

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
d'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

**Etude d'un bâtiment à ossature
métallique à usage administratif en
R+6+2 sous-sols**

Proposé par :

Mr OUAkli Ahmed

Chargé de recherche au CGS

Présenté par :

CHAHTA Abderrahim

BENBOULERBAH Feth-eddine

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص

إنّ الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة معدنية ذات ستّة طوابق إضافة إلى طابقين أرضيين، والتي يتم إنجازها بولاية الجزائر المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي.

مقاومة البناية محقّقة بواسطة نظام تدعيم على شكل X و قد تمّ التصميم وفقا لأنظمة ومعايير البناء المطبّقة في الجزائر (RPA99version 2003 , CM66). وقد تمت الدراسة الديناميكية باستعمال برنامج (ROBOT 2010). وفي الأخير تم إجراء دراسة حرارية للجدران للتقليل من استهلاك الطاقة ومراعاة راحة المستعمل وذلك وفقا للوثيقة التقنية التنظيمية (DTR C-3-2).

الكلمات المفتاحية : منشأة معدنية ، الدراسة الديناميكية ، الدراسة الحرارية ، الجدران

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en charpente métallique (R+6+ 2 sous-sols) qui a été implanté à la Wilaya d'Alger, qui est classée comme une zone de forte sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par des palées triangulées en X et des portiques autostables ductiles. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version2003, CM66).

L'étude dynamique a été faite avec le logiciel ROBOT 2010.

En fin une étude des murs de remplissages pour le but de l'économie d'énergie selon le règlement (DTR C-3-2).

Mots clés : Charpente métallique, étude dynamique, étude thermique, murs de remplissages.

Abstract

The goal of this work is the study of a structure out of metal frame (R+6+2 soils story) which was established E in Algiers, which is classified like a zone with high seismicity. The resistance of the building is ensured by the sheet pilings triangulated in X the design was made according to payments' of construction in force (RPA99 version 2003, CM 66).

The dynamic study was made on the software ROBOT 2010.

In end a study of optimization of walls of filling according to payment (DTR-C3-2).

Key words: Metal frame, dynamic study, thermal study, walls of fillings.

Remerciements

Nous tenons à remercier nos promoteurs Mr OUAkli Ahmed et Mr BEN HAFaf Abdelbaki pour leurs orientations et leurs conseils durant l'évolution de ce travail.

Nous remercions tous nos enseignants durant tout notre cursus ainsi que les responsables de la bibliothèque.

Comme nous tenons à remercier tout ceux qui de loin ou près ont contribué à finaliser ce modeste travail.

ABDERRAHIM et FETH-EDDINE

SOMMAIRE

Chapitre I : INTRODUCTION GENERALE

Chapitre II : GENERALITE

II-1 Présentation de l'ouvrage	2
II-2 Règlement utilisés	2
II-3 Matériaux	3

Chapitre III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

III-1 Conception architecturale	5
III-2 Conception structurale	6
III-2-1 Superstructure horizontale	6
III-2-2 Superstructure transversale.....	7
III-3 Conception parasismique	8
III-4 Conception d'escalier.....	8
III-5 Conception du système de fondation.....	8

Chapitre IV : EVALUATION DES ACTIONS PERMANENTES ET VARIABLES

IV-1 Introduction.....	9
IV-2 Actions permanentes.....	9
IV-2-1 Plancher terrasse.....	9
IV-2-2 Plancher courant.....	10
IV-2-3 Plancher dalle pleine	10
IV-2-4 Maçonnerie	10
IV-2-5 Acrotère.....	11
IV-3 Actions d'exploitations.....	11
IV-4 Les actions climatiques	11
IV-4-1 Introduction.....	11
IV-4-2 Effet de la neige.....	12
IV-4-3 L'effet de vent.....	12
IV-4-3-1 Direction du vent V1.....	17
IV-4-3-2 direction du vent V2.....	23
IV 4-4 Effet de la variation de température.....	29

Chapitre V : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

V-1 Introduction	30
V-2 Pre dimensionnement des éléments	30
V-2-1 Les solives	30
V-2-2 Les poutres	35
V-2-3 Les poteaux	39
V-2-4 Les escaliers.....	42

VI- ETUDE DES PLANCHERS

VI-1 Etude d'un plancher mixte à dalle collaborant.....	45
VI-2 Etude de la dalle e béton.....	50
VI-3 Etude des connecteurs.....	52

VII- ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

VII-1 Introduction.....	55
VII-2 Méthode statique équivalente.....	56
VII-2-1 Principe de la méthode.....	56
VII-2-2 Calcul de l'effort tranchant à la base.....	56
VII-2-3 Distribution de la résultante des forces sismique.....	59
VII-2-4 Comparaison entre l'action du séisme et de vent.....	61
VII-3 Méthode dynamique modale spectrale.....	61
VII-3-1 Principe de la méthode	61
VII-3-2 Présentation du logiciel 'ROBOT 2010'.....	61
VII-3-3 Modélisation.....	62
VII-3-4 Etapes de la modélisation de la structure.....	62
VII-3-5 Analyse modale.....	63
VII-3-6 Nombre de modes.....	65
VII-3-7 Résultante des forces sismiques de calcul.....	66
VII-3-7 Les déplacements.....	66
VII-3-8 Justification vis-à-vis l'effet P- Δ	67
VII-3-9 L'excentricité réglementaire	68

VIII-VEREFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

VIII-1 Introduction	69
VIII-2 Vérification du poteau du NT,RDC et 1 ^{er} étage.....	70
A/ Poteau centrale le plus sollicité.....	70
B /Poteau de rive le plus sollicité.....	73
C/Poteau d'angle le plus sollicité.....	74
VIII-2 Vérification du poteau du 2 ^{ème} ,3 ^{ème} ,4 ^{ème} ,5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage.....	75
A/ Poteau centrale le plus sollicité.....	76
B /Poteau de rive le plus sollicité.....	78
C/Poteau d'angle le plus sollicité.....	79
VIII-3 Vérification de la poutre principale.....	81

IX-ETUDES DES ASSEMBLAGES

IX-1 Introduction.....	83
IX-1-1 Rôle des assemblages.....	83
IX-1-2 Fonctionnement des assemblages.....	83
IX-1-3 Précaution constructive.....	84
IX-2 présentations de logiciel Robot Structural.....	84
IX-3 Calcul des assemblages.....	85
IX-3-1 Assemblage poteauHEB550 -poteauHEA550 par éclissage.....	85
IX-3-2 Assemblage poteau – poutre	87
IX-3-2-1 Assemblage poteau HEB550– poutre IPE330 :(jarret rigide).....	87
IX-3-2-2 Assemblage poteau HEB550– poutre IPE300 :(articuler).....	91
IX-3-2-2 Assemblage poteau HEA550– poutre IPE330 :(jarret rigide).....	93
IX-3-2-2 Assemblage poteau HEA550– poutre IPE300 :(articuler).....	96

IX-3-3 Assemblage des palées de stabilité 2UPN200 en X.....	98
IX-3-4 Calcule des platines et des ancrages en pieds de poteau.....	99

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X-1 Introduction.....	103
X-2 Etude des éléments du sous-sol.....	103
X-2-1 Les dalles	103
X-2-2 Les poutres	109
X-2-3- Les poteaux	114
X-2-4 Les Voiles Périphériques.....	116
X-2-5-Le radier général	120
X-2-6 Etude du débord du radier.....	127

CHAPITRE XI : ETUDE THERMIQUE

XI-1 Introduction.....	129
XI-2 L'objet du l'étude thermique.....	129
XI-3 Base de calcul et exigences	130
XI-4 Calcule des déperditions pour chaque étage.....	133

CHAPITRE XII : PROTECTION DE LA STRUCTURE

XII-1 Introduction.....	146
XII-2 La protection contre la corrosion.....	146
XII-3 La protection contre l'incendie.....	147

CONCLUSION GENERALE.....	151
---------------------------------	------------

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

L'acier est un matériau de construction universel, présent dans les bâtiments sous de multiples formes. Il s'adapte aux nécessités pour combiner liberté de création avec efficacité constructive. Il offre des possibilités uniques des grandes portées, de souplesse d'adaptation, de possibilités de combinaison avec les autres matériaux de construction durable et recyclable. Il possède une haute résistance mécanique, une grande ductilité, sa limite d'élasticité, et sa résistance de traction sont plus élevées, il possède de très bonne capacité de traction et son comportement de compression est identique au comportement en traction mis à part les phénomènes d'instabilité éventuels.

Par contre l'acier a une faible résistance aux températures élevées, il y a aussi la corrosion guette les aciers qui sont exposés à une atmosphère agressive et ses petites capacités d'isolation thermique et phonique.

Toutefois dans ses projets de construction, l'Algérie reste parmi les pays qui se basent essentiellement sur le matériau béton , sauf pour les constructions où l'utilisation de la charpente métallique est indispensable à l'exemple des hangars, des usines et des salles de sport ...

Dans le présent mémoire, nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à l'ENSTP sur un projet réel. L'objectif principal de ce travail de recherches serait une compréhension correcte des enseignements déjà dispensés dans le cours de charpente métallique pour arriver à concrétiser et à présenter notre projet de fin d'études.

CHAPITRE 2

GENERALITES

II-1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique composé d'un rez-de-chaussée (RDC) commercial avec six (06) étages à usage administratif et deux sous-sols aménagés comme parking. Il est implanté à Alger qui est une région classée par le (RPA99version2003) comme étant une zone de forte sismicité (*zone III*).

Les planchers des différents étages sont de type collaborant et celles des sous-sols sont des dalles pleines en béton armé. La terrasse étant inaccessible.

A- Description de l'ouvrage

Cet ouvrage comporte

- (02) niveaux sous-sols aménagés en parking.
- (01) niveau rez-de-chaussée commercial.
- (01) niveau technique destiné au passage des canalisations et câbleries.
- (06) niveaux destinés pour les bureaux d'administration.

B- Dimensions en plan et en élévation

- Largeur totale en plan19, 50 m
- Longueur totale en plan..... 23,00 m
- Hauteurs du sous-sol3,00 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4,42m
- Hauteur du niveau technique2,42 m
- Hauteur des étages3,42 m
- Hauteur totale du bâtiment.....28,00 m

II-2 Règlements utilisés

Pour l'étude de cet ouvrage notre base de données correspond aux règlements suivants :

- **D.T.R. B.C.2.2** : charges permanentes et charges d'exploitations.
- **RNVA99** : règlement du neige et vent.
- **RPA99**: règlement parasismique algériennes **version 2003**.

- **CM 66 et additif 80** : règles de calcul des constructions en acier.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **D.T.R. C 3-2** : réglementation thermique des bâtiments d'habitation.

II-3 Matériaux

Nous choisirons les matériaux de construction suivants :

3-1 Aciers de construction des éléments de la structure

Pour la réalisation de notre structure nous utiliserons des aciers de construction laminés à chaud.

La nuance d'acier utilisée est de l'E24 de qualité **2** et **3**, elle est employée pour toute structure de bâtiment. Le choix de ce type de produits répond aux exigences fixées par RPA (voir RPA 8.2.2)

Qui a comme caractéristiques:

- ✓ résistance limite d'élasticité : $\sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$
- ✓ module d'élasticité longitudinal : $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ daN/mm}^2$
- ✓ module de cisaillement : $G = 8,1 \cdot 10^3 \text{ daN/mm}^2$
- ✓ poids volumiques : $\rho = 7850 \text{ daN/m}^3$
- ✓ Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- ✓ coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 11 \cdot 10^{-6}$

- Assemblage

- Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site
- En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs

Les assemblages principaux des systèmes structuraux sont assurés par :

- Boulons à haute résistance type HR 10.9
- Fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées.

Puisque le site est en zone sismique, seul les assemblages rigides sont autorisés (les assemblages semi rigides ne sont pas admis) (Voir RPA 8.1.1).

II-3-2 Le béton armé

A- Le béton

Pour la réalisation de l'infrastructure et des planchers, le type de ciment en usage est le CPA caractérisé par le dosage de **350Kg /m³** dont les autres caractéristiques sont les suivants :

- ✓ Poids volumique : **$\rho=2500 \text{ kg/mm}^3$**
- ✓ Résistance caractéristique à la compression **$f_{c28}=2.5 \text{ kg/mm}^2$**
- ✓ Résistance caractéristique à la traction **$f_{t28}=0.21 \text{ kg/mm}^2$**

B- L'acier

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

Le module d'élasticité longitudinal $E=2.1 \times 10^4 \text{ kg/mm}^2$.

CHAPITRE III

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

La conception est la phase la plus déterminante de n'importe quel projet de construction. Nous pouvons dire que c'est un travail complémentaire entre l'ingénieur et l'architecte. Les critères suivis lors d'une telle conception sont liés au bon fonctionnement du bâtiment (utilisation des surfaces ou des volumes, confort des utilisateurs...), alors que d'autres dépendent directement de la sécurité structurale (capacité portante, résistance aux différentes actions...) sans avoir à omettre les facteurs relevant du domaine de l'économie de la construction qui doivent être pris en compte durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage.

III-1 Conception architecturale

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'un rez-de-chaussée et de 6 étages (R+6) plus deux sous-sols (2s /sol).

