du logement et les déperditions des volumes :

- Les déperditions par transmission D_T (en $W/°C$) du logement sont égales à la somme des déperditions par transmission des différents volumes i , soit $D_T = \sum (D_T)_i$.
- Les déperditions par renouvellement d'air D_R (en $W/°C$) du logement sont égales à la somme des déperditions par renouvellement d'air des différents volumes i ,
Soit $D_R = \sum (D_R)_i$

I.4-VERIFICATION ET DEPERDITIONS DE REFERENCE : [2]**4.1-Vérification réglementaire :**

Les déperditions par transmission D_T du logement doivent vérifier:

$$D_T < 1,05 \times D_{ref} \quad [W/°C]$$

Où:

- D_T (en $W/^\circ C$) représente les déperditions par transmission du logement,
- D_{ref} (en $W/^\circ C$) représente les déperditions de référence.

4.2-Calcul des déperditions de référence :

Les déperditions de référence D_{ref} sont calculées par la formule suivante

$$D_{ref} = a x S_1 + b x S_2 + c x S_3 + d x S_A + e x S_5 \quad [W/^\circ C]$$

Où

Les S_i (en m^2) représentent les surfaces des parois en contact avec l'extérieur, un comble, un vide sanitaire, un local non chauffé ou le sol. Elles concernent respectivement S_1 la toiture, S_2 le plancher bas, y compris les planchers bas sur locaux non chauffés, S_3 les murs, S_A les portes, S_5 les fenêtres et les portes-fenêtres. S_1 , S_2 , S_3 sont comptées de l'intérieur des locaux, S_A et S_5 sont comptées en prenant les dimensions du pourtour de l'ouverture dans le mur ;

Les coefficients a, b, c, d et e , (en $W/m^2 \cdot ^\circ C$), sont donnés dans le tableau 2.1 [2]. Ils dépendent de la nature du logement et de la zone climatique (cf annexe I) [2].

1.5-CALCUL DES DEPERDITIONS DE BASE: [2]

5.1-Exigence réglementaire :

Le calcul de la puissance de chauffage d'un logement doit comporter le calcul des déperditions de base selon la méthode décrite dans le DTR. Pour cela, on doit prendre en compte un écart de température entre les ambiances intérieure et extérieure, dit écart de température de base.

5.2-Déperditions de base totale :

Les déperditions de base totales pour un local D_B , contenant plusieurs volumes thermiques, ont pour expression :

$$D_B = \sum (D_B)_i \quad [W]$$

où $(D_B)_i$ (en W) représente les déperditions de base de chaque volume thermique

5.3- Déperditions de base pour un volume :

Les déperditions de base pour un volume thermique $(D_B)_i$ ont pour expression :

$$(D_B)_i = D_{ix} (t_{bi} - t_{be}) \quad [W]$$

Où

- D_i (en $W/°C$) représente les déperditions totales du volume thermique i ;
- t_{bi} (en $°C$) est la température intérieure de base du volume considéré;
- t_{be} (en $°C$) est la température extérieure de base du lieu d'implantation de la construction.

5.4-La température intérieure de base :

La température intérieure de base est la température de l'air que l'on désire obtenir au centre de la pièce en absence de tout apport de chaleur autre que celui fourni par l'installation de chauffage.

Dans le cas où des locaux ne sont pas chauffés en continu, ils doivent être considérés comme des locaux non chauffés. (cf chapitre 6.1)[2].

5.5-Température extérieure de base :

- a) La température extérieure de base est une température telle que les températures minimales quotidiennes ne lui sont inférieures que cinq jours par an.
- b) La température extérieure de base est fonction de l'altitude et de la zone climatique où est implanté le projet.
- c) L'annexe I [2] donne la zone climatique à considérer pour le projet.
- d) Les valeurs de la température extérieure de base sont données en fonction de la zone climatique et de l'altitude [2].

I.6- PUISSANCE DE CHAUFFAGE A INSTALLER [2] :

6.1- Calcul de la puissance de chauffage.

- a) La puissance de chauffage Q nécessaire pour un logement est donnée par :

$$Q = [t_{bi} - t_{be}] \times [(1 + \text{Max}(C_r ; C_{in})) D_T] + [(1 + C_r) \times D_R] [W] \text{ où}$$

- t_{bi} (en $°C$) représente la température intérieure de base,
- t_{be} (en $°C$) représente la température extérieure de base,
- D_T (en $W/°C$) représente les déperditions par transmission du logement,
- D_R (en $W/°C$) représente les déperditions par renouvellement d'air du logement,

- C_r (sans dimension) est un ratio estimé des pertes calorifiques dues au réseau de tuyauteries éventuel.
- C_{in} (sans dimension) représente un coefficient de surpuissance.

Le coefficient c_{in} est appliqué aux seules déperditions par transmission. Il est introduit pour diminuer le temps nécessaire à l'obtention de la température désirée lors d'une mise en route ou d'une relance.

Pour un immeuble pourvu d'un chauffage commun, la puissance Q est calculée en effectuant la somme des puissances à fournir pour chaque logement.