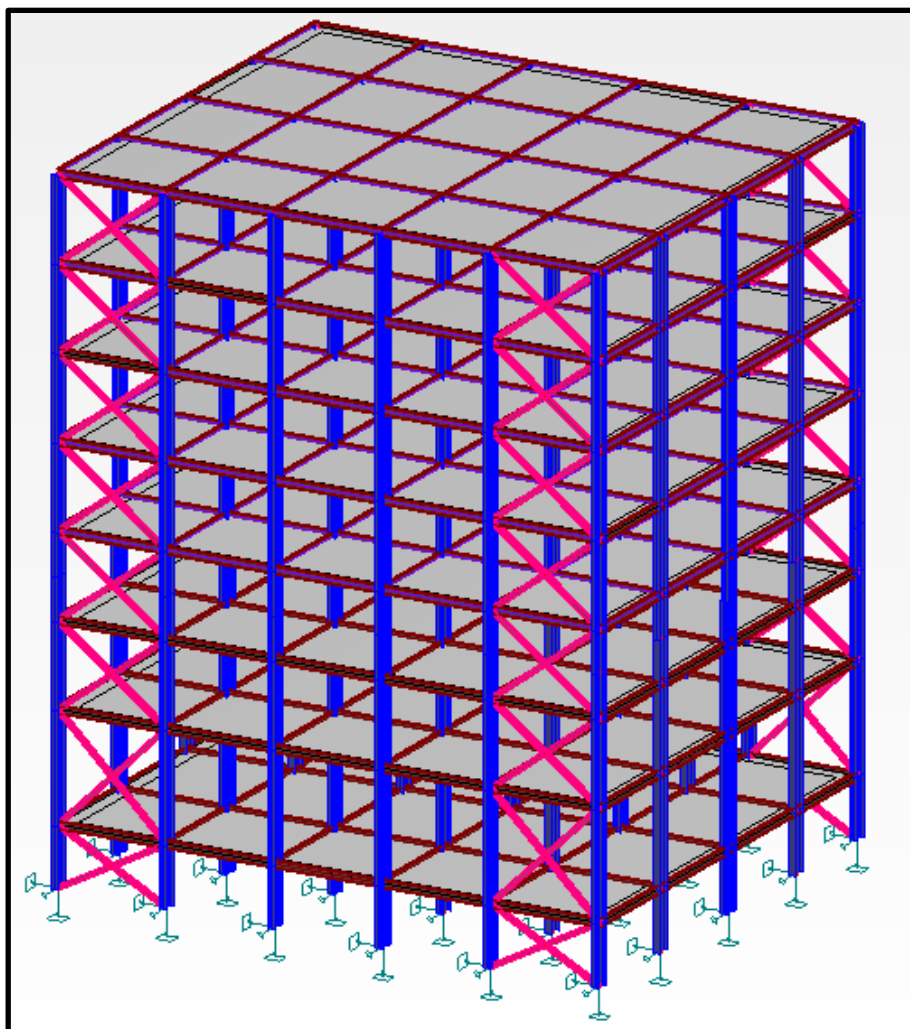
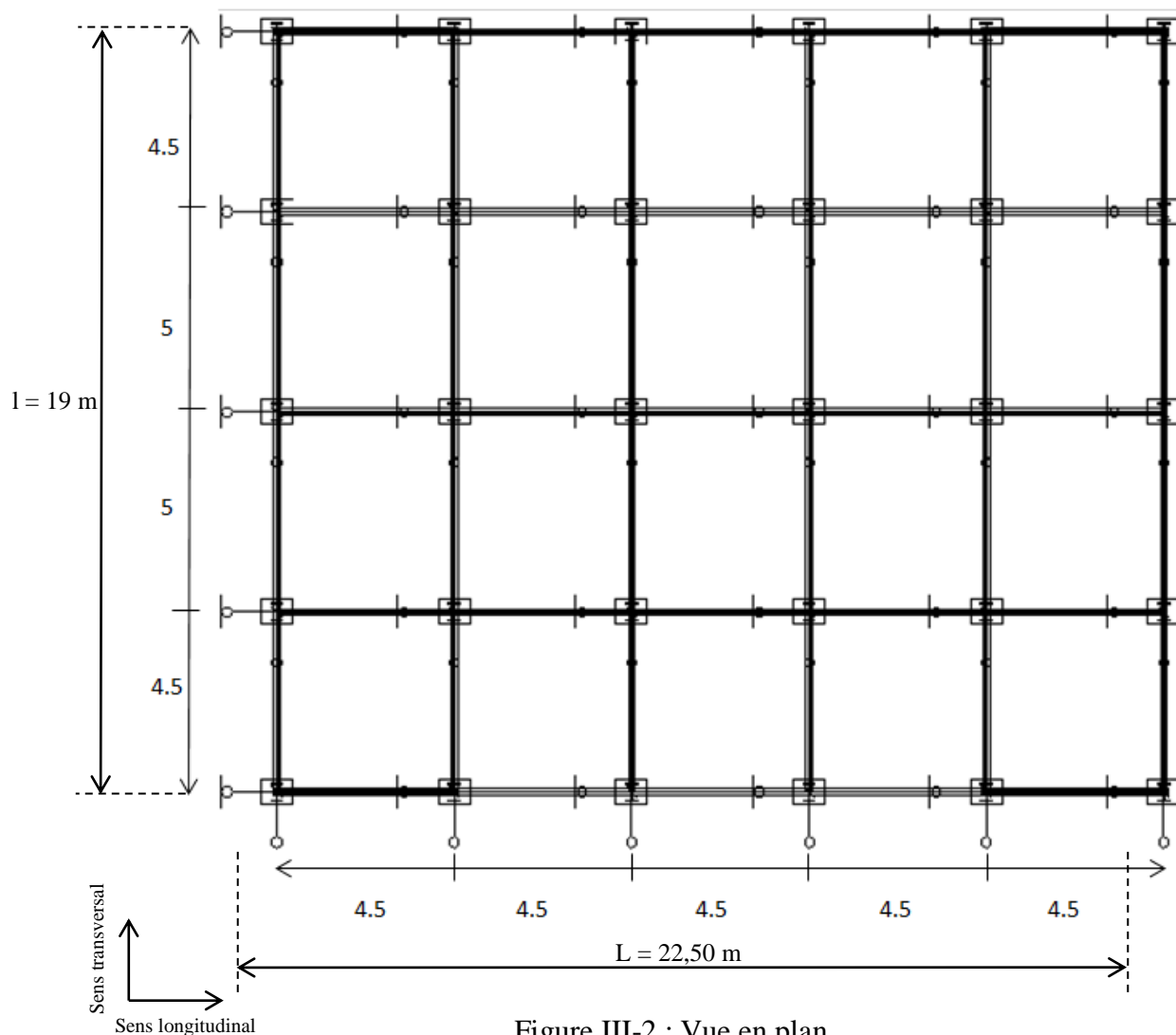


Figure III-1 : Vue en 3D du bâtiment

III-2 Conception structurale

III-2-1 Superstructure horizontale

Le terme de superstructure horizontale désigne les planchers courants (7 planchers) et un plancher terrasse. Ils ont les mêmes dimensions en plan (voire Figure III-2).



a) Plancher courant

Pour notre bâtiment, concernant les planchers courants, nous avons choisi des planchers mixtes à dalle collaborante dont la composition est illustrée sur la figure III-3.

La dalle BA est collaborant : elle participe à l'inertie globale du plancher, ce qui impose qu'elle soit parfaitement liaisonnée avec la structure porteuse.

Pour cela il faut prévoir des connecteurs à l'interface acier-béton, qui solidarissent dalle et poutres entre elles et s'opposent à leur glissement mutuel.

La composition d'un plancher mixte avec dalle collaborant est :

- Les bacs d'aciers sont de type TN40.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde, varie entre 10 et 7cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

Les planchers mixtes à dalle collaborante étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement. Ce sont des planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.

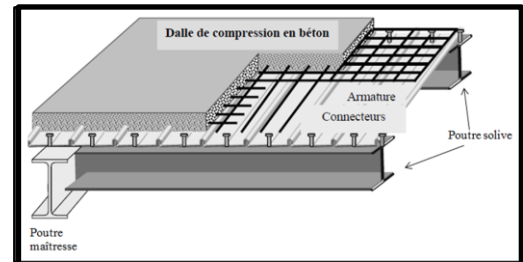


Figure III-3 : Dalle collaborante

b) Plancher terrasse :

Il est identique aux plancher courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon,...).

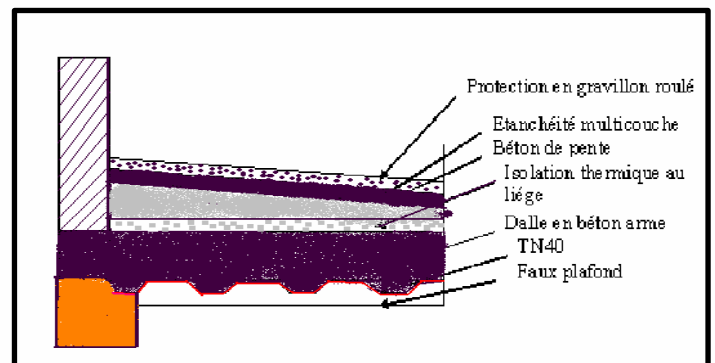


Figure III-4 : Composition d'un plancher terrasse

III-2-2 Superstructure verticale

a- Les systèmes de stabilités

La stabilité d'ensemble est assurée de la manière suivante :

a-1 Dans la direction longitudinale :

La stabilité est assurée par des palées en X aux travées de l'extrémité sur les deux fils de portiques de l'extrémité (la façade principale et le dernier fil de portique) (voir Figure III-4).

Les nœuds sont de type articuler

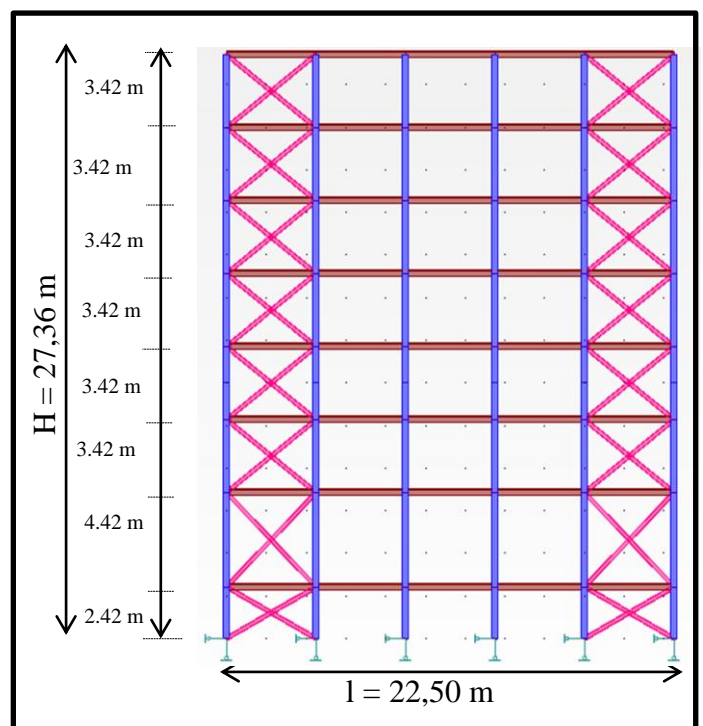


Figure III-4 : Système de stabilité longitudinale

a-2 Dans la direction transversale:

La stabilité est assurée par des portiques autostables sur l'ensemble des travées avec poteaux encastrés en pied (voir Figure III-5).

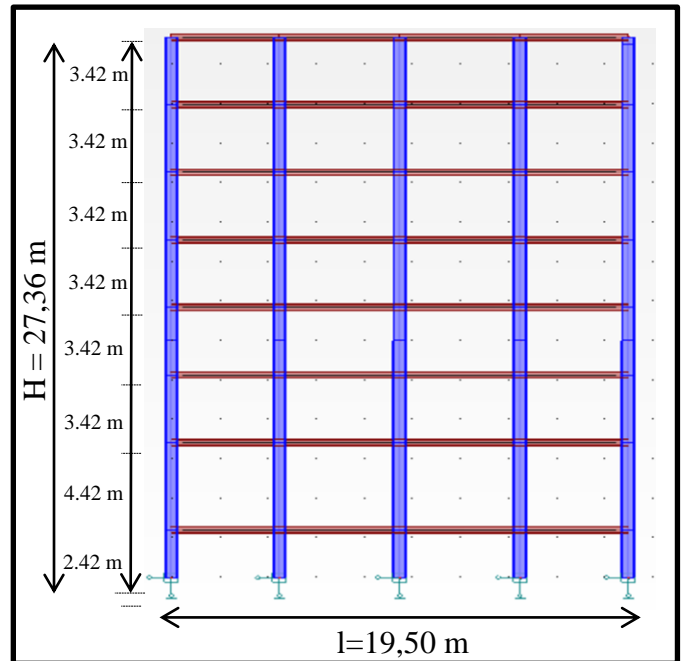


Figure III-5 : Système de stabilité transversal

III-3 Conception parasismique

D'après les règles énoncées dans le RPA, la structure répond à une bonne conception parasismique vu qu'elle présente certaines caractéristiques tel que :

- Régularité en plan et en élévation.
- Les structures en charpente métallique ont souvent une bonne dissipation d'énergie sismique.

III-4 Conception des escaliers

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Ils sont conçus en métal et les marches qui les composent le sont en tôle revêtues avec du béton et du carrelage.

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

III-5 Conception du système de fondation

Les fondations choisies sont du type semelles isolées.

L'un des critères qui nous a menés à choisir ce type de fondation est la légèreté en charpente métallique par rapport à ceux en béton armé.

CHAPITRE IV

EVALUATION DES ACTIONS PERMANENTES ET VARIABLES

IV-1 Introduction

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

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

IV-2 Actions permanentes :

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

IV-2-1 Plancher terrasse (inaccessible)

Plancher terrasse (inaccessible)	Poids (kg/m ²)
Gravillon de protection (ép = 3cm) 0,03*1700	51
Etanchéité multicouche (ép = 2cm) 0,02*600	12
Béton de pente (épmoy = 10cm) 0,1*2200	220
Isolation thermique liège (4cm) 0,04*400	16
TN40 (Tôle d'acier Nervurée)	10
Plancher collaborant (ép= 08cm) + solive	230
Faux plafond en plâtre	10
G_{pt}	549

IV-2-2 Plancher courant

Plancher courant	Poids (kg/m ²)
Cloison de séparation (ép.=10cm)*900	90
Carrelage (ép.=2cm) 0,02*2000	40
Lit de sable (ép. =2cm) 0,02*1700	34
Mortier de pose (ép.=2cm) 0,02*2000	40
Faux plafond en plâtre	10
Plancher collaborant (épmoy= 08cm)+solive	230
TN40 (Tôle d'acier Nervurée)	10
G_{pt}	454

IV-2-3 Plancher dalle pleine(s/sol)

Plancher courant	Poids (kg/m ²)
Carrelage (ép.=2cm) 0,02*2000	40
Lit de sable (ép. =2cm) 0,02*1700	36
Mortier de pose (ép.=2cm) 0,02*2000	40
Plancher dalle pleine (ép.=20cm)	500
Enduit de plâtre (ép.=2cm) 0,02*1000	20
G_{pt}	636

IV-2-4 Maçonnerie

Murs extérieurs à double cloison	Poids (kg/m ²)
Brique(e=10cm) +brique (e=10cm) ; P=900kg/m ²	180
Revêtement extérieur(e=1cm ; P=1800kg/m ²)	18
Revêtement intérieur (e=1cm ; P=1000 kg/m ²)	10
G_{pt}	208

Mur intérieur	Poids (kg/m ²)
Brique (e=10cm) 0,1*900	90
Revêtement intérieur (e=1cm) 0,01*1000	10
G_{pt}	100

IV-2-5 Acrotère

- Surface

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.7) = 0.069 \text{ m}^2$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0.069 \times 2500) = 172 \text{ Kg/m}^2$$

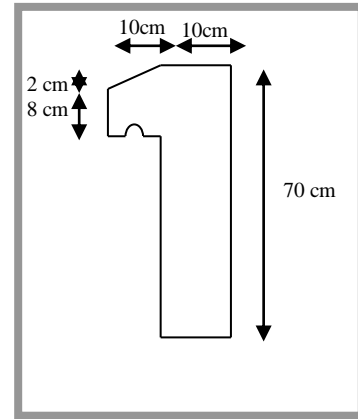


Figure IV-1 : Acrotère

Acrotère	Poids (kg/m ²)
Enduit ciment sur les deux faces	36
Acrotère(e=10cm), (suite de cloisons)	197.5
Gpt	233.5

IV-3 Actions d'exploitations

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

-Les charges d'exploitations qu'on ait besoin dans notre projet sont montrées dans le tableau suivant :

Plancher terrasse inaccessible	100 kg/m ²
Plancher courant	250 kg/m ²
Plancher niveau technique	500 kg/m ²
Escalier	250 kg/m ²

IV-4 Les actions climatiques

IV-4-1 Introduction

Les actions climatiques sont l'ensemble des charges agissant sur la structure dont l'origine est liée au climat comme :

- La neige
- Le vent
- La variation de la température

Les actions climatiques sont données dans le DTR –**RNV99**- et sont classées dans deux groupes d'actions verticales (comme la neige) et horizontales (comme le vent).

IV-4-2 Effet de la neige

L'accumulation de la neige sur la terrasse produite une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement **RNVA99** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000 mètres** qui est le cas de notre structure.

a- La charge du neige 'S'

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = S_k \cdot \mu \quad [\text{KN/m}^2]$$

Tel que :

μ : Coefficient de forme de la toiture.

S_k : (en **KN/m²**) la charge de la neige sur le sol.

b- Calcul de S_k

La charge de la neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du site.

Notre site est classé en **zone B** selon la classification de RNVA99, donc S_k est donné

par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

H : L'altitude du site par rapport au niveau de la mer.

Donc : $S_k = 0,14 \text{ KN/m}^2$

Détermination de μ

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha=0^\circ$ et selon le tableau 6.4 (Coefficient de forme), on a : $0 \leq \alpha \leq 30^\circ \dots \dots \dots \mu = 0,8$

D'où: $S = 0,8 \times 0,140 = 0,112 \text{ KN/m}^2$

$$S = 11,2 \text{ kg/m}^2$$

IV-4-3 L'effet de vent

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

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, produisant ainsi un mouvement de masse d'air appelé « VENT » qui est par ailleurs conditionnée également par le relief terrestre.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendant de :

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

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

IV-4-3-1 Base de calcul :

1- Principe : Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent. (Voir la figure IV-2).