La puissance de chauffage Q , nécessaire pour un volume thermique s'obtient en utilisant la formule (15 - a) et en remplaçant les termes D_T par $(D_T)_i$ et D_R par $(D_R)_i$.

b) Le coefficient C_{in} prend les valeurs suivantes :

0,10 en cas de chauffage continu,

-0,15 en cas de chauffage discontinu, et dans le cas d'une construction dont la classe d'inertie est "faible" ou "moyenne",

-0,20 en cas de chauffage discontinu, et dans le cas d'une construction dont la classe d'inertie est "forte".

c) Le coefficient C_r prend les valeurs suivantes :

- 0 pour les installations de type "chauffages individuel",

- 0,05 pour les installations de type "chauffage central" dans lesquelles toutes les tuyauteries sont calorifugées,

- 0,10 pour les installations de type "chauffage central" dans lesquelles les tuyauteries sont calorifugées seulement dans les zones non chauffées,

- 0,20 pour les installations de type "chauffage central" dont le réseau de tuyauteries n'est pas calorifugé.

6.2- Répartition de la puissance de chauffage :

Le surplus de puissance provenant des coefficients C_{in} et C_r devra être réparti au niveau des différents volumes thermiques proportionnellement aux déperditions de base $(D_b)_i$ calculer pour chacun des volumes.

II-CALCUL DES DEPERDITIONS THERMIQUES:

II.1- CALCUL DES TERMES INTERVENANT DANS LE CALCUL THERMIQUE:

Le calcul des déperditions et des puissances de chauffage se faisant par appartement, nous choisissons d'étudier un des appartements du 1er étage car il s'agit du cas le plus défavorable.

1.1-Principe de calcul:

Pour déterminer la résistance thermique des murs et plancher et les ouvertures qui est donnée par la formule:

$$R_i = \frac{e_i}{\lambda_i} \quad \text{Où :}$$

R_i (en $m^2\text{°C/W}$) représente la résistance thermique de la couche i .

- e_i : (m) l'épaisseur de la couche de matériau

λ_i : ($W/m\text{°C}$) la conductivité thermique du matériau. Les valeurs sont soit tirées des tableaux donnés en (annexe2) [2], soit fournies par le document d'Avis Technique, ou par le fabricant.

1.2-Calcul de la résistance superficielle intérieure et extérieure :

Par convection et rayonnement, une paroi échange de la chaleur avec les deux milieux (intérieur, extérieur). Cet échange est pris en compte dans les calculs grâce à un coefficient d'échange dit superficiel noté (h)

Dans le cas des murs qui sont positionnés verticalement les résistances thermiques d'échange superficiels intérieure et extérieure

$$r_i = \frac{1}{h_i} ; r_e = \frac{1}{h_e} \text{ Sont données le tableau 1.2. [2]}$$

La résistance thermique est donnée par : $R = \sum R_i + \frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_e}$ (en $m^2\text{°C/W}$)

1.3-Calcul de coefficient de transmission thermique K :

C'est un coefficient qui donne le degré de perte de température à travers les parois en

fonction de l'épaisseur est la conductivité des matériaux constituer les parois; et en fonction d'ambiants qui sont séparer par cette paroi.

$$\frac{1}{K} = \sum Ri + \frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_e} \text{ (en m}^2 \text{ °C/W)}$$

1.4-Définition des volumes thermiques :

Pour notre bâtiment on a choisi de faire les calculs pour un des logements du 1er étage qui représente un seul volume thermique à étudier, car on considère que toutes les chambres sont chauffées à la même température.

- La hauteur d'étage $h_e = 4m$.
- Le seul local non chauffé est bien la cage d'escalier.

1.5-Coefficient de conductance K pour les ouvrants :

- Porte vitrée en bois donnant vers l'extérieur $K = 4.5 \text{ W/m}^2\text{°C}$
- Porte opaque de bois donnant vers un local non chauffé: $K = 2 \text{ W/m}^2\text{°C}$
- Porte avec une proportion de vitrage < 30% donnant vers l'extérieur: $K = 4 \text{ W/m}^2\text{°C}$
- Parois avec occultation $R_{occ} = 0.16 + e_{occ}/\lambda_{occ} = 0.17 \text{ m}^2 \cdot \text{°C/W}$
- Parois vitrées nues $K_{vn} = 5 \text{ W/m}^2\text{°C}$

➤ Pour une fenêtre $\frac{1}{K_f} = \frac{1}{K_{vn}} + R_v + R_{rid} + R_{occ}$

$K_f = 1.94 \text{ W/m}^2 \cdot \text{°C}$ Avec :

$R_{rid} = 0.030 \text{ m}^2 \cdot \text{°C/W}$

$R_v = 0.025 \text{ m}^2 \cdot \text{°C/W}$

1.6- Coefficient de conductance K pour le plancher étage vers l'extérieur :

Eléments constitutifs	Epaisseur e[m]	Conductivité Thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m °C/W]
Protection en gravillon	0.05	1,20	0.041
Roulés			
Etanchéité multicouches	0.02	0.23	0.087
Béton de pente	0.1	1,75	0.057

Polystyrène expansé	0.04	0,046	0.87
Dalle en béton arme	0.1	1,75	0.057
TN40	-	52	0
Faux plafond	0,02	0,35	0.057
Résistance d'échange Superficiel	-	-	0.14
			$\Sigma R=1,252[m^2 \cdot ^\circ C/W]$

$K = 1/R = 0,8 [W/m \cdot ^\circ C]$ **Tableau I.1**

II.2- PRESENTATION DES VARIANTES DES MURS:

Nous avons étudié 3 variantes pour les murs :

- 1. Un double cloison en brique
- 2. Brique+ (5cm) de polystyrène expansé + Carreaux de plâtre
- 3. parpaing+ (5cm) de polystyrène expansé + plaque de plâtre