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

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

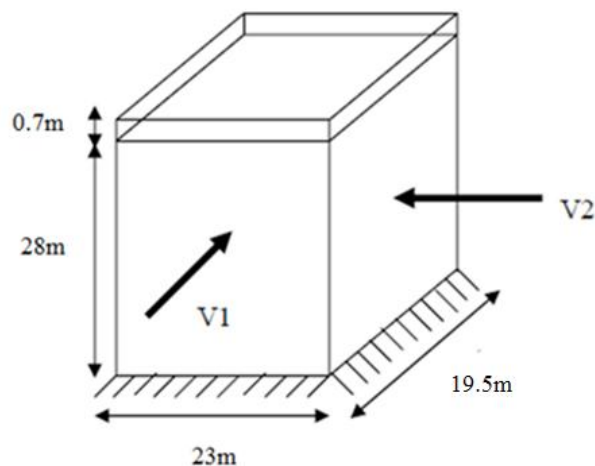


Figure IV-2 : Directions du vent

2- La force résultante :

L'effet du vent sera évalué par le calcul de la force **résultante R** qui se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale **F_w** qui correspond à la résultante des forces horizontales agissantes sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.
- Une autre force de soulèvement **F_u** qui représente la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante est donnée par la formule :

$$R = \sum(q_j \times s_j) + \sum F_{trj} \quad (\text{daN})$$

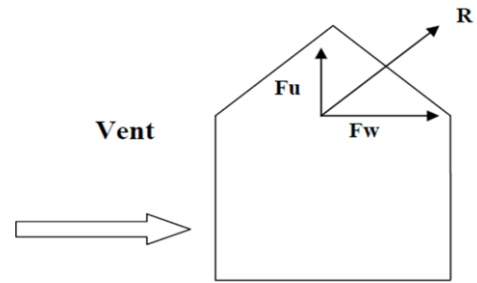


Figure IV-3

Avec :

- q_j : (daN/m²) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.
- S_j : (m²) est l'aire de l'élément de surface j.
- F_{trj} : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles.

3- Application de R N V 99

Notre construction est classée en **Catégorie I** (bâtiment à **usage administratif**)

Le calcul doit être passé par les étapes suivantes :

a. Données relatives au site :

- **Site plat** : coefficient de topographie **CT = 1**(Ch2 paragraphe 4.3.3 tableau 2.5)
- Zone de vent : **Zone I** (Annexe I)
- **Q_{réf} = 375 N/m²** (Ch2 paragraphe 3.2 tableau 2.3)
- Terrain de **catégorie IV**(Ch2 paragraphe 4.1 tableau 2.4)
 - **KT = 0,24** (facteur de terrain)
 - **Z₀ = 1m** (paramètre de rugosité)
 - **Z_{min} = 16 m** (hauteur minimale)
 - **ε = 0,46**

b- Détermination du coefficient dynamique Cd :

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

La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque de la figure 3.2 (**P51 du RNV99**) pour la détermination du coefficient C_d pour chaque direction on faisant les interpolations nécessaire :

- **Direction V1** : la lecture donnera pour : **h=28 m** et **b=23m.... Cd=0.95**
- **Direction V2** : la lecture donnera pour : **h=28 m** et **b=12m.... Cd=0.96**

Pour les deux directions **Cd < 1.2**, donc la structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

c- Calcul des pressions :

c-1 Détermination de la pression du vent $\langle q_j \rangle$:

Notre structure est de **catégorie I**, donc la pression due au vent sera calculée par la formule :

$$q_j = c_d \times W(Z_j)$$

- $W(Z_j)$: est la pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (c_{pe} - c_{pi})$$

- q_{dyn} : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

- C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure.

- C_{pi} : est le coefficient de pression intérieure.

c-2 Détermination de la pression dynamique $\langle q_{dyn} \rangle$:

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

Les caractéristiques de la structure sont :

- $h = 28\text{m} > 10\text{m}$
- structure avec 'n' planchers intermédiaires \longrightarrow n élément de surface de hauteur h_j

Pour le calcul de la pression dynamique on distingue deux types de structure permanente et temporelle.

Tel que : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Structure permanente : } q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) \dots (\text{Ch2 paragraphe 3.2}) \\ \text{Structure temporelle : } q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) \end{array} \right.$

- q_{ref} : pression dynamique de référence pour construction permanente ($T > 5\text{ans}$)
qui est le cas de notre projet.
- q_{ref} : pression dynamique de référence pour construction temporelle ($T < 5\text{ans}$)

Et avec :

- C_e : coefficient d'exposition au vent.
- Z_j : distance vertical partir du sol au centre de l'élément j verticalement.

c-2-1 Calcul du coefficient d'exposition C_e

Donnée par la formule suivante (Ch2 paragraphe 3.3.2) :

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

Avec:

- K_T : Facteur de terrain ($K_T = 0,24$)
- C_r : coefficient de rugosité par la loi logarithmique suivante (Ch2 paragraphe 4.2):

$$\left[\begin{array}{l} C_r(z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right) \text{ pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right) \text{ pour } z < z_{\min} \end{array} \right.$$

Z_{\min} : Hauteur minimale ($Z_{\min} = 16 \text{ m}$)

Z_0 : Paramètre de rugosité ($Z_0 = 1 \text{ m}$)

Z : Hauteur considérée ($Z = 28 \text{ m}$)

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	h(m)	Z(j)	Cr	Ce	q _{ref}	q _{dyn} (daN/m ²)
RDC	6.84	3.42	0.2951	0.5829	37.5	21.8581
1	3.42	8.55	0.515	1.1305	37.5	42.3933
2	3.42	11.97	0.5958	1.3559	37.5	50.8446
3	3.42	15.39	0.6561	1.5327	37.5	57.476
4	3.42	18.81	0.7043	1.6791	37.5	62.9669
5	3.42	22.23	0.7443	1.8046	37.5	67.6707
6	3.42	25.65	0.7787	1.9146	37.5	71.796

Tableau IV-1 : Pression dynamique

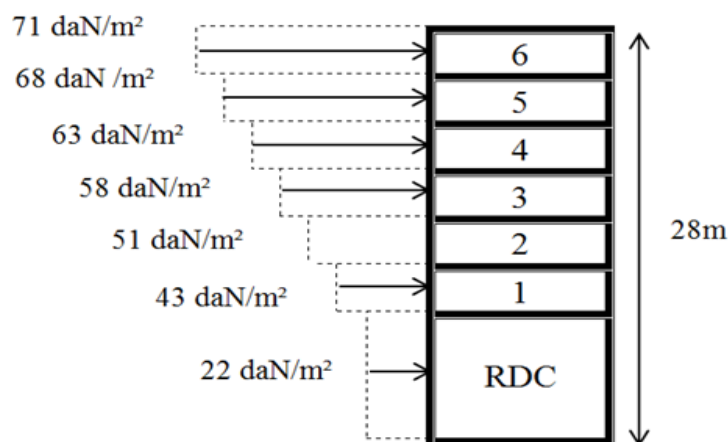


Figure IV-3-2 : Répartition de la pression du vent

VI-4-3-1 Direction du vent V1

1- Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

a- Parois verticale

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on se réfère au (ch5 paragraphe 1.1.2) :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) & 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Où S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Pour les parois verticales il convient de diviser les parois comme l'indique la figure IV-3-3

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ($b=23\text{m}$)

d : la dimension parallèle à la direction du vent V1 ($d=19.5\text{m}$)

$e = \min [b ; 2h] = \min [23 ; 56]$ d'où $e = 23 \text{ m}$

d < e : la paroi est divisée en 2 zones de pression A' et B' qui sont illustrées sur la figure suivante:

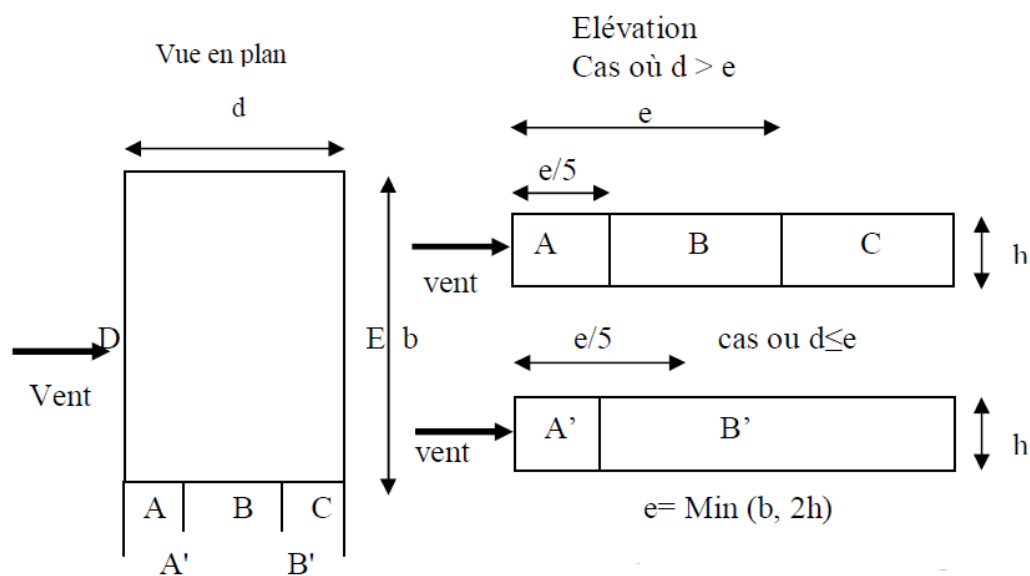


Figure IV-3-3 : Légende pour les parois verticales

-la surface de la paroi considérée $S = 23 \times 28 = 644 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$. Selon la formule précédente le

$C_{pe} = C_{pe, 10}$ donc on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1	-0.8	0.8	-0.3

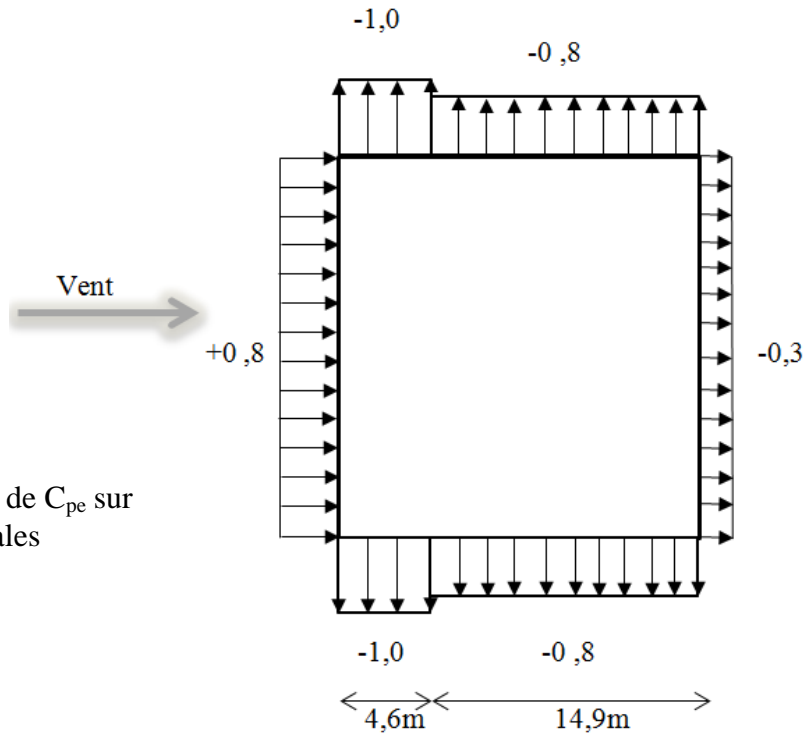


Figure IV-3-4 : Valeurs de C_{pe} sur les parois verticales

b- Toiture

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.7m$

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° .

Selon (chap5 paragraphe 1.1.5) les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure (3.4) au-dessous.

$e = \min [23; 56] = 23m$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent ($b=23m$)

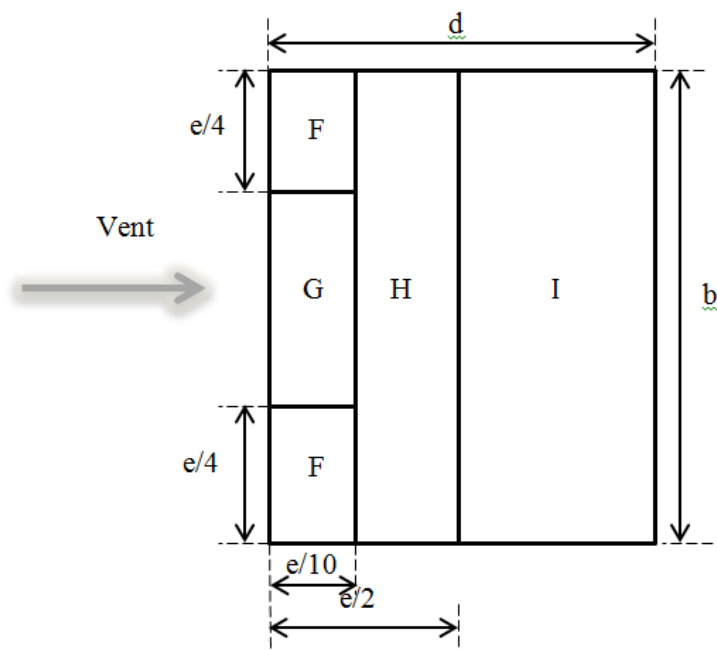


Figure IV-3-5 : Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (ch5;5.2) on a :

$h_p/h = 0,7/28 = 0,025$

On tire directement les valeurs représenté dans le tableau suivant :

F	G	H	I
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2

Tableau IV-3

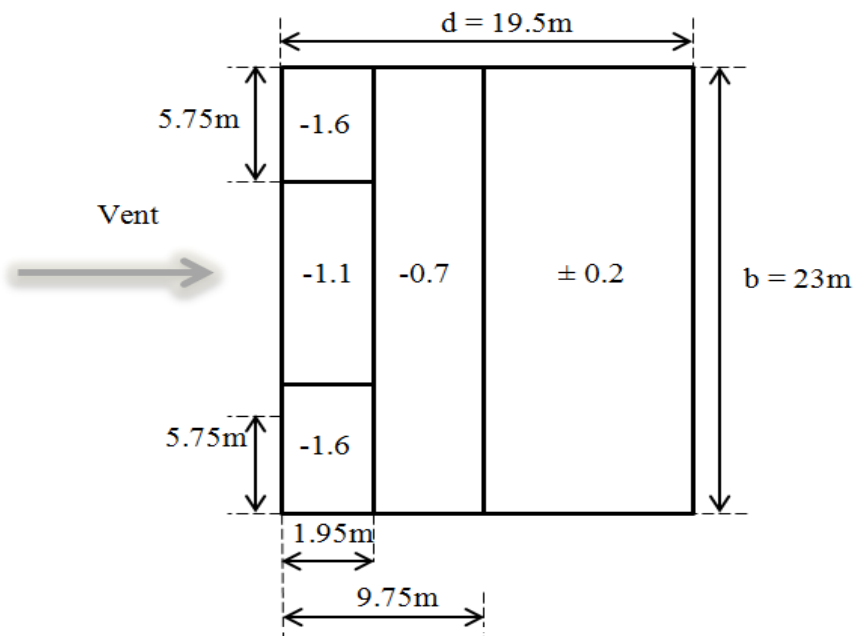


Figure IV-3-5 : Valeurs de Cpe pour la terrasse

2- Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

D'après le paragraphe (2.2.2 ; chap5) on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} :

$C_{pi} = -0,5$ et $C_{pi} = 0,8$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans les tableaux suivants :

➤ **RDC+6.84m**

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi} 1$	$C_{pi} 2$	$q_j 1$	$q_j 2$
A	0.95	21.86	-1.00	-0.50	0.80	-10.38	-37.38
B	0.95	21.86	-0.80	-0.50	0.80	-6.23	-33.22
D	0.95	21.86	0.80	-0.50	0.80	26.99	0.00
E	0.95	21.86	-0.30	-0.50	0.80	4.15	-22.84

➤ **(RDC+1)+3.42m**

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi} 1$	$C_{pi} 2$	$q_j 1$	$q_j 2$
A	0.95	42.39	-1.00	-0.50	0.80	-20.14	-72.49
B	0.95	42.39	-0.80	-0.50	0.80	-12.08	-64.44
D	0.95	42.39	0.80	-0.50	0.80	52.36	0.00
E	0.95	42.39	-0.30	-0.50	0.80	8.05	-44.30

➤ (RDC+2)+3.42m

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	qj 1	qj 2
A	0.95	50.84	-1.00	-0.50	0.80	-24.15	-86.94
B	0.95	50.84	-0.80	-0.50	0.80	-14.49	-77.28
D	0.95	50.84	0.80	-0.50	0.80	62.79	0.00
E	0.95	50.84	-0.30	-0.50	0.80	9.66	-53.13

➤ (RDC+3)+3.42m

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	qj 1	qj 2
A	0.95	57.48	-1.00	-0.50	0.80	-27.30	-98.28
B	0.95	57.48	-0.80	-0.50	0.80	-16.38	-87.36
D	0.95	57.48	0.80	-0.50	0.80	70.98	0.00
E	0.95	57.48	-0.30	-0.50	0.80	10.92	-60.06

➤ (RDC+4)+3.42m

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	qj 1	qj 2
A	0.95	62.97	-1.00	-0.50	0.80	-29.91	-107.67
B	0.95	62.97	-0.80	-0.50	0.80	-17.95	-95.71
D	0.95	62.97	0.80	-0.50	0.80	77.76	0.00
E	0.95	62.97	-0.30	-0.50	0.80	11.96	-65.80

➤ (RDC+5)+3.42m

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	qj 1	qj 2
A	0.95	67.67	-1.00	-0.50	0.80	-32.14	-115.72
B	0.95	67.67	-0.80	-0.50	0.80	-19.29	-102.86
D	0.95	67.67	0.80	-0.50	0.80	83.57	0.00
E	0.95	67.67	-0.30	-0.50	0.80	12.86	-70.72

➤ (RDC+6)+3.42m

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	qj 1	qj 2
A	0.95	71.80	-1.00	-0.50	0.80	-34.10	-122.77
B	0.95	71.80	-0.80	-0.50	0.80	-20.46	-109.13
D	0.95	71.80	0.80	-0.50	0.80	88.67	0.00
E	0.95	71.80	-0.30	-0.50	0.80	13.64	-75.03

➤ Toiture

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	Cpi 2	qj 1	qj 2
F	0.95	71.80	-1.60	-0.50	0.80	-75.03	-163.69
G	0.95	71.80	-1.10	-0.50	0.80	-40.92	-129.59
H	0.95	71.80	-0.70	-0.50	0.80	-13.64	-102.31
I	0.95	71.80	-0.20	-0.50	0.80	20.46	-68.21
	0.95	71.80	0.20	-0.50	0.80	47.74	-40.92

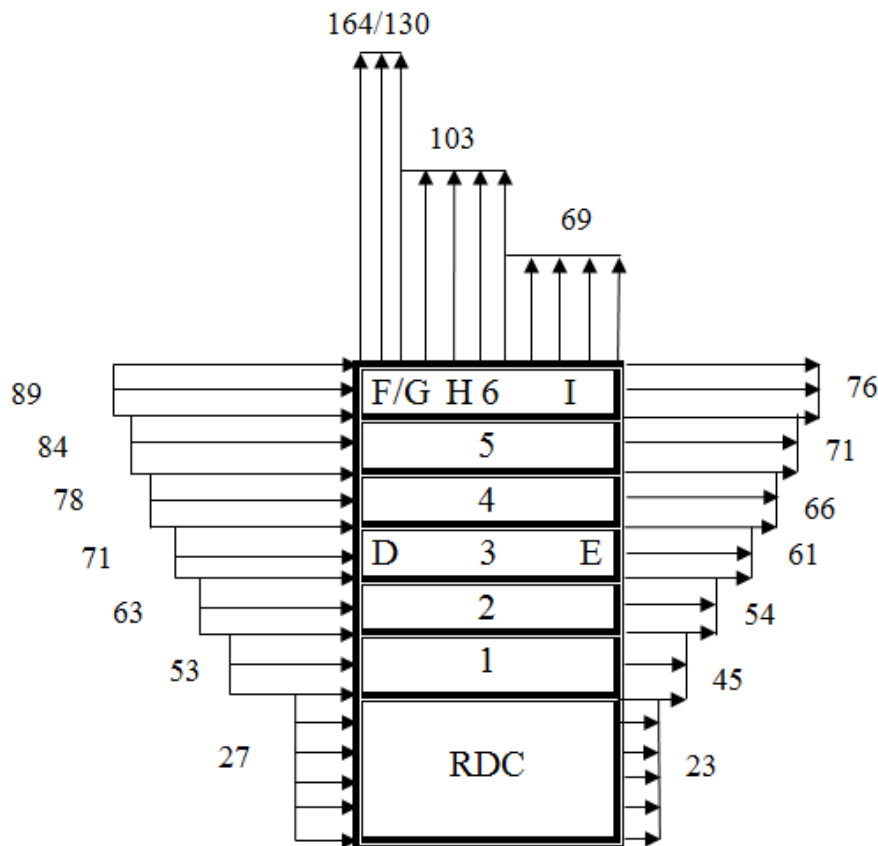


Figure IV : Pression sur les zones D, E, F, G, H et I

e- Calcul des forces de frottement

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles dont le rapport $d / b \geq 3$.

Dans notre cas, cette condition n'est pas vérifiée ($23/19.5 < 3$), alors on peut négliger les effets des forces de frottement.

➤ **Détermination de la force résultante**

Les résultats obtenus sont organisées dans le tableau IV-4 au-dessous :

Direction V1					
Zone	Niveau	S (en m ²)	qj (daN/m ²)	R _x (daN)	R _y (daN)
D	RDC	157.32	26.99	4246.07	0
	1	78.66	52.36	4118.64	0
	2	78.66	62.79	4939.06	0
	3	78.66	70.98	5583.29	0
	4	78.66	77.76	6116.6	0
	5	78.66	83.57	6573.62	0
	6	78.66	88.69	6976.36	0

Zone	Niveau	S (en m ²)	qj (daN/m ²)	R _x (daN)	R _y (daN)
E	RDC	157.32	-22.84	-3593.19	0
	1	78.66	-44.3	-3484.64	0
	2	78.66	-53.13	-4179.21	0
	3	78.66	-60.06	-4724.32	0
	4	78.66	-65.8	-5175.83	0
	5	78.66	-70.72	-5562.84	0
	6	78.66	-75.03	-5901.86	0
F	toiture	19.01	-163.69	-3112.16	-3112.2
G	toiture	19.01	-129.59	-2463.83	-2463.8
H	toiture	152.1	-102.31	-15561.35	-15561
I	toiture	258.38	-68.21	-17623.76	-17624
				∑ R_x (dan)	∑ R_y (dan)
SOMMES				-32829.35	-38761

Niveau	∑ R _x (dan)	∑ R _y (dan)
RDC	652.88	-38761.1
1	634.00	
2	759.86	
3	858.97	
4	940.77	
5	1010.78	
6	1074.50	

Tableau IV-4

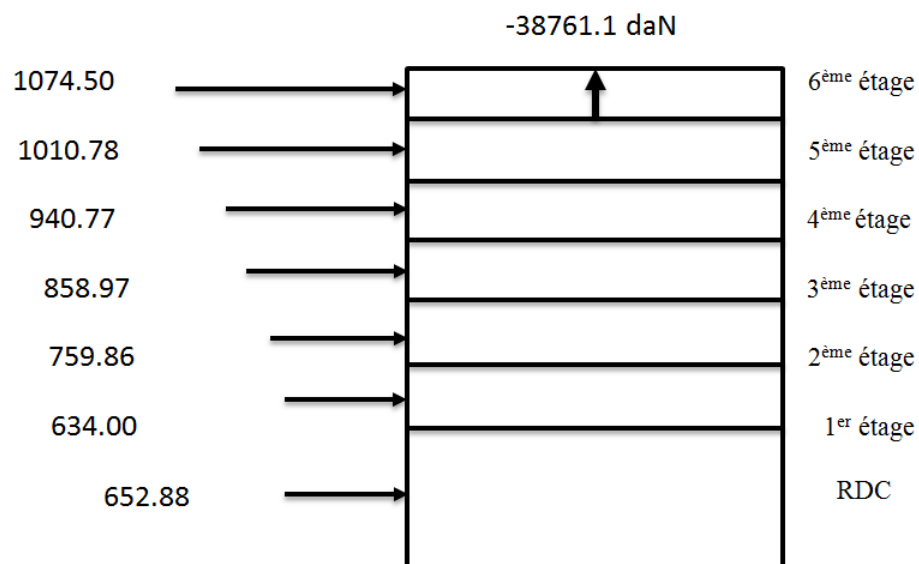


Figure IV-6 : Action d'ensemble en daN

f. Excentricité de la force globale horizontale

Une excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être introduite pour tenir compte de la torsion (voire la figure). L'excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit

$$e = \pm \frac{b}{10} \text{ m}$$

être prise égale à :

Avec b est la dimension à la base du maître couple. (Ch. 2 paragraphe 2.2.2)

Donc : $e = \pm 23 / 10 = 2.3 \text{ m}$

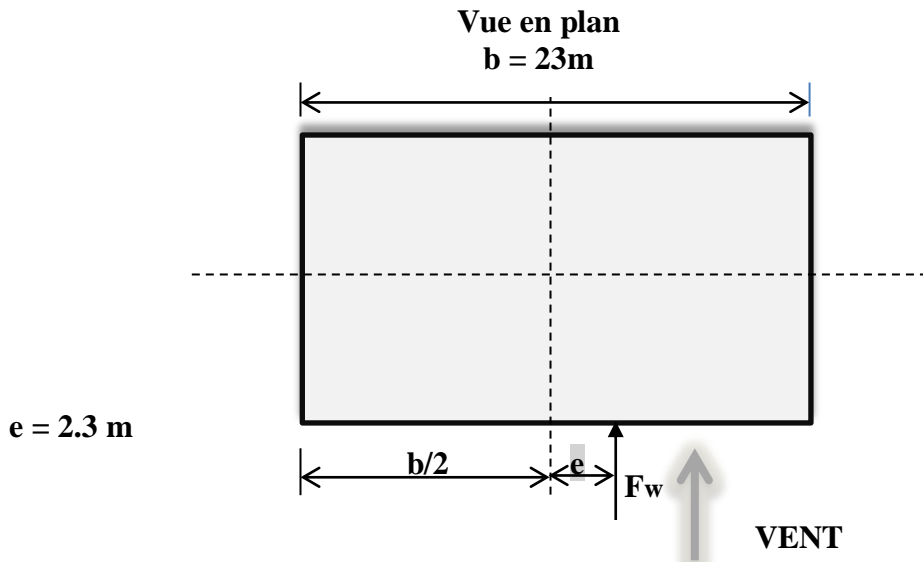


Figure IV-5 : Excentricité de la force globale

IV-4-3-2 Direction du vent V2

1- Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

a-Parois verticale

La surface de la paroi considérée $S = 19.5 \times 28 = 546 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$. Selon la formule du (paragraphe 1.1.2 ; ch5) le $C_{pe} = C_{pe, 10}$.

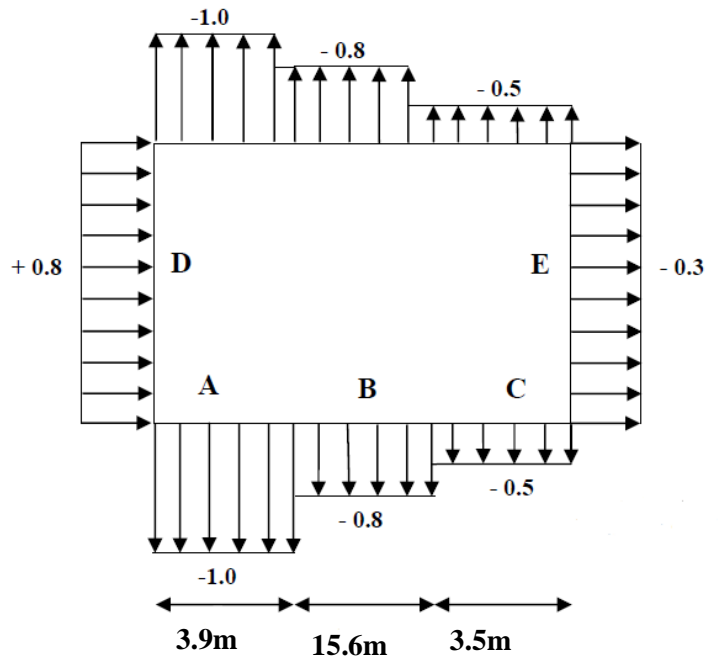
$d > e$: la paroi est divisée en 3 zones de pression A, B et C qui sont illustrées sur la figure ((3,3)) précédente.

Les valeurs du c_{pe} sont les suivantes :

A	B	C	D	E
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

$e = \min [b ; 2h] = \min [19.5 ; 56] \text{ d'où } e = 19.5 \text{ m}$

Figure IV-3-6 : Valeurs de C_{pe} sur les parois verticales



b- Toiture

$e = \min [19.5; 56]=19.5m$

$b = 19.5m$; les valeurs du C_{pe} sont les mêmes du Tableau **IV-3** au-dessus

On obtient la figure suivante :

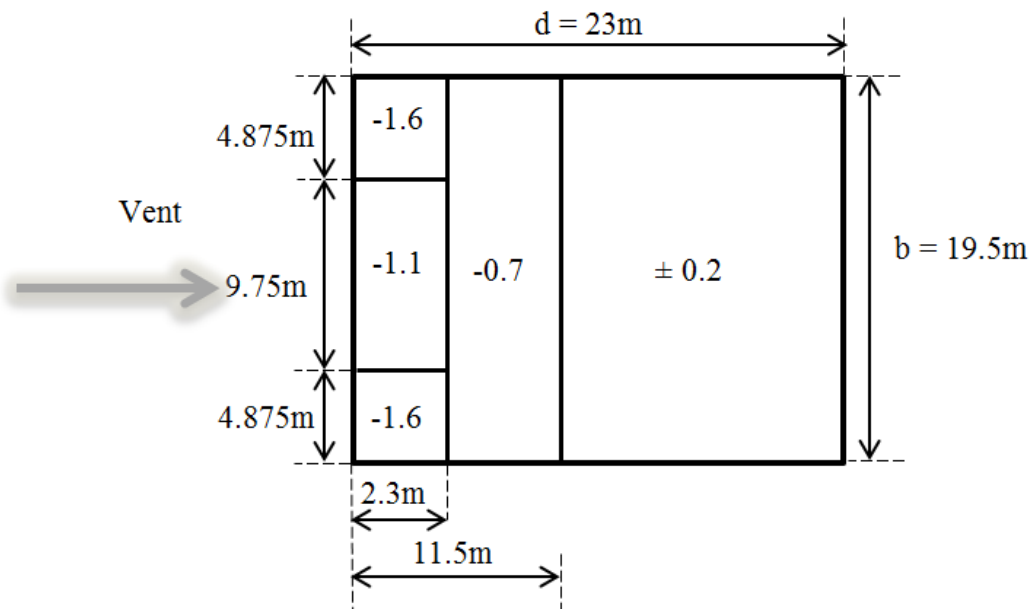


Figure IV-3-7 : Valeurs de C_{pe} pour la terrasse

2- Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

D'après le paragraphe (2.2.2 ; chap5) on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} :

$C_{pi} = -0,5$ et $C_{pi} = 0,8$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans les tableaux suivants :

➤ **RDC+6.84m**

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	qj 1	qj 2
A	0.96	21.86	-1	-0.5	-10.49	-37.77
B	0.96	21.86	-0.8	-0.5	-6.3	-33.57
D	0.96	21.86	0.8	-0.5	27.28	0
E	0.96	21.86	-0.3	-0.5	4.2	-23.08