Les variantes choisit pour les murs de remplissages sont :

1) LA VARIANTE « A » :

Eléments constitutifs	Epaisseur e [m]	Conductivité thermique $\lambda [W/m \cdot ^\circ C]$	Résistance thermique R [$m^2 \cdot ^\circ C/W$]
Mortier	0.02	1.15	0.017
Brique	0.10	0.20	0.500
Lame d'air	0.05	-	0.11
Brique	0.10	0.20	0.500
Enduit de plâtre	0.02	0.35	0.087
Résistance d'échange Superficiel	-	-	0.170
			$\Sigma R=1.384 [m^2 \cdot ^\circ C/W]$

Tableau I.2

$K = 0,722 [W/m \cdot ^\circ C]$

2) LA VARIANTE « B » :

Eléments constitutifs	Epaisseur e [m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² . °C/W]
Mortier	0.02	1.15	0.017
Brique	0.10	0.20	0.500
polystyrène expansé	0.05	0,046	1.087
Carreaux de plâtre	0.07	0.35	0.200
Résistance d'échange superficiel	-	-	0.170
			$\Sigma R=1,974$ [m ² . °C/W]

Tableau I.3

$$K = 0,5 \text{ [W/m. °C]}$$

3) LA VARIANTE « C » :

Eléments constitutifs	Epaisseur e [m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m ² °C/W]
Parpaing	0.15	1,05	0,143
Polystyrène expansé	0.03	0,046	0,652
Plaque de plâtre	0.013	0.35	0.037
Résistance d'échange Superficiel	-	-	0.170
			$\Sigma R=1,00$ [m ² . °C/W]

Tableau I.4

$$K = 1 \text{ [W/m. °C]}$$

II.3- CALCUL DES DEPERDITIONS DE REFERENCE :[2]

$$Dréf = a \times S_1 + b \times S_2 + c \times S_3 + d \times S_4 + e \times S_5 \text{ [W/°C]}$$

Le projet est implantée à Guelma (zone climatique A) [2] on a donc:

Zone	a	b	c	d	E
A	1,10	2,40	1,20	3,50	4,50

Tableau I.5

$$S_1 = A_{TERRASSE} = 84 \text{ m}^2 \quad S_4 = 5.28 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0 \quad S_5 = 11.2 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 48 \text{ m}^2$$

Désignation	La toiture	Plancher bas	Les murs	Les portes	Les fenêtres
Surfaces	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
Valeurs (m ²)	84	0	48	5.28	11.2

Tableau I.6

$$Dréf = 218.88 [W/°C] \Rightarrow 1.05 Dréf = 229.82 [W/°C]$$

II.4- CALCUL DES DEPERDITIONS PAR TRANSMISSION D_T :

➤ VARIANTE « A » :

Car les planchers courants séparent deux niveaux chauffés à la même température les déperditions par transmission à travers ce plancher sont confédérés nulles.

Les déperditions par transmission D_T pour un local, sont données par:

$$D_T = D_s + D_{Li} + D_{SOL} + D_{LNC} \quad (W/°C)$$

a) Calcul de déperdition surfacique à travers les parties courantes des parois en contact avec l'extérieur (D_s): Les déperditions surfaciques par transmission à travers une paroi, pour une différence de température de 1°C entre les ambiances que sépare cette paroi, sont données par la formule:

$$D_s = K \times A \quad \text{Ou :}$$

K (w/m.°C) est le coefficient de transmission surfacique (appelé aussi conductance);

A (en m²) est la surface intérieure de la paroi.

$$D_s = K_{MURS} \times A_{MURS} + K_{VIT} \times A_{VIT} + K_{PORT} \times A_{PORT} + A_{TERRASSE} \times K_{TERRASSE}$$

	Murs	Portes	Vitres	Toiture
Surface (m ²)	48	5.28	11.2	48
K (w/m.°C)	0,722	4,5	1,94	0,8

Tableau I.7

$$\Rightarrow D_s = 118.54 \text{ W/°C.}$$

b) (D_{Li})_i (en W/°C) représente les déperditions à travers les liaisons;

$$\Rightarrow D_{LIN} = 0,2 \times D_S = 23.70 \text{ W/}^\circ\text{C. Voire (chapitre 4.2) [2]}$$

$$\Rightarrow D_{SOL} = 0$$

c) Calcul de la déperdition a paroi en contact avec un local non chauffé: $D_{LNC} = \tau \times [\sum (K \times A) + \sum K_1 \times L]$

$$D_{LNC} = 0,35 \times 1,2 \times [\sum (0,722 \times 28) + (1 \times 2 \times 2)]$$

$$\Rightarrow D_{LNC} = 10,17 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

$$\text{Alors : } D_T = D_S + 0,2D_S + D_{LNC} = 1,2D_S + D_{LNC}$$

$$D_T = 1,2(118,54) + 10,17 = 152,42 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

✓ **Vérification :**

$$D_T = 152.42 \text{ W/}^\circ\text{C} < 1,05 D_{REF} = 229.82 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

✓ **Donc la condition réglementaire dans ce logement est vérifiée pour la variante A.**

➤ **VARIANTE « B » :**

$$D_T = D_S + D_{LI} + D_{SOL} + D_{LNC} \quad (\text{W/}^\circ\text{C})$$

a) Pour D_S on a :

	Murs	Portes	Vitres	Toiture
Surface (m ²)	48	5.28	11.12	84
K (w/m.°C)	0,5	4,5	1,94	0,8