➤ **(RDC+1) +3.42m**

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	qj 1	qj 2
A	0.96	42.39	-1	-0.5	-20.35	-73.26
B	0.96	42.39	-0.8	-0.5	-12.21	-65.12
D	0.96	42.39	0.8	-0.5	52.91	0
E	0.96	42.39	-0.3	-0.5	8.14	-44.77

➤ **(RDC+2) +3.42m**

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	qj 1	qj 2
A	0.96	50.84	-1	-0.5	-24.41	-87.86
B	0.96	50.84	-0.8	-0.5	-14.64	-78.1
D	0.96	50.84	0.8	-0.5	63.45	0
E	0.96	50.84	-0.3	-0.5	9.76	-53.69

➤ **(RDC+3) +3.42m**

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	qj 1	qj 2
A	0.96	57.48	-1	-0.5	-27.59	-99.32
B	0.96	57.48	-0.8	-0.5	-16.55	-88.28
D	0.96	57.48	0.8	-0.5	71.73	0
E	0.96	57.48	-0.3	-0.5	11.04	-60.69

➤ **(RDC+4) +3.42m**

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	qj 1	qj 2
A	0.96	62.97	-1	-0.5	-30.22	-108.81
B	0.96	62.97	-0.8	-0.5	-18.13	-96.72
D	0.96	62.97	0.8	-0.5	78.58	0
E	0.96	62.97	-0.3	-0.5	12.09	-66.49

➤ **(RDC+5) +3.42m**

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	qj 1	qj 2
A	0.96	67.67	-1	-0.5	-32.48	-116.94
B	0.96	67.67	-0.8	-0.5	-19.49	-103.94
D	0.96	67.67	0.8	-0.5	84.45	0
E	0.96	67.67	-0.3	-0.5	12.99	-71.46

➤ **(RDC+6) +3.42m**

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	qj 1	qj 2
A	0.96	71.8	-1	-0.5	-34.46	-124.06
B	0.96	71.8	-0.8	-0.5	-20.68	-110.28
D	0.96	71.8	0.8	-0.5	89.6	0
E	0.96	71.8	-0.3	-0.5	13.78	-75.82

➤ **Toiture**

Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi 1	qj 1	qj 2
F	0.96	71.8	-1.6	-0.5	-75.82	-165.42
G	0.96	71.8	-1.1	-0.5	-41.35	-130.96
H	0.96	71.8	-0.7	-0.5	-13.78	-103.39
I	0.96	71.8	-0.2	-0.5	20.68	-68.92
	0.96	71.8	0.2	-0.5	48.25	-41.35

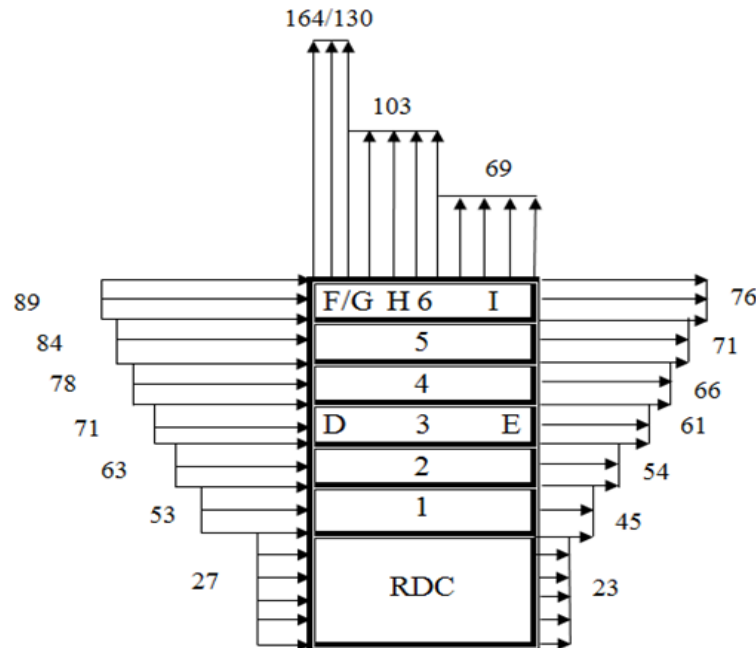


Figure IV : Pression sur les zones D, E, F, G, H et I

➤ **Détermination de la force résultante**

Les résultats obtenus sont organisés dans le tableau IV-4 au-dessous :

Direction V2					
Zone	Niveau	S (m ²)	q _j N/m ²	R _x (daN)	R _y (daN)
D	RDC	157.32	27.27893307	4291.52175	0
	1	78.66	52.90687149	4161.654511	
	2	78.66	63.45402092	4991.293285	
	3	78.66	71.72999461	5642.281376	
	4	78.66	78.58273061	6181.31759	
	5	78.66	84.45308297	6643.079506	
	6	78.66	89.60135166	7048.042322	
E	RDC	157.32	-23.0821741	-3631.287635	0
	1	78.66	-44.7673528	-3521.399971	
	2	78.66	-53.6918639	-4223.402011	
	3	78.66	-60.6946108	-4774.238087	
	4	78.66	-66.4930797	-5230.345653	
	5	78.66	-71.460301	-5621.067274	
	6	78.66	-75.8165283	-5963.728118	

Zone	Niveau	S(m2)	qj N/m2	RX (daN)	RY (daN)
F	toiture	19.0125	-165.41788	0	-3145.00744
G	toiture	19.0125	-130.955822	0	-2489.79756
H	toiture	152.1	-103.386175	0	-15725.0372
I	toiture	258.375	-68.9241167	0	-17808.2686
				∑ RX (daN)	∑Ry (daN)

Niveau	∑ Rx (daN)	∑Ry (daN)
RDC	660.23	-39168.11
1	640.25	
2	767.89	
3	868.04	
4	950.97	
5	1022	
6	1084.3	
SOMMES	5993.721591	-39168.1109

Tableau IV-5

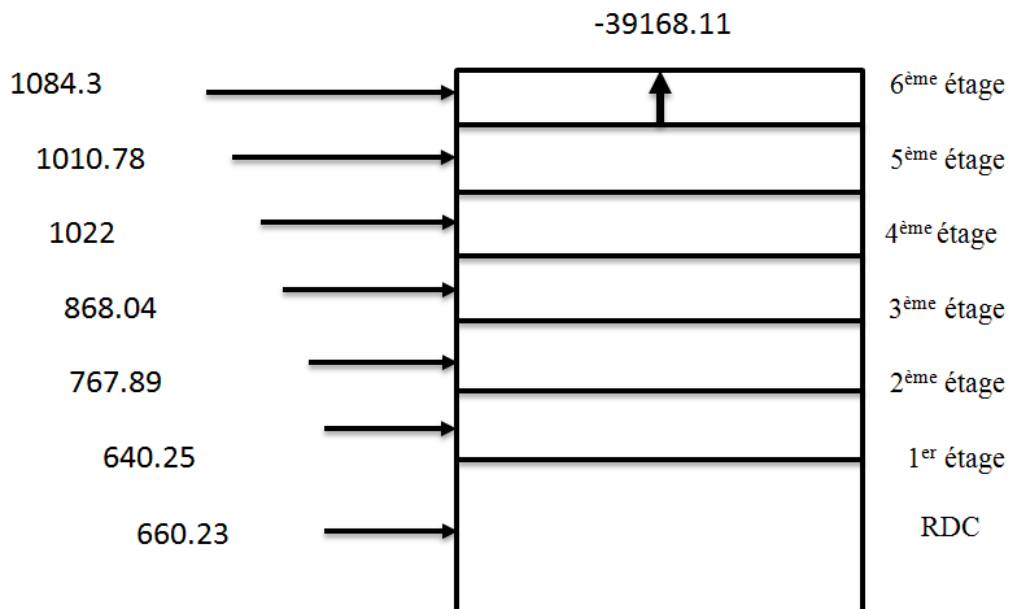


Figure IV-7 : Action d'ensemble en daN

f. Excentricité de la force globale horizontale

L'excentricité "e" de la force globale horizontale F_w (Ch. 2 paragraphe 2.2.2) est :

$$e = \pm 19.5 / 10 = 1.95 \text{ m}$$

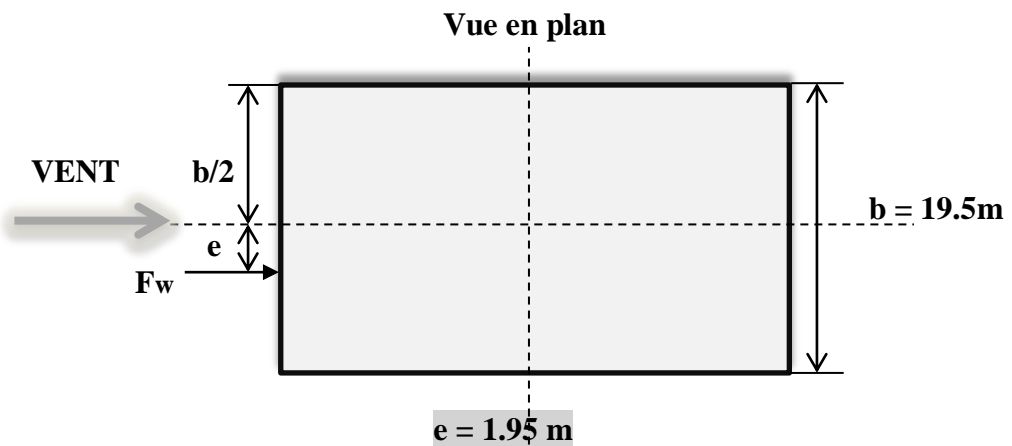


Figure IV-6 : Excentricité de la force globale

Résumé des résultats obtenus :

Niveau	Actions permanentes en (daN/m ²)	Actions d'exploitations en (daN/m ²)
Terrasse	$G_{pt} = 549$	$G_{pt} = 100$
Courant	$Q = 454$	$Q = 250$

Tableau récapitulatif IV-A

Niveau	Effet de vent		Effet de la neige
	Direction V1	Direction V2	
	$\sum R_x$ (daN)	$\sum R_x$ (daN)	
RDC	652.88	660.23	11.2 daN/m ²
1	634	640.25	
2	759.86	767.89	
3	858.97	868.04	
4	940.77	950.97	
5	1010.78	1022	
6	1074.5	1084.3	
	$\sum R_y$ (daN)	$\sum R_y$ (daN)	
	-38761.1	-39168.11	

Tableau récapitulatif III-B

III-4-4 Effet de la variation de la température

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

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

- a- la longueur minimale pour laquelle on doit tenir compte l'effet thermique est de 50 m, et celle de notre cas est de 28m.
- b- notre charpente n'est pas exposée à l'air libre (effet de masque).

CHAPITRE V

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

V-1 Introduction

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

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- La vérification faite selon la condition de résistance.

V-2 Pré-dimensionnement des éléments

V-2-1 Les solives

Les solives Sont des poutrelles en IPE qui travaillent a flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par la règle empirique de pré dimensionnement.

$$0.7 \leq L \leq 1.50$$

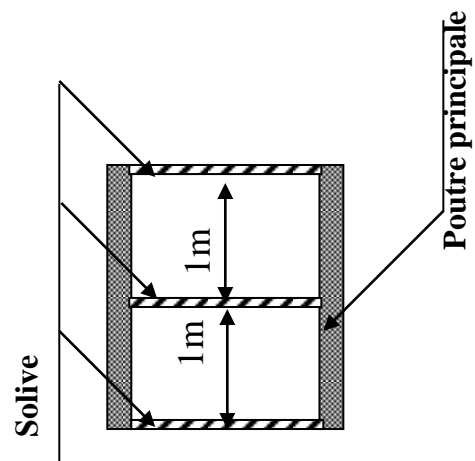
« LES CHARPENTES METALLIQUES » (chapitre2.2) par E.GUSTIN et J.DIEHL

On opte pour une distance de $L=1,40m$

IV-2-1-1 Pré-dimensionnement des solives du plancher terrasse

Longueur des solives..... $L=4,50m$

L'entraxe des solives..... $L=1,00m$



Chargement	Charge linéique sur la solive
Charges permanentes «G» :	
Poids propre du plancher : q ter = 549 kg/m ²	G ter = 549x1 = 549 kg/ml
Surcharges :	
Charge d'exploitation Q=100 kg/m ²	100x1 = 100 kg/ml
charge de neige N0=11,2 kg/m ²	11,2x1 = 11,2 kg/ml
Charge non pondérée : G+Q+N₀	660,2 kg/ml
Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_0)$	889.53 kg/ml

a) Condition de flèche

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

Pour une poutre bi articulée

$$\begin{cases} f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} \\ \bar{f} = \frac{L}{300} \end{cases} \Rightarrow \frac{5qL^4}{384EI} \leq \frac{L}{300} \quad (Q \text{ charge non pondérée})$$

Donc

$$I \geq \frac{5qL^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 6,602 \times 450^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1119.0611 \text{ cm}^4$$

b) Condition de résistance

La solive est sollicité a la flexion simple

$$\delta_c \leq \delta_e \Rightarrow \frac{M_{max}}{W_x} \leq \delta_e \quad \text{Avec } M_{max} = \frac{ql^2}{8} \quad (Q \text{ charge pondérée})$$

$$W_x \geq \frac{ql^2}{8\delta_e} \quad W_x \geq \frac{8,89 \times 450^2}{8 \times 2400} = 93.76 \text{ cm}^3$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$I_x \geq 1119.0611 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad W_x \geq 93.76 \text{ cm}^3 \quad \text{IPE180}$$

DESIGNATION abrégee	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	I _y cm
IPE180	18,8	23,9	180	91	5,3	1317	101	146	22,2	7,42	2,05

C) La vérification des contraintes (flexion-retrait) :

$$S = A + \frac{B}{n} = 77,23 \text{ cm}^2 \quad (n : \text{coeff. d'équivalence} = 15)$$

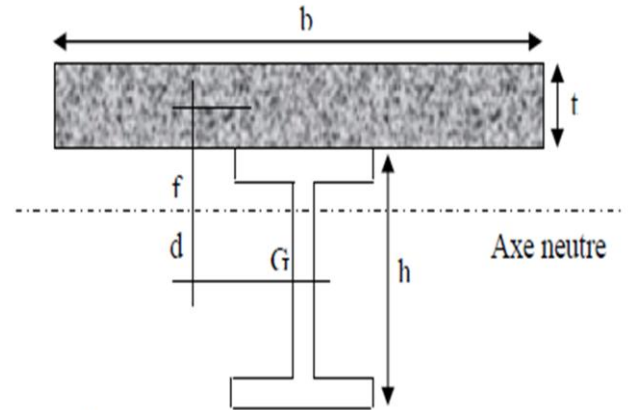
$$d = \frac{bt}{n} \times \frac{t+h}{2S} = 8,97 \text{ cm}$$

$$v = \frac{h}{2} + d = 17,97 \text{ cm}$$

$$v' = \frac{h}{2} + t - d = 8,022 \text{ cm}$$

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2 = 4390,63 \text{ cm}^4$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} \quad M = 225162 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

**Contraintes de flexion :**

$$\sigma_a = \frac{Mv}{I} = 921,91 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = \frac{M}{I} (v'-t) = 1,17 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{M}{nI} (v'-t) = 0,078 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{Mv'}{nI} = 27,42 \text{ daN/cm}^2$$

Effort tranchant

$$T = \frac{ql}{2} = 2005,74 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{T}{h.e} = \frac{2001,44}{180 \times 5,3} = 2,31 < 0,6\delta_e = 14,40 \text{ daN/mm}^2$$

$$\text{Contraintes additionnelles de retrait} \quad \beta = \frac{h+t}{2} = 13 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{I_A}{A\beta} = 4,23 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B.E_a.\varepsilon.\beta.A}{n.I_A.A + B.I_A + B.A.\beta^2} = 21,94$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 13,23 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 21,23 \text{ cm}$$

$$E_a\varepsilon = 2,1 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 420 \text{ daN/cm}^2$$

D'où les valeurs des contraintes

$$\sigma_{a2} = K(h-y_1) = 104,48 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma'_{a2} = Ky_1 = 290,53 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{n} (E_a\varepsilon - Ky_1) = 8,63 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma'_{b2} = \frac{1}{n} (E_a\varepsilon - Ky_2) = -3,07 \text{ daN/cm}^2$$