Tableau I.8

$$\Rightarrow D_S = 136,53 \text{ W/}^\circ\text{C.}$$

b) Pour D_{LIN} on a :

$$\Rightarrow D_{LIN} = 0,2 \times D_S = 27.30 \text{ W/}^\circ\text{C.}$$

$$\Rightarrow D_{SOL} = 0$$

c) Pour D_{LNC} :

$$\Rightarrow D_{LNC} = 0,35 \times 1,2 \times [\sum (0,6 \times 28) + (1 \times 2 \times 2)]$$

$$\Rightarrow D_{LNC} = 8.73 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

✓ **Vérification :**

$$D_T = 172.56 \text{ W/}^\circ\text{C} < 1.05 D_{REF} = 229.82 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

✓ **Pour la variante B la condition réglementaire est vérifiée.**

➤ VARIANTE « C »:

$$D_T = D_s + D_{LI} + D_{SOL} + D_{LNC} \quad (W/°C)$$

	Murs	Portes	Vitres	Toiture
Surface (m ²)	48	5.28	11.12	84
K (w/m.°C)	1	4,5	1,94	0,8

Tableau I.9

⇒ D_s = 160.53 W/°C.

d) Pour D_{LI} on a :

⇒ D_{LI} = 0,2 × D_s = 32.10 W/°C.

⇒ D_{SOL} = 0

e) Pour D_{LNC} :

D_{LNC} = 0,35 × 1,2 × Σ(0,87 × 28) + (1 × 2 × 2) = 11.91 W/°C.

✓ Vérification :

D_T = 204.54 W/°C < 1,05 D_{REF} = 229.82/°C

✓ Pour la variante C la condition réglementaire est aussi vérifiée.

Variante	DT (W/°C)	1.05 × D _{REF} (W/°C)	Vérification
A	152.42	229.82	Vérifié
B	172.56	229.82	Vérifié
C	204.54	229.82	Vérifié

Tableau I.10- Vérification des déperditions par transmission DT

II.5- CALCUL DES DEPERDITIONS PAR RENOUELLEMENT D'AIR:

Les déperditions par renouvellement d'air sont données par la formule suivant:

$$D_R = 0.34 \times (Q_v + Q_s) (W/°C) \text{ Avec}$$

0.34 : [W. h/m³. °C] est la chaleur volumique de l'air.

Q_v: [m³/h] est le débit spécifique de ventilation.

Q_s: [m³/h] est le débit supplémentaire par infiltrations dues au vent.

❖ Le débit spécifique de ventilation Q_v est donné par la formule suivante:

$$Q_v = \text{Max} [0.6 \times V_h; Q_{v\text{réf}}] \quad (m^3/h) \text{ Avec}$$

V_h: [m³] désigne le volume habitable.

Q_vréf : Le débit extrait de référence.

$$V_h = 336 \text{ m}^3 \Rightarrow 0.6 \times V_h = 201.6 \text{ m}^3$$

$$Q_{vréf} = (5 \times Q_{vmin} + Q_{vmax})/6 (\text{m}^3/\text{h})$$

$$Q_{vmin} = 100 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (Nombre des pièces principales) tableau (7.1) [2]}$$

$$Q_{vmax} = 120 \text{ m}^3/\text{h} \text{ Tableau (7.2) [2]} \Rightarrow Q_{vréf} = 103,33 (\text{m}^3/\text{h})$$

$$Q_v = \text{Max} [0.6 \times V_h; Q_{vréf}] = 201.6 (\text{m}^3/\text{h})$$

- ❖ Le débit spécifique supplémentaire par infiltrations dues au vent Q_s est donné par la formule suivante:

$$Q_s = \sum (P_{pi} \times e_{vi}) \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

P_{pi} : [m^3/h] Sous : $\Delta P = 1 \text{ Pa}$ est la perméabilité à l'air de la paroi i ;

e_{vi} : [sans dimension] est le coefficient d'exposition au vent affecté à la paroi i ;

- ❖ La perméabilité à l'air P_{pi} est donnée par la formule :

$$P_{pi} = \sum (P_{oj} \times A_j) \quad [\text{m}^3/\text{h} \text{ sous : } \Delta P = 1 \text{ Pa}]$$

P_{oj} : [m^3/h] Sous : $\Delta P = 1 \text{ Pa}$ est la perméabilité surfacique de l'ouvrant j ;

A_j : [m^2] Surface de l'ouvrant j ;

On définit aussi :

H_i : [m] La distance entre la mi-hauteur de l'ouverture et la surface libre du sol.

Les ouvertures vers l'extérieur ou un L.N.C:

Parois	A_j [m^2]	e_{vi}	H_i [m]	P_{oj} [m^3/h]	P_{pi} [m^3/h]	Q_{si} [m^3/h]
Porte vers l'extérieur	5.28	4,8	18	6 6	38,4	184,32
Porte vers LNC	2	4,8	18,1	4	12	57,6
Fenêtre	11.12				26,4	126,72

Tableau I.11

$$Q_s = \sum (P_{pi} \times e_{vi}) = 368,64 (\text{m}^3/\text{h})$$

$$Q_s = 368,64 (\text{m}^3/\text{h})$$

$$D_R = 0.34 \times (Q_v + Q_s) \quad (\text{W}/^\circ\text{C})$$

$$D_R = 0.34 \times (201.6 + 368,84) = 193.94 (\text{W}/^\circ\text{C})$$

On a $\left\{ \begin{array}{l} t_{bi} = 21^{\circ}\text{C} \\ t_{be} = 6^{\circ}\text{C} \end{array} \right.$

b) La valeur adoptée pour le coefficient C_{in} est :

- 0,15 en cas de classe d'inertie faible ou moyenne (structure métallique)

c) La valeur adoptée pour le coefficient C_r est :

- 0,05 pour les installations de type "chauffage central" dans lesquelles toutes les tuyauteries sont calorifugées,

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{in} = 0,15 \\ C_r = 0,10 \end{array} \right.$$

$$Q = [t_{bi} - t_{be}] \times [(1 + \text{Max}(C_r ; C_{in})) D_T] + [(1 + C_r) \times D_R]$$

$$Q = 17,25 \times D_1 + 1.10 \times D_R \quad [\text{W}]$$

II.8- INTERPRETATIONS ET RESULTATS :

Variante	D_T [W]	D_R [W]	Q [W]	D_B [W]
A	152.42	201,6	2851	5310.3
B	172.56	201,6	3198.48	5612.4
C	204.54	201,6	3750.07	6092.1

Tableau I.13

Après avoir fait une comparaison entre les variantes on peut dire que la variante B donne la meilleure isolation thermique par rapport aux deux autres. C'est-à-dire que les constituants de cette variante ont des caractéristiques thermiques qui permettent de minimiser les déperditions calorifiques, et donc d'économiser l'énergie de chauffage.

D'après cette étude et les résultats calculés, on a vu l'intérêt de faire une étude thermique, pour des variantes de murs, ceci pour économiser les besoins de chauffage.

CONCLUSION GENERALE

Les structures en charpente métallique, présentent en général de nombreux avantages à savoir :

- La bonne tenue au séisme du fait de la ductilité de l'acier.
- L'industrialisation totale.
- Des possibilités architecturales plus étendues par rapport au béton.
- La possibilité du transport en raison de sa légèreté.
- L'acier se marie harmonieusement avec tous les matériaux et dispose d'une multitude de finitions et de couleurs.

Le bloc sur lequel on a réalisé notre étude présente certains avantages à savoir la régularité en plan et en élévation. Il comporte des systèmes de contreventements en X qui permettent d'augmenter sa rigidité structurale. Ces qualités lui permettent d'offrir un bon comportement face au séisme.

Dans la réalisation de ce projet on a remarqué l'intérêt de faire une étude thermique.

« Variante B » associant (briques creuse et polystyrène expansé), pour les murs de remplissage donne une isolation thermique importante. Elle minimise les déperditions calorifiques ; et permet donc d'économiser l'énergie de chauffage.

Dans ce projet, l'étude d'optimisation est faite uniquement sur les murs. Il reste encore à faire une étude thermique détaillée puisqu'elle influence les objectifs qu'on a fixés, qui sont le confort des occupants et l'économie de l'énergie de chauffage. Cette étude détaillée doit porter sur l'optimisation de des autres paramètres intervenant dans l'isolation thermique telle que l'isolation des toitures, menuiseries, etc...

ANNEXE

NUANCES ET QUALITES D'ACIERS

Nuance	Qualité	Limite d'élasticité R_e mini (2) (N/mm ²)		Résistance à la rupture R (N/mm ²)	Allongement A mini (%)		Pliage à 180° (3)		Résilience mini (daJ/cm ²)		
		$e \leq 30$	$30 < e \leq 100$		$e \leq 30$	$30 < e \leq 100$	$e \leq 16$	$16 < e \leq 100$	KCV + 20 °C (3) (4) $e < 50$	KCV 0 °C (4)	KCV - 20 °C (4)
A 33		175	–	300 à 540	18 (5)		3 e	(e ≤ 30) 3 e			
E 24	2 (8)	235	215	340 à 440 (6)	28	27	1 e	1,5 e	3,5		
	3	235	215		28 (6)	27	0,5 e	1 e	3,5	
	4	235	215		28 (6)	28	0,5 e	1 e	3,5
E 28	2	275	255	400 à 540 (6)	24	22	1,5 e	2 e	3,5		
	3	275	255		24 (6)	23	1 e	1,5 e	3,5	
	4	275	255		24 (6)	25	1 e	1,5 e	3,5
E 36	2 (9)	355 (7)	335	490 à 630	22	21	2 e	2,5 e	3,5		
	3	355 (7)	335		22	21	2 e	3 e	3,5	
	4	355 (7)	355		23	22	2 e	3 e	5
A 50	2	295	275	490 à 610	21	20	3,5 e	4,5 e			
A 60	2	335	315	590 à 710	16	15					
A 70	2	365	345	690 à 830	11	10					