Les contraintes finales

$$\sigma_a = 921,91 + 104,48 = 1026,39 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 1,17 + 290,53 = 291,70 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_b = 0,078 + 8,63 = 8,70 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 0,06 \cdot f_{c28} = 150 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = 27,42 - 3,07 = 24,35 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 0,06 \cdot f_{c28} = 150 \text{ daN/cm}^2$$

⇒ **Donc les conditions des contraintes sont vérifiées.**

IV-2-1-2 Dimensionnement des solives du plancher courant

Longueur des solives.....L=4,50m

L'entraxe des solivesL=1,00m

Chargement	Charge linéique sur la solive
Charges permanentes «G» :	
Poids propre du plancher : $q_{pc} = 450 \text{ kg/m}^2$	G_{pc} = 454x1 = 454 kg/ml
Surcharge :	
Charge d'exploitation Q=250kg/m ²	250x1 = 250 kg/ml
Charge non pondérée : G+Q	704 kg/ml
Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	980.33 kg/ml

a) Condition de flèche

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

Pour une poutre bi articulée

$$\begin{cases} f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI} \\ \bar{f} = \frac{L}{300} \end{cases} \Rightarrow \frac{5QL^4}{384EI} \leq \frac{L}{300} \quad (\text{q charge non pondérée})$$

$$\text{Donc } I \geq \frac{5QL^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 7,04 \times 450^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1193,30 \text{ cm}^4$$

b) Condition de résistance

La solive est sollicitée à la flexion simple

$$\sigma_c \leq \sigma_e \Rightarrow \frac{M_{\max}}{W_x} \leq \sigma_e \quad \text{Avec } M_{\max} = \frac{ql^2}{8} \quad (\text{q charge pondérée})$$

$$W_x \geq \frac{QL^2}{8\sigma_e} \quad W_x \geq \frac{9,80 \times 450^2}{8 \times 2400} = 103,39 \text{ cm}^3$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$I_x \geq 1193,30 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad W_x \geq 103,39 \text{ cm}^3 \quad \text{IPE180}$$

DESIGN ATION abrégee	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm
IPE180	18,8	23,9	180	91	5,3	1317	101	146	22,2	7,42	2,05

C)-La vérification des contraintes (flexion-retrait) :

$$S = A + \frac{B}{n} = 77,23 \text{ cm}^2$$

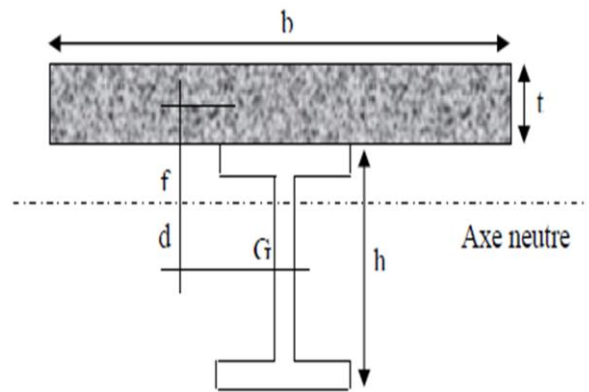
(n : coeff. d'équivalence = 15)

$$d = \frac{bt}{n} \times \frac{t+h}{2S} = 8,97 \text{ cm}$$

$$v = \frac{h}{2} + d = 17,97 \text{ cm} \quad \text{et} \quad v' = \frac{h}{2} + t - d = 8,022 \text{ cm}$$

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2 = 4390,63 \text{ cm}^4$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} \quad \text{d'où :} \quad M = 248146 \text{ daN.cm}$$



Contraintes de flexion :

$$\sigma_a = \frac{Mv}{I} = 1016,014 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma'_a = \frac{M}{I} (v' - t) = 1,29 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{M}{nI} (v' - t) = 0,086 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma'_{b2} = \frac{Mv'}{nI} = 30,22 \text{ daN/cm}^2$$

Effort tranchant

$$T = \frac{ql}{2} = 2205,74 \text{ daN} \quad \tau = \frac{T}{h.e} = \frac{2001,44}{180 \times 5.3} = 2,312 < 0,6\delta_e = 14,40 \text{ daN/mm}^2$$

Contraintes additionnelles de retrait

$$\beta = \frac{h+t}{2} = 13 \text{ cm} \quad \alpha = \frac{I_A}{A\beta} = 4,23 \text{ cm}$$

$$K = \frac{BE_a \beta A}{nI_A A + BI_A + BA\beta^2} = 21,94$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 13,23 \text{ cm} \quad \text{et} \quad y_2 = y_1 + t = 21,23 \text{ cm}$$

$$E_a \varepsilon = 2,1 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 420 \text{ daN/cm}^2$$

D'où les valeurs des contraintes

$$\sigma_{a2} = K(h - y_1) = 104,48 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma'_{a2} = Ky_1 = 290,53 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - Ky_1) = 8,63 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma'_{b2} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - Ky_2) = -3,07 \text{ daN/cm}^2$$

Les contraintes finales

$$\sigma_a = 1016,014 + 104,48 = 1120.50 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 1,29 + 290,53 = 291.82 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_b = 0,086 + 8,63 = 8.71 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 0.06 \cdot f_{c28} = 150 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = 30,22 - 3,07 = 27.15 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 0.06 \cdot f_{c28} = 150 \text{ daN/cm}^2$$

⇒ **Donc les conditions des contraintes sont vérifiées**

IV-2-2 Les poutres

Les poutres sont des éléments qui travaillent essentiellement à la flexion, sous l'action des efforts transmis par les solives .pour être dans un cas montage plus pratique on suppose que les solives soient articulées aux poutres, tant en respectant la condition de flèches ainsi que nous somme limites par la hauteur des sous plafond.

IV-2-2-1 Pré dimensionnement des poutres principales du plancher terrasse

1- Caractéristique des poutres maîtresses

Portée de poutre maîtresse L=5m

Distance entre l'axe des poutres..... Lc= 4,5m

L'inclinaison de plancher..... α=0°

Chargement	Charge linéique sur la solive
Charges permanentes «G» :	
Poids propre du plancher : q ter = 549 kg/m ²	G ter = 549x4,5 = 2470,5 kg/ml
Surcharge :	
Charge d'exploitation Q=100 kg/m ²	100x4,5 = 450 kg/ml
charge de neige N ₀ =11,2 kg/m ²	11,2x4,5 = 50,4 kg/ml
Charge non pondérée : G+Q+N₀	2970,9 kg/ml
Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_0)$	4002,9 kg/ml

a) **Condition de flèche** La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\text{Pour une poutre encastree à chaque extrémité} \quad \begin{cases} f_{max} = \frac{qL^4}{384EI} \\ \bar{f} = \frac{L}{300} \end{cases} \Rightarrow \frac{qL^4}{384EI} \leq \frac{L}{300}$$

(Q charge non pondérée)

Donc $I \geq \frac{qL^3 \times 300}{384E} = \frac{29,709 \times 500^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1381,55 \text{ cm}^4$

b) Condition de résistance

La solive est sollicitée à la flexion simple

$\delta_c \leq \delta_e \implies \frac{M_{\max}}{W_x} \leq \delta_e$ Avec $M_{\max} = \frac{ql^2}{24}$ (q charge pondérée)

$W_x \geq \frac{qL^2}{24\delta_e}$ $W_x \geq \frac{40,02 \times 500^2}{24 \times 2400} = 173,73 \text{ cm}^3$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$I_x \geq 1381,55 \text{ cm}^4$ et $W_x \geq 173,73 \text{ cm}^3$ IPE200

DESIGN ATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm
IPE200	22,4	28,5	200	100	5,6	1943	142	194	28,5	8,26	2,24

c) Vérification de la résistance en flexion

Le moment fléchissant maximal vaut :

$M_f = \frac{qL^2}{24} = 416968,75 \text{ daN.cm}$

Le moment plastification vaut :

$M_p = 2 S \sigma_e$ S : moment statique

$S = be' \left(\frac{h + e'}{2} \right) + e \frac{h^2}{8}$

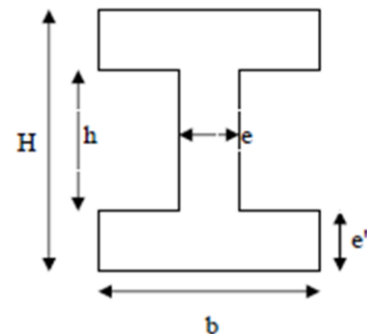
$S = 100 \times 8,5 \left(\frac{200 - 17 + 8,5}{2} \right) + 5,6 \frac{(200 - 17)^2}{8}$

$S = 104829,8 \text{ mm}^3$

$M_p = 2(104829,8)24 = 5031830,4 \text{ daN. mm}$

$M_f = 416968,75 \text{ daN.cm} \leq M_p = 503183,04 \text{ daN.cm}$

acceptable



C/vérification à l'effort tranchant :

L'effort tranchant vaut :

$T = qL/2 = 4002,9 \times 5 = 10007,25 \text{ daN}$

d/La contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \left(\frac{T}{e.H} \right) = \frac{10007,25}{5,6.200} = 8,93 \text{ daN/mm}^2 \leq 0,6\sigma_e = 14 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{acceptable}$$

IV-2-2-2 Pré dimensionnement des poutres principales du plancher courant**1-Caractéristique des poutres maîtresses**

Portée de poutre maîtresse L=5m

Distance entre l'axe des poutres..... Lc= 4,5m

L'inclinaison de plancher..... $\alpha=0^\circ$

Chargement	Charge linéique sur la solive
Charges permanentes «G» :	
Poids propre du plancher : q cor = 450kg/m ²	G cor = 450x4,5 = 2043 kg/ml
Surcharges :	
Charge d'exploitation Q=250kg/m ²	250x4,5 = 250 kg/ml
Charge non pondérée : G+Q	3168 kg/ml
Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	4411,5 kg/ml

a) Condition de flècheLa flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$

Pour une poutre encastree à chaque extrémité

$$\begin{cases} f_{\max} = \frac{QL^4}{384EI} \\ \bar{f} = \frac{L}{300} \end{cases} \Rightarrow \frac{QL^4}{384EI} \leq \frac{L}{300} \quad (Q \text{ charge non pondérée})$$

$$\text{Donc } I \geq \frac{QL^3 \times 300}{384E} = \frac{31,68 \times 500^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1473,21 \text{ cm}^4$$

b) Condition de résistance

La solive est sollicitée à la flexion simple

$$\sigma_c \leq \sigma_e \Rightarrow \frac{M_{\max}}{W_x} \leq \sigma_e \quad \text{Avec } M_{\max} = \frac{ql^2}{24} \quad (Q \text{ pondérée})$$

$$W_x \geq \frac{qL^2}{24\sigma_e} \quad W_x \geq \frac{40,02 \times 500^2}{24 \times 2400} = 191,47 \text{ cm}^3$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$I_x \geq 1473,21 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad W_x \geq 191,47 \text{ cm}^3 \quad \text{IPE200}$$

DESIGN ATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm
IPE200	22,4	28,5	200	100	5,6	1943	142	194	28,5	8,26	2,24

c) Vérification de la résistance en flexion

Le moment fléchissant maximal vaut :

$$M_f = \frac{qL^2}{24} = 459531,25 \text{ daN.cm}$$

Le moment plastification vaut :

$$M_p = 2 S \sigma_e \quad S : \text{moment statique}$$

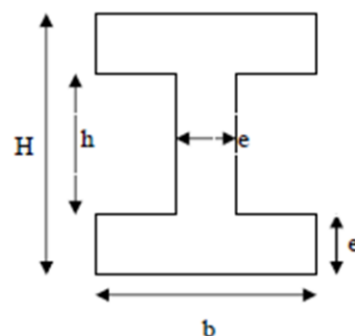
$$S = be' \left(\frac{h + e'}{2} \right) + e \frac{h^2}{8}$$

$$S = 100 \times 8,5 \left(\frac{200 - 17 + 8,5}{2} \right) + 5,6 \frac{(200 - 17)^2}{8}$$

$$S = 104829,8 \text{ mm}^3$$

$$M_p = 2(104829,8)24 = 5031830,4 \text{ daN.mm}$$

$$M_f = 459531,25 \text{ daN.cm} \leq M_p = 503183,04 \text{ daN.cm} \quad \text{acceptable}$$



d/vérification à l'effort tranchant :

L'effort tranchant vaut :

$$T = qL/2 = 4411,5 \times 5 = 11028,75 \text{ daN}$$

e/La contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \left(\frac{T}{e.H} \right) = \frac{11028,75}{5,6.200} = 9,84 \text{ daN/mm}^2 \leq 0,6\sigma_e = 14 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{acceptable}$$

IV-2-3 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent aux fondations tous les efforts extérieurs qui sont appliquée aux bâtiments.

- Efforts verticaux provenant des charges permanentes, de la neige et des surcharges d'exploitation.
- Efforts horizontaux provenant du vent ou du séisme.
- Moments fléchissant résultant des efforts indiqués ci-dessus.

Le type de profilé qui convient le mieux pour les poteaux est le H soit HEA ou bien HEB ces deux derniers présentes une inertie transversales plus grande ainsi que la largeur des ailes qui facilitent l'attache «< poutre-solive >>».

- **Méthode de pré dimensionnement**

On distingue deux types de portique

- les portiques de contreventement.
- les portiques qui supportent que les charges verticales.

Le pré dimensionnement des poteaux de contreventement se fait en flexion composée en prenant en compte des efforts de compression dus aux charges verticales et les efforts horizontaux.

Du moment qu'on n'a pas encore les efforts horizontaux on prend pour les portiques de contreventement dans les deux sens horizontale et verticale.

Pour le deuxième type de portique on procède de la façon suivante :

-On calcule la longueur de flambement de l'élément suivant l'art 5.134 CM66.

-On prend un élancement λ tel que $50 \leq \lambda \leq 80$

-On tire k de l'annexe 13.411

-On cherche la section de l'élément A tel que : $K \cdot \frac{N}{A} \leq \sigma_e$.

-On choisit un profilé.

-On tire son élancement λ' .

-On vérifie $K \cdot \frac{N}{A} \leq \sigma_e$ si non on augmente la section.

On a deux poteaux, poteau un (de 0.00 à 12.00m) et le deuxième (de 12.00m à 27.00m)

IV-2-3-1 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont dimensionnés à la compression : d'après les règles CM 66, art 3,411,

Ils doivent vérifier : $K \cdot \sigma \leq \sigma_e \iff K \cdot \frac{N}{A} \leq \sigma_e$

$$N = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_0)$$

Tel que :

K : coefficient de flambement ;

σ : contrainte pondérée de compression ;

σ_e : contraintes admissible de l'acier ;

G : Charge permanent ;

Q : Charge d'exploitation ;

La surface reprise par le poteau central : $S = 5 \times 4,5 = 22,5 \text{ m}^2$.

La surface reprise par le poteau d'angle : $S = 2,25 \times 2,25 = 5,0625 \text{ m}^2$.

La surface reprise par le poteau rive : $S = 5 \times 2,25 = 11,25 \text{ m}^2$.

Charge permanent de plancher terrasse: $G = 549 \text{ Kg/m}^2$.

Charge permanent de plancher courant : $G = 450 \text{ Kg/m}^2$.

Charge d'acrotère : $G = 126 \text{ Kg/ml}$.

Charge des cloisons extérieures : $G = 208 \text{ Kg/m}^2$

Charge des cloisons intérieures : $G = 126 \text{ Kg/m}^2$

Charge de poutre de chinage et de solive IPE180 : $G = 18,8 \text{ Kg/m}$.

Charge de poutre principale IPE220 : $G = 22,4 \text{ Kg/m}$.

Charge d'exploitation planchée terrasse : $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$.