(1) Les poutrelles ne sont fabriquées que dans les nuances E 24, E 28 et E 36.
(2) Si la limite d'élasticité apparente est difficile à saisir, on a alors recours à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 % ($R_{0,002}$).
(3) Essai effectué seulement s'il est spécifié à la commande.
(4) Moyenne de trois essais, aucun résultat individuel ne devant être inférieur à :
• 2,6 daJ/cm² pour une valeur minimale moyenne de 3,5 daJ/cm² ;
• 3,5 daJ/cm² pour une valeur minimale moyenne de 5 daJ/cm².
(5) Pour les laminés marchands d'épaisseur inférieure ou égale à 5 mm, l'allongement minimal garanti est porté à 20 %.
(6) Pour les ronds il peut être garanti sur demande à la commande que le produit RA sera supérieur ou égal à 10 500. Dans ce cas les produits seront désignés par E 24-3 P, E 24-4 P, E 28-3 P et E 28-4 P.
(7) Pour les épaisseurs supérieures à 25 mm, mais inférieures à 30 mm, la valeur de limite d'élasticité est de 345 N/mm².
(8) Les qualités E 24-2 et E 24-2 E ne sont livrées qu'en produits d'épaisseur inférieure ou égale à 16 mm dans le cas des poutrelles et cornières, et 30 mm dans le cas des autres laminés marchands.
(9) La qualité E 36-2 n'est livrée qu'en produits d'épaisseur inférieure ou égale à 50 mm.
Pour les normes, se reporter à l'article [Doc. C 2 700].

Tableau 9 – Poutrelles HE A : caractéristiques dimensionnelles et d'inertie (suivant NF A 45-201)

Profil	Caractéristiques rapportées à l'axe neutre								
	I_x (cm ⁴)	$\frac{I_x}{v_r}$ (cm ³)	i_x (cm)	Moment statique S (cm ³)	Distance des centres (cm)	η_r	I_y (cm ⁴)	$\frac{I_y}{v_r}$ (cm ³)	i_y (cm)
100	349	73	4,06	41,5	3,4	4,37	134	27	2,51
120	606	106	4,89	59,7	13,1	5,35	231	38	3,02
140	1 033	155	5,73	86,7	11,9	6,27	389	56	3,52
160	1 673	220	6,57	123	13,6	7,24	616	77	3,98
180	2 510	294	7,45	182	15,5	8,28	925	103	4,52
200	3 692	399	8,28	215	17,2	9,20	1 336	134	4,98
220	5 410	515	9,17	234	19,0	10,20	1 955	178	5,51
240	7 763	675	10,1	372	23,9	11,19	2 769	231	6,00
260	10 460	836	11,0	490	22,7	12,26	3 668	282	6,50
280	13 670	1 010	11,9	556	24,6	13,22	4 763	340	7,00
300	18 260	1 250	12,7	692	25,4	14,27	6 310	421	7,49
320	22 930	1 480	13,6	814	23,2	15,16	6 985	466	7,49
340	27 700	1 630	14,4	925	23,9	16,00	7 436	496	7,46
360	33 090	1 890	15,2	1 040	31,7	16,97	7 887	526	7,43
400	45 070	2 310	16,8	1 230	35,2	18,48	8 564	571	7,34
450	63 720	2 930	18,9	1 610	39,6	20,71	9 465	631	7,29
500	86 980	3 550	21,0	1 970	44,1	22,90	10 370	681	7,24
550	111 900	4 150	23,0	2 310	48,4	25,00	10 820	721	7,15
600	141 200	4 790	25,0	2 680	52,8	26,91	11 270	751	7,05

Profil	Moment d'inertie de torsion J (cm ⁴)	Module de raideur d (cm)	Dimensions					Masse linéique P (kg/m)	Section A (cm ²)	Surface de peinture		
			h (mm)	b (mm)	a (mm)	v (mm)	r (mm)			h ₁ (mm)	(m ² /m)	(m ² /t)
100	4,69	0,83	96	100	5	8	12	56	16,7	21,2	0,562	33,7
120	5,63	0,84	114	120	5	8	12	74	19,9	25,3	0,677	34,1
140	7,97	0,89	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	0,794	32,2
160	10,9	0,95	152	160	6	9	15	104	30,4	36,8	0,896	29,8
180	14,2	1,00	171	180	6	9,5	15	122	35,5	45,3	1,02	28,9
200	18,6	1,06	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	1,14	26,8
220	27,1	1,15	210	220	7	11	18	152	50,5	64,3	1,26	24,9
240	38,2	1,25	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	1,37	22,7
260	46,3	1,30	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	1,48	21,8
280	56,5	1,35	270	280	8	13	24	196	76,4	97,3	1,60	21,0
300	75,3	1,45	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5	1,72	19,4
320	102	1,50	310	300	9	15,5	27	225	97,6	124,4	1,76	18,0
340	123	1,50	330	300	9,5	16,5	27	243	105	133,5	1,79	17,1
360	147	1,50	350	300	10	17,5	27	261	112	142,8	1,83	16,4
400	191	1,46	390	300	11	19	27	298	125	156,0	1,81	15,3
450	257	1,43	440	330	11,5	21	27	344	140	176,0	2,01	14,4
500	336	1,41	490	300	12	23	27	390	155	197,5	2,11	13,6
550	386	1,33	540	300	12,5	24	27	438	166	211,8	2,21	13,3
600	440	1,27	590	300	13	25	27	486	178	226,5	2,31	13,0

Pour les normes, se reporter à l'article (Doc. C 1 700).

Tableau 12 - Poutrelles UPN : caractéristiques dimensionnelles et d'inertie (suivant NF A 45-202)

Profil	Position du centre de gravité G		Caractéristiques rapportées à l'axe neutre									
	d_1 (cm)	$d_2 = v_y$ (cm)	I_x (cm ⁴)	$\frac{I_x}{v_x}$ (cm ³)	I_x (cm)	Moment statique S (cm ³)	Distance des centres (cm)	η_x	I_y (cm ⁴)	$\frac{I_y}{v_y}$ (cm ³)	I_y (cm)	
80	1,45	3,05	106	26,5	3,10	15,9	6,65	3,07	19,4	6,36	1,33	
100	1,55	3,45	206	41,2	3,91	24,5	8,42	3,89	29,3	8,49	1,47	
120	1,60	3,90	364	60,7	4,62	36,3	10,0	4,53	43,2	11,1	1,59	
140	1,75	4,25	605	86,4	5,45	51,4	11,8	5,40	62,7	14,8	1,75	
160	1,84	4,66	925	116	6,21	68,8	13,3	6,17	85,3	18,3	1,89	
180	1,92	5,08	1350	150	6,95	89,6	15,1	6,82	114	22,4	2,02	
200	2,01	5,49	1910	191	7,70	114	16,8	7,55	148	27,0	2,14	
220	2,14	5,86	2690	245	8,48	146	18,5	8,33	197	33,6	2,26	
240	2,23	6,27	3600	300	9,22	179	20,1	9,03	248	39,6	2,42	
260	2,36	6,64	4820	371	9,99	221	21,8	9,79	317	47,7	2,56	
300	2,70	7,30	8030	535	11,7	316	25,4	11,58	495	67,8	2,90	

Profil	Moment d'inertie de torsion J (cm ⁴)	Distance du centre de flexion pure C à la face externe de l'âme δ (cm)	Dimensions							Masse linéique P (kg/m)	Section A (cm ²)	Surface de peinture	
			h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (mm)	r (mm)	r_1 (mm)	h_1 (mm)			(m ² /m)	(m ² /t)
80	2,20	1,24	80	45	6	8	8	4	46	8,64	11,0	0,312	36,1
100	2,91	1,40	100	50	6	8,5	8,5	4,5	64	10,6	13,5	0,372	35,1
120	4,22	1,44	120	55	7	9	9	4,5	82	13,4	17,0	0,434	32,4
140	5,91	1,63	140	60	7	10	10	5	98	16,0	20,4	0,489	30,6
160	7,67	1,74	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	115	18,8	24,0	0,546	29,0
180	9,80	1,84	180	70	8	11	11	5,5	133	22,0	28,0	0,611	27,8
200	12,35	1,94	200	75	8,5	11,5	11,5	6	151	25,3	32,2	0,661	26,1
220	16,67	2,07	220	80	9	12,5	12,5	6,5	167	29,4	37,4	0,718	24,4
240	20,42	2,20	240	85	9,5	13	13	6,5	184	33,2	42,3	0,775	23,3
260	26,62	2,31	260	90	10	14	14	7	200	37,9	48,3	0,834	22,0
300	39,86	2,72	300	100	10	16	16	8	232	46,2	58,8	0,950	20,6

Pour les normes, se reporter à l'article (Doc. C 2 700).

Tableau 2 - Aciers de construction d'usage général : composition chimique (suivant NF A 35-501)

Nuance	Qualité	Mode de désoxydation	C maxi (%)		P maxi (%)		S maxi (%)		N ₂ maxi (4) (%)		Élément d'alliage (coulée) (%)
			coulée	produit	coulée	produit	coulée	produit	coulée	produit	
A 33			Composition non précisée dans la norme								
A 34	2	0,18	0,20	0,045	0,055	0,045	0,055	0,008	0,009	
	2	NE	0,16	0,18	0,045	0,050	0,045	0,050	0,008	0,009	
E 24	2	(1)	0,17 (5)	0,21	0,045	0,055	0,045	0,055	0,008	0,009	
	2	E (1)	0,17 (5)	0,21	0,045	0,055	0,045	0,055	0,007	0,008	
	2	NE	0,17 (6)	0,19	0,045	0,050	0,045	0,050	0,008	0,009	
	3	NE	0,16	0,18	0,040	0,045	0,040	0,045			
	4	CS	0,16	0,18	0,035	0,040	0,035	0,040			Al ≥ 0,02 (9)
E 28 (2)	2	NE	0,20	0,23	0,045	0,050	0,045	0,050	0,008	0,009	
	3	NE	0,18	0,20	0,040	0,045	0,040	0,045			
	4	CS	0,18	0,20	0,035	0,040	0,035	0,040			Al ≥ 0,02 (9)
E 36 (3)	2	NE	0,24	0,27	0,045	0,050	0,045	0,050			
	3	NE	0,20 (7)	0,22	0,040	0,045	0,040	0,045			
	4	CS	0,20 (8)	0,22	0,035	0,040	0,035	0,040			Al ≥ 0,02 (9)
A 50	2	NE			0,045	0,050	0,045	0,050			
A 60	2	NE			0,045	0,050	0,045	0,050			
A 70	2	NE			0,045	0,050	0,045	0,050			