Charge d'exploitation plancher courant : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

Charge d'exploitation planchée technique : $Q = 500 \text{ Kg/m}^2$

Charge de neige : $N_0 = 11,2 \text{ Kg/m}^2$

Poteau centrale

Calcul des sollicitations au niveau deuxième étage

On calcule la sollicitation à l'ELU

$$\text{Niveaux terrasse : } Q = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(q + N_0) = 25285,43 \text{ kg}$$

$$\text{Niveaux étage courant : } Q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}q = 27328,43 \text{ kg}$$

$$\text{Niveaux étage technique : } Q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}q = 35765,93 \text{ kg}$$

Calcul des sollicitations au niveau deuxième étage

$$N = (25285,43 + 4 \cdot 27328,43) = 134599,16 \text{ kg}$$

La condition $K \cdot \frac{N}{A} \leq \sigma_e$

$$50 \leq \lambda \leq 80 \quad \text{on prend } \lambda = 75$$

Art 13.411 **CM66** nous donne $\lambda = 75$ donc $k = 1,372$ (E24)

$$A \geq 1,372 \cdot (134599,16 / 2400) = 76,94 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA 260

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{342}{6,5} = 52,61 \quad \text{et} \quad \lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{342}{11} = 33,76$$

$$\lambda_{\max} < \lambda_{\text{estimé}} \quad \text{car } 52,61 < 75$$

$$\lambda = 52,61 ; k = 1,173 \text{ donc } K \cdot \frac{N}{A} = 1,173 \cdot \frac{134599,16}{86,8} = 1818,94 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des sollicitations au niveau technique

$$\text{Niveaux étage technique : } Q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} q = 35765,93 \text{ kg}$$

$$N = (25285,43 + 6.27328,43 + 35765,93) = 225021,96 \text{ kg}$$

$$A \geq 1,372 \cdot (225021,96 / 2400) = 128,63 \text{ cm}^2$$

On prend un HEB 280

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \cdot 342}{7,09} = 33,76 \quad \text{et} \quad \lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{0,7 \cdot 342}{12,1} = 19,78$$

$$\lambda_{\max} < \lambda_{\text{estimé}} \quad \text{car } 33,76 < 75$$

$$\lambda = 33,76 ; k = 1,046 \text{ donc } K \cdot \frac{N}{A} = 1,046 \cdot \frac{225021,96}{131,4} = 1791,27 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Niveau	position de poteau	N (daN)	A (cm ²)	Profilé choisi
2ème	Poteau central	134599,16	76,94	HEA260
	Poteau de rive	78919,13	45,11	HEA200
	Poteau d'angle	39627,27	22,65	HEA120
RDC	Poteau central	225021,96	128,63	HEB280
	Poteau de rive	133097,89	76,08	HEB200
	Poteau d'angle	67150,95	38,38	HEB140

Pour assurer le contreventement et la stabilité de notre ouvrage on prendra tous les poteaux du niveau technique, RDC et 1er étage «**HEB280**» et les autres étages «**HEA260**».

IV-2-4 Dimensionnement des escaliers

La cage d'escalier est située à 4.5m du rentré principale comme indiqué sur la figure V-1.

Les escaliers sont constitués en charpente métallique, il se décompose en de deux volées (voire figure V-2) ; chaque volée est composée de deux limons des poutres laminées en UAP sur lesquelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières, sur la tôle on met un recouvrement de carrelage qui s'appuie sur une couche de mortier.

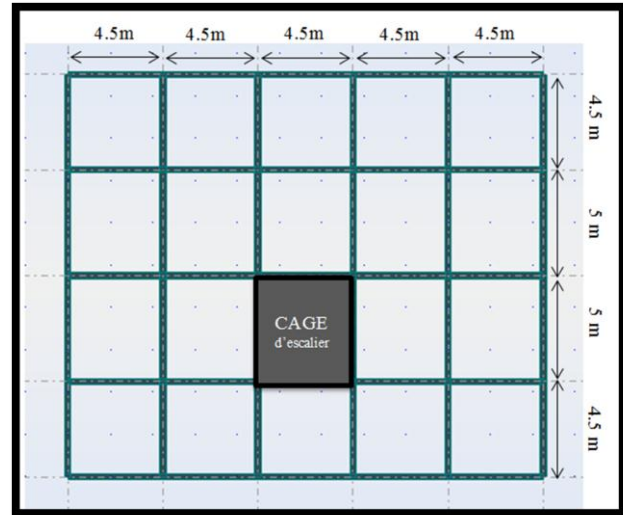


Figure V-1

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

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

Avec :

- $14\text{cm} < h \leq 20\text{cm}$
- $22\text{cm} < g \leq 30\text{cm}$

he : Hauteur d'étage est de 3,42 m

Pour le Giron on prend : $g = 30\text{cm}$

On a: $59\text{cm} \leq (30 + 2h) \leq 66\text{cm}$

$$14,5\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Pour $h = 17\text{cm}$ on a **10 marches** par volée

- **La longueur de la ligne de foulée sera :**

$$L = g (n-1) = 30(10-1) = 2.70 \text{ m}$$

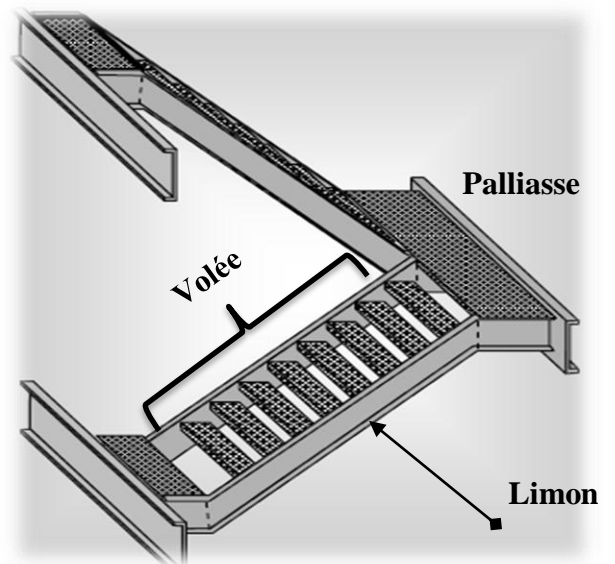


Figure V-2

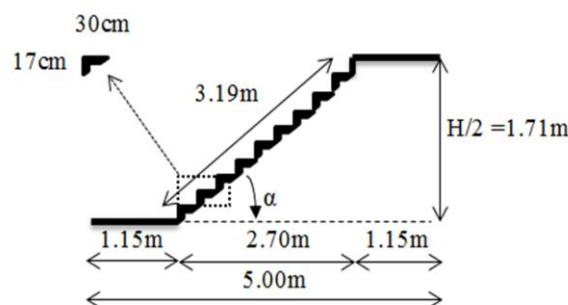


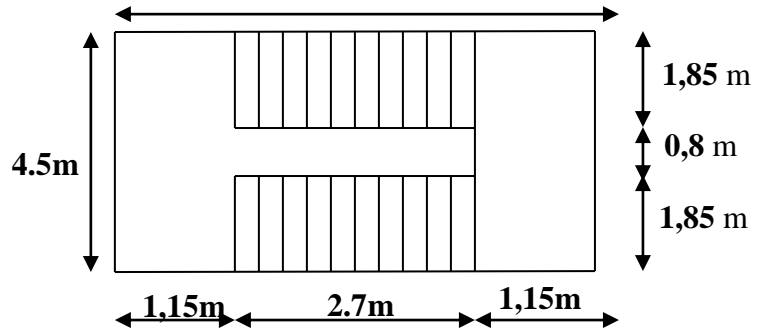
Figure V-3

L'inclinaison de la paille :

$$\text{tg} \alpha = \frac{1.71}{2.70} = 0.633 \Rightarrow \alpha = 32,34^\circ$$

La longueur de la paille :

$$L = \frac{2.70}{\cos \alpha} = 3.195m$$



Les charges appliquées

Volée :

Tôle striée	45 daN /m ²	} G=125 kg/m²
Carrelage	40 daN /m ²	
Mortier de pose	40 daN /m ²	

Palier :

TN40	10 daN/ m ²	} G = 286 kg/ m²
Dalle en béton (épaisseur = 8cm).....	200 daN/ m ²	
Mortier de repos (épaisseur = 2cm)	36 daN/ m ²	
Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm).....	40 daN/ m ²	

Les charges d'exploitations q=250 kg/m²

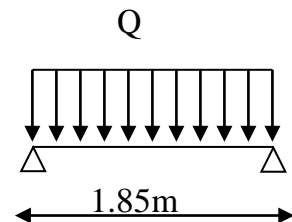
➤ **IV-4 Pré dimensionnement des éléments porteur**

a) Cornière de marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

$$Q = (G+q) g ; g = 30\text{cm} = 0,3\text{m}$$

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



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

$$f_{\text{max}} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times L^4 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 1,125 \times (185)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 13.24\text{cm}^4$$

On adopte pour une **cornière à ailes égales**

$$L \text{ 50x50x7 } \left\{ \begin{array}{l} I_x=14.06\text{cm}^4 \\ P=5.13 \text{ kg/m} \end{array} \right.$$

Vérification : $\sigma_f \leq \sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2$

$$p = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} Q = \frac{4}{3} (125 \times 0,3 + 5.13) + \frac{3}{2} (250 \times 0,3) = 169.34\text{kg / ml}$$

$$\text{Alors : } \sigma_f = \frac{M_{\text{max}}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x}$$

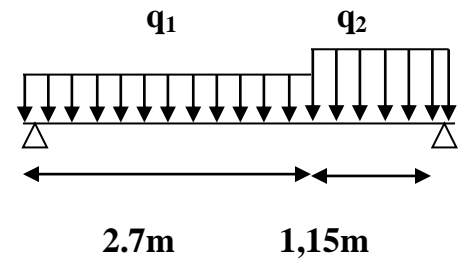
$$\sigma_f = \frac{1,6934(185)^2}{8,4,15} = 1745,85 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

✓ La condition est vérifiée

b) Limon UAP (poutre)

On a :

$$\begin{cases} q_1 = \frac{1,85}{2} (125 + 250) = 346,875 \text{ kg/ml} \\ q_2 = \frac{1,85}{2} (286 + 250) = 495,8 \text{ kg/ml} \end{cases}$$



On vérifie selon le critère de déformation (la flèche) :

$L=385\text{cm}$

$p=495,8\text{kg/ml}$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} \leq \frac{L}{300}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times L^3 \times 300}{384 \times E} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 4,958 \times (385)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 526,29 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon le profilé **UAP 150** ($I_x=797\text{cm}^4$)

Vérification :

$$q_1 = \frac{1,85}{2} \left(\frac{4}{3} 125 + \frac{3}{2} 250 \right) = 501,04 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,85}{2} \left(\frac{4}{3} 286 + \frac{3}{2} 250 \right) = 699,6 \text{ kg/ml}$$

La charge équivalente : $q_{\text{équivalente}} = (q_1 L_1 + q_2 L_2) / (L_1 + L_2)$

Avec : $L_1=270\text{cm}$ et $L_2=115\text{cm}$ **$q_{\text{équivalente}} = 560,35 \text{ kg/ml}$**

La condition de résistance : $\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x} = \frac{5,6035(385)^2}{8,86,4} = 1201,64 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

✓ La condition est vérifiée.

CHAPITRE VI

ETUDE DES PLANCHERS

Introduction

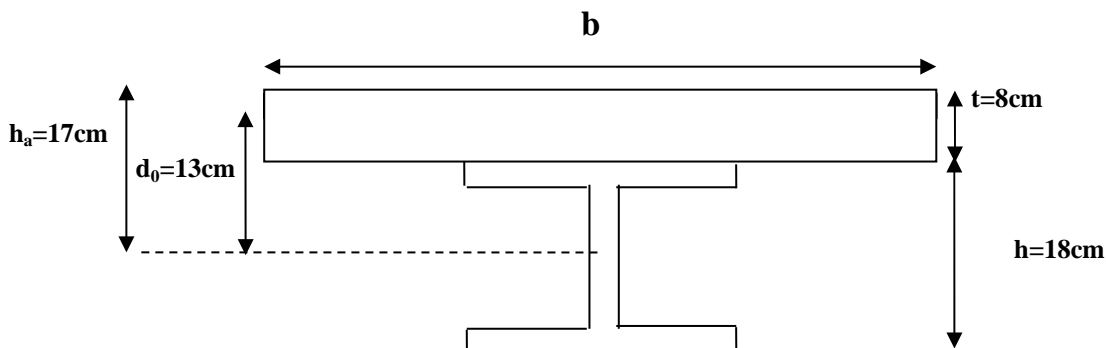
Les planchers sont des aires horizontales destinées à séparer les étages d'une construction. Il y a divers types de planchers, parmi lesquelles on se base sur un plancher mixte (acier/béton) dit collaborant qui est le plus répandu dans les constructions métalliques.

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- phase de construction
- phase finale

VI-1 Etude d'un plancher mixte à dalle collaborant

VI-1-1 Largeur de la dalle collaborant



Tel que:

- h : hauteur de la poutre métallique.
- t : épaisseur de béton.
- d_0 : distance entre le centre de gravité du béton et celui de l'acier.
- h_a : distance entre la fibre supérieure du béton et le centre de gravité de l'acier.
- A : l'aire de la section de l'acier.
- B_0 : l'aire de la section homogène.
- I_a : inertie de l'acier.
- I_b : inertie du béton.
- I : inertie de la section homogène.
- x : distance entre la fibre supérieure de béton et l'axe neutre de la section rendue homogène.
- s' : moment statique par rapport à l'axe neutre de la partie de section homogène située d'un côté de la ligne de contact acier-béton.

Contraintes admissibles des matériaux:

Acier : $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau = 0,6 \cdot \sigma_e$$

Béton : $\sigma_b = 135 \text{ kg/cm}^2$

Coefficient d'équivalence: $n=15$

Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$

1-2 Etapes de calcul

Les différentes étapes de calcul des plancher sont :

1^{ère} phase :

- Poutrelle seule

2^{ème} phase :

- Poutrelle collaborant

a) détermination de la largeur de la dalle associée aux solives.**b) calcul des solives.**

b.1 - détermination des contraintes de flexion.

b.2 - vérification à l'effort tranchant.

b.3 - vérification de la flèche.

b.4 - contraintes additionnelles de retrait.

b.5 - contraintes finales.

b.6 - diagramme des contraintes.

c)- calcul des poutres maîtresses.

c 1- charge linéique totale.

c 2- condition de flèche.

c 3- vérification de la résistance en flexion.

c 4- vérification à l'effort tranchant.