E = effervescent NE = non effervescent CS = calmage spécial

- (1) Les qualités E 24-2 et E 24-2 E sont livrées exclusivement en produits d'épaisseur inférieure ou égale à 16 mm dans le cas des poutrelles et cornières, et à 30 mm pour les autres laminés marchands.
- (2) E 28 : les teneurs en manganèse et silicium ne doivent pas dépasser respectivement 1,30 % et 0,40 % sur coulée et 1,40 % et 0,45 % sur produit.
- (3) E 36 : la teneur en manganèse ne doit pas dépasser 1,60 % sur coulée comme sur produit. La teneur en silicium ne doit pas dépasser 0,55 % sur coulée et 0,60 % sur produit.
- (4) La teneur en azote peut être augmentée de 0,001 % pour chaque diminution de 0,005 % de la teneur en phosphore sans pour autant dépasser 0,010 % à la coulée et 0,012 % sur produit. Toutefois cette prescription de teneur en azote ne s'applique pas lorsque les aciers sont élaborés au four électrique ou lorsque l'analyse sur produit met en évidence la présence d'éléments fixant l'azote.
- (5) Pour les produits d'épaisseur supérieure à 16 mm il est admis une teneur maximale en carbone de 0,19 % sur coulée et 0,24 % sur produit.
- (6) Pour les produits d'épaisseur supérieure à 30 mm il est admis une teneur maximale en carbone de 0,19 % sur coulée et 0,21 % sur produit.
- (7) Pour les produits d'épaisseur supérieure à 16 mm il est admis une teneur maximale en carbone de 0,22 % sur coulée et 0,24 % sur produit.
- (8) Pour les produits d'épaisseur supérieure à 30 mm il est admis une teneur maximale en carbone de 0,22 % sur coulée et 0,24 % sur produit.
- (9) Cette prescription ne s'applique qu'aux produits d'épaisseur inférieure à 5 mm ; de plus, après accord entre acheteur et producteur, d'autres éléments de calmage peuvent être utilisés.

Pour les normes, se reporter à l'article (Doc. C 2 700).

Profil	Caractéristiques rapportées à l'axe neutre											
	I_x (cm ⁴)	$\frac{I_x}{v_x}$ (cm ³)	i_x (cm)	Moment statique S (cm ³)	Distance des centres (cm)	η_x	I_y (cm ⁴)	$\frac{I_y}{v_y}$ (cm ³)	i_y (cm)			
80	80,1	20,0	3,24	11,6	6,9	3,33	8,49	3,69	1,05			
100	171	34,2	4,07	19,7	8,7	4,22	15,9	5,79	1,24			
120	318	53,0	4,90	30,4	10,5	5,10	27,7	8,05	1,45			
140	541	77,3	5,74	44,2	12,2	5,99	44,9	12,3	1,65			
160	869	109	6,58	61,9	14,0	6,90	68,3	16,7	1,84			
180	1 317	146	7,42	83,2	15,9	7,76	101	22,2	2,05			
200	1 943	194	8,26	110	17,6	8,66	142	28,5	2,24			
220	2 772	252	9,11	143	19,4	9,62	205	37,3	2,48			
240	3 892	324	9,97	183	21,2	10,55	284	47,3	2,69			
270	5 790	429	11,2	242	24,2	11,88	420	62,2	3,02			
300	8 356	557	12,5	314	26,6	13,20	604	80,5	3,35			
330	11 770	713	13,7	402	29,3	14,52	788	98,5	3,55			
360	16 270	904	15,0	510	31,9	15,83	1 043	123	3,79			
400	23 130	1 160	16,5	654	35,4	17,50	1 318	146	3,95			
450	33 740	1 500	18,5	849	39,7	19,33	1 676	176	4,12			
500	48 200	1 930	20,4	1 100	43,9	21,28	2 142	214	4,31			
550	67 120	2 440	22,3	1 390	48,2	23,02	2 668	254	4,45			
600	92 060	3 070	24,3	1 760	52,4	25,16	3 387	308	4,66			
Profil	Moment d'inertie de torsion J (cm ⁴)	Module de raideur d (cm)	Dimensions						Masse linéique P (kg/m)	Section A (cm ²)	Surface de peinture	
			h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (mm)	r (mm)	h ₁ (mm)			(m ² /m)	(m ² /t)
80	0,70	0,299	80	46	3,8	5,2	5	60	6,0	7,64	0,329	54,8
100	1,10	0,313	100	55	4,1	5,7	7	75	8,1	10,3	0,401	49,5
120	1,71	0,336	120	64	4,4	6,3	7	93	10,4	13,2	0,474	45,6
140	2,54	0,359	140	73	4,7	6,9	7	112	12,9	16,4	0,550	42,6
160	3,53	0,379	160	82	5,0	7,4	9	127	15,8	20,1	0,622	39,4
180	4,90	0,404	180	91	5,3	8,0	9	146	18,8	23,9	0,696	37,1
200	6,46	0,425	200	100	5,6	8,5	12	159	22,4	28,5	0,768	34,3
220	8,86	0,460	220	110	5,9	9,2	12	178	26,2	33,4	0,848	32,4
240	11,60	0,490	240	120	6,2	9,8	15	190	30,7	39,1	0,921	30,0
270	14,93	0,510	270	135	6,6	10,2	15	220	36,1	45,9	1,04	28,8
300	19,47	0,535	300	150	7,4	10,7	15	249	42,2	53,8	1,16	27,5
330	25,70	0,558	330	160	7,5	11,5	18	271	49,1	62,6	1,25	25,5
360	36,20	0,600	360	170	8,0	12,7	18	299	57,1	72,7	1,35	23,6
400	46,80	0,607	400	180	8,6	13,5	21	331	66,3	84,5	1,47	22,2
450	63,80	0,616	450	190	9,4	14,6	21	379	77,6	98,8	1,61	20,7
500	89,00	0,640	500	200	10,2	16,0	21	426	90,7	116	1,74	19,2
550	118,40	0,657	550	210	11,1	17,2	24	468	106	134	1,88	17,7
600	166,20	0,697	600	220	12,0	19,0	24	514	122	156	2,02	16,6

Pour les normes, se reporter à l'article (Doc. C 2 700).