1^{ère} phase :

- Poutrelle seule :

Charges permanentes :

$$P = \text{poids du béton frais} + \text{poids propre de la solive} = 200 + 18,8 = 218,8 \text{ kg/m}^2.$$

$$M_0 = pl^2/8 = 218,8 \times (4,5)^2/8 = 553,84 \text{ kg.m}$$

$$T_0 = pl/2 = 218,8 \times 4,5 / 2 = 492,3 \text{ kg.}$$

Contraintes: $v_a = v'a = ha/2 = 9 \text{ cm.}$

$$\sigma_{a0} = M_0 \cdot v_a / I_a = 55384 \times 9 / 1317 = 378,47 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma^2_{a0} = 378,47 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_0 = T_0 / S'a = \frac{492,3}{14,6 \times 0,53} = 63,62 \text{ kg/cm}^2$$

2^{ème} phase :

- Poutrelle collaborant :

a) Détermination de la largeur de la dalle associée aux solives

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b/2 = \min \begin{cases} l/2 \\ L/10 \end{cases}$$

Sachant que :

L : portée des solives

l : entraxe des solives

$$b = \min \begin{cases} (l/2) \times 2 = 1 \\ (L/10) \times 2 = 0,9 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad b = 0,9\text{m}$$

b) Calcul des solives

Section mixte $s = A + B/n$ avec $B = bt$ et

$n = 15$ (coefficient d'équivalence)

$$s = 23,9 + (90 \times 8 / 15) = 71,9 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{bt}{n} \frac{t+h}{2s} = \frac{90 \times 8}{15} \frac{8+18}{2 \times 71,9} = 8,68 \text{ cm}$$

$$v = \frac{h}{2} + d = 9 + 8,68 = 17,68 \text{ cm}$$

$$v' = \frac{h}{2} + t - d = 9 + 8 - 8,68 = 8,32 \text{ cm}$$

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

$$I = 1317 + 23,9(8,68)^2 + \frac{90 \times 8^3}{12 \times 15} + \frac{90 \times 8}{15} \left(\frac{8+18}{2} - 8,68 \right)^2 = 4269,47 \text{ cm}^4$$

$$\text{Moment de flexion} \quad M = b \frac{ql^2}{8}$$

$$q = \frac{4}{3}(G_{DALLE} + G_{solive}) + \frac{17}{12}(Q + N_0)$$

$$M = 0,9 \left(\frac{4}{3}(549) + \frac{17}{12}(100 + 11,4) \right) \times \frac{4,50^2}{8} = 2027,1 \text{ kg.m}$$

b)-1 Détermination des contraintes de flexion**Acier**

$$\sigma_{al} = M.v/I = 202710 \times 17,68 / 4269,47 = 839,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{al} = M(v'-t)/I = 202710 (8,32-8) / 4269,47 = 15,19 \text{ kg/cm}^2$$

Béton

$$\sigma'_{b1} = M(v'-t)/n I = 202710 (8,32-8) / (15 \times 4269,47) = 1,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = M v'/n I = (202710 \times 8,32) / (15 \times 4269,47) = 26,33 \text{ kg/cm}^2$$

b)-2 Vérification à l'effort tranchant

$$T = \frac{ql}{2} = 0,9 \left[\frac{4}{3}(549) + \frac{17}{12}(100 + 11,4) \right] \frac{4,50}{2} = 1801,87 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{T}{ha} = \frac{1801,87}{18 \times 0,53} = 188,87 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 \times 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

b)-3 Vérification de la flèche

$$f = \frac{5QL^4}{384EI} \quad (Q \text{ non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 6,49 \times 450^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 4269,47} = 0,38 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 1,5 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

b)-4 Contraintes additionnelles de retrait

$$\beta = \frac{(h+t)}{2} = \frac{18+8}{2} = 13 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A\beta} = \frac{1317}{23,9 \times 13} = 4,23 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B.E_A \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A}{n.I_A \cdot A + B.I_A + B.A.\beta^2} = \frac{90.8.2,1.10^6.2.10^{-4}.13.23,9}{15.1317.23,9 + 90.8.1317 + 90.8.23,9.13^2} = 21,71$$

$$D'où : \quad y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 4,23 = 13,23 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 13,23 + 8 = 21,23 \text{ cm}$$

$$E_a \varepsilon = 2,1.10^6.2.10^{-4} = 420 \text{ kg/cm}^2$$

Les valeurs des contraintes sont :

$$\sigma_{a2} = K(h - y_1) = 21,71(18 - 13,23) = 103,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{a2} = K \cdot y_1 = 21,71.13,23 = 287,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{(E_a \varepsilon - K \cdot y_1)}{n} = \frac{(420 - 21,71.13,23)}{15} = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{(E_a \varepsilon - K \cdot y_2)}{15} = \frac{(420 - 21,71.21,23)}{15} = 2,72 \text{ kg/cm}^2$$

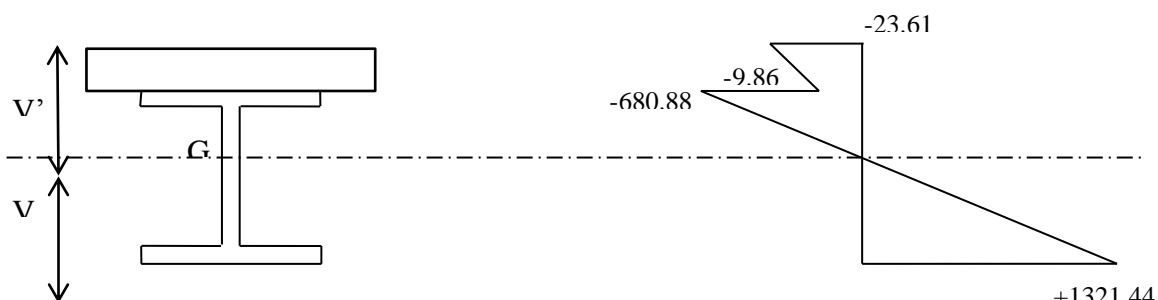
b)-5 Contrainte finales

$$\sigma_a = 378,47 + 103,55 + 839,42 = 1321,44 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 15,19 + 287,22 + 378,47 = 680,88 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 1,01 + 8,85 = 9,86 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = 26,33 - 2,72 = 23,61 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$



(-) : Compression (+) : Traction

c)- Calcul des poutres maîtresses (IPE200)**c)-1 Charge linéique totale**

- Charges permanents:

$$\begin{array}{rcl} \text{Dalle + solive:} & 549 \times 4,50 & = 2470,5 \text{ kg/ml} \\ \text{Poids propre de la poutre:} & & = 22,4 \text{ kg/ml} \\ \hline \text{Total :} & & 2492,9 \text{ kg/ml} \end{array}$$

- Charges variable :

$$\text{Charge d'exploitation : } 100 \times 4,50 = 450 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Charge de le neige : } 11,2 \times 4,50 = 50,4 \text{ kg/ml}$$

- Charges totales:

$$\text{Non pondérée: } G+Q+N=2993,3 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Pondérée : } 4/3G+17/12(Q+N)=4032,76 \text{ kg/ml}$$

c)-2 condition de flèche

$$f = \frac{QL^4}{384EI} \text{ (Pour une poutre encastree)}$$

$$f = \frac{29,93 \times 500^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1943} = 1,19 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 1,66 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

c)-3 Vérification de la résistance en flexion

Le moment fléchissant maximal vaut :

$$M_f = 4032,76 \times 5^2/8 = 12602,375 \text{ kg.m}$$

Le moment de plastification vaut :

$$M_p = 2s\sigma_e$$

Sachant que : s (moment statique par rapport à l'axe xx)

$$S_x = b.e \left(\frac{h+e}{2} \right) + a \frac{h^2}{8} = 273,28 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 2s\sigma_e = 2 \times 273,28 \times 24 = 13117,44 \text{ kg.m} \Rightarrow M_f < M_p \dots\dots\dots \text{Acceptable.}$$

c)-4 Vérification à l'effort tranchant

$$T = ql/2 = 4032,76 \times 4,5/2 = 9073,71 \text{ kg}$$

La contrainte de cisaillement est

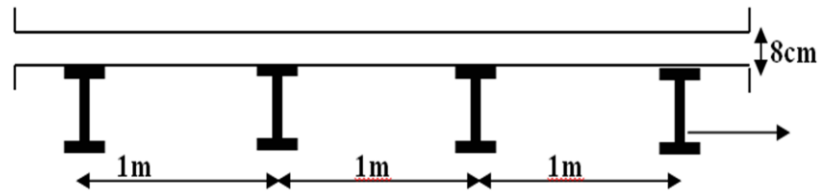
$$\tau = T/a \cdot h = 9073,71/5,6 \cdot 200 = 8,1 \text{ kg/mm}^2$$

$$8,1 \leq 0,6 \sigma_e = 14,4 \text{ kg/mm}^2 \dots\dots\dots \text{Acceptable.}$$

VI-2 Etude de la dalle en béton

(BAEL91-dalles rectangulaires)

Coupe type de la dalle



VI-2-1 Détermination des sollicitations

Charge au m^2 de plancher :

$$G=(2500 \times 0,08)+80=280 \text{ kg/m}^2.$$

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

-la combinaison de charge à L'ELU donne, l'effort ultime N_u :

$$N_u=1,35G+1,5Q \quad ; \quad N_u=753 \text{ kg/m}^2$$

$$N_{ser}=G+Q \quad ; \quad N_{ser}=530 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{22,5} = 0,044 \leq 0,4$$

Donc, la dalle porte dans le sens de la petite portée (BAEL91, art B .7.1)

On considère les solives de la dalle partiellement encastree

$$M_0 = \frac{N_x l_x^2}{8} = 94,125 \text{ kg.m/ml de largeur.}$$

VI-2-2 Valeur minimale des moments

•dans le sens de la petite portée :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 94,125 = 70,59 \text{ kg.m}$$

Sur appui :

$$M_{ax} = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 94,125 = 47,06 \text{ kg.m}$$

•dans le sens de la grande portée :

En travée :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 17,65 \text{ kg.m}$$

Sur appui :

$$M_{ay} = M_{ax} = 47,06 \text{ kg.}$$

VI-2-3 Ferrailage

•En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{70,59 \cdot 10^{-5}}{5 \cdot (0,072)^2 \cdot 14,16} = 0,01 \leq 0,186$$

$$\implies \varepsilon = 10\% \quad \implies \sigma = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{ser} = \frac{N_{SER} \cdot l_x^2}{8} = \frac{530 \cdot 1^2}{8} = 66,25 \text{ kg.m}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.42 \quad \mu_c = 0.3066 \quad (\text{section sans armatures comprimées})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0,01)}}{0,8} = 0,012$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z_b = 0,07 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{70,59 \cdot 10^{-5}}{0,071 \cdot 348} \cdot 10^4 = 0,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\mathbf{A_s = 0,28 \text{ cm}^2}$$

• En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{47,06 \cdot 10^{-5}}{1,09 \cdot (0,072)^2 \cdot 14,16} = 0,0064 \leq 0,186$$

$$\implies \varepsilon = 10\% \implies \sigma = 348 \text{ Mpa}$$

$$M_{ser} = 66,25 \text{ kg.m}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.42 \quad \mu_c = 0.3066 \quad (\text{section sans armatures comprimées})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0,064)}}{0,8} = 0,008$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,07 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z_b \cdot \sigma_s} = \frac{47,06 \cdot 10^{-5}}{0,07 \cdot 348} \cdot 10^4 = 0,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\mathbf{A_s = 0,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

VI-2-4 Ferrailage minimum

• diamètre des armatures : $\Phi \leq h_0 / 10 = 80 / 10 = 8 \text{ mm}$

• sections des armatures

$$A_{ymin} = 8 h_0 (F_e E400) \implies 8 \times 0,08 = 0,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{xmin} = (3 - \alpha / 2) \times A_{ymin} = (3 - 0,061 / 2) \times 0,64 = 0,94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Espacements minimum : (charge répartie + fissuration peu préjudiciable)

$$S_{tx \leq \min} \begin{cases} 3 h_0 = 24 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \implies S_{tx} \leq 24 \text{ cm}$$

$$S_{ty \leq \min} \begin{cases} 4 h_0 = 32 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \implies S_{ty} \leq 32 \text{ cm}$$

❖ **ferrailage adopté :**

• En travée :

$$A_{xt} = 5\Phi 6 : 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{yt} = 4\Phi 6 : 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

•En appui :

$$A_a = 4\Phi 6 : 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

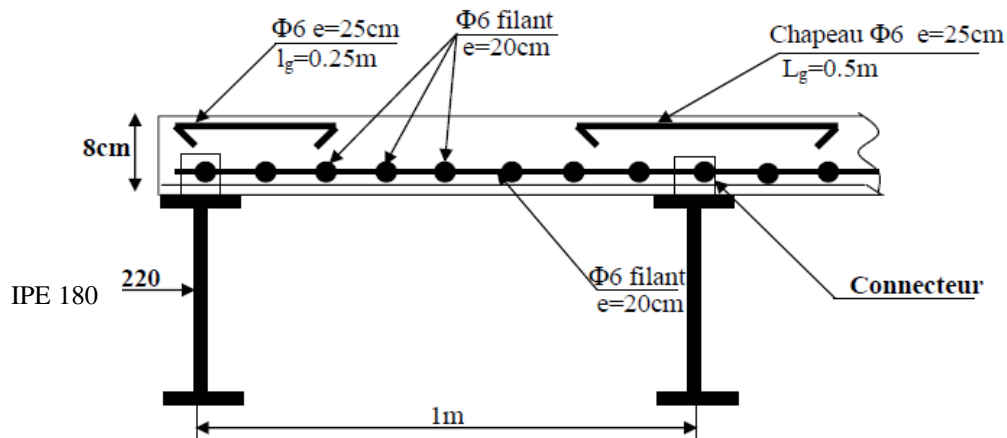


Figure VI-2 : Schéma du ferrailage de la dalle

VI-3 Etude des connecteurs

VI-3-1-Définition

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier. En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

L'effort de glissements est donné par la formule suivante :

$$S = \frac{T.S'}{I_0}$$

Tel que :

T : effort tranchant maximum.

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

I₀ : inertie de la section.

VI-3-2 Choix des connecteurs

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

VI-3-3-1 Glissement admissible d'un connecteur Q

Le glissement admissible à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

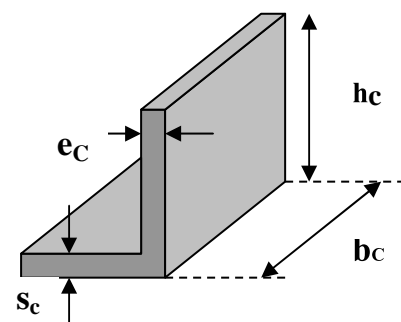
$$Q = 40.(S_c + 2\sqrt{e_c}).\sqrt{\sigma_{28}.b_c}$$

Avec : •**S_c** : épaisseur de la semelle soudée aux solives.

•**e_c** : épaisseur de l'âme.

•**h_c** : hauteur du connecteur.

•**b_c** : largeur du connecteur.



Les connecteurs de notre plancher sont des cornières a aille égale.
L'application de la formule précédente n'est pas valable si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$\begin{cases} 0,3 \leq e_c \leq 1,3 \text{ cm} \\ S_c \leq 2,4 \text{ cm} \\ h_c \geq 9\sqrt{e_c} \text{ cm} \end{cases}$$

- **Application** $\sigma_{28}=250 \text{ kg/m}^2$

VI-3-3-2 Détermination de l'effort de glissement admissible Q

$$Q = 40.(S_c + 2\sqrt{e_c}).\sqrt{\sigma_{28}.b_c}$$

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

On choisit : $h_c = h_b - (2\text{cm})$ (pour tenir compte de l'enrobage des connecteurs sous la dalle)

h_b : hauteur de dalle

$$h_c = 8 - 2 = 6 \text{ cm}$$

$$e_c \leq \frac{h_c^2}{9^2} = \frac{6^2}{9^2} = 0,444 \text{ cm} \Rightarrow e_c = 0,40 \text{ cm}$$

$$h_c \geq 9\sqrt{0,4} \Rightarrow h_c \geq 5,69 \text{ cm} \quad (\text{Vérifier})$$

On prend : $h_c = 6\text{cm}$

On choisira un profilé cornière 60x60x4 (mm)

$$\text{IPE180: } b=91\text{mm} \Rightarrow b_c = b-40 = 91-40 = 51\text{mm} \implies b_c=5\text{cm}$$

-Calcul des glissements :

$$T = ql/2 = 1801,87\text{kg}$$

$S' = Bf/n$ (f: distance entre le centre de gravité du béton et l'axe neutre)

$$B = bt$$

$$f = 4,32$$

$$S' = 8.90.4,32/15 = 207,36 \text{ cm}^3$$

$$S = \frac{T.S'}{I} = (1801,87 * 207,36) / 4269,47 = 87,51 \text{ kg/cm}$$

VI-3-3-3 Calcul des espacements T_v

L'espacement des connecteurs mesuré suivant l'axe de la poutre composite ne peut en aucun cas dépasser 10 fois l'épaisseur de la dalle en béton.

$$d \leq 10h_0 = 10 \times 8 = 80\text{cm}$$

L'espacement entre les connecteurs est donné par la relation suivante :

$$S \times T_v \leq Q \implies T_v \leq Q/S$$

$$Q = 40.(S_c + 2\sqrt{e_c}).\sqrt{\sigma_{28}.b_c}$$

$$Q = 40.(0,4 + 2\sqrt{0,4})\sqrt{250.5} = 2354,53 \text{ kg/ connecteur}$$

$$T_v \leq 2354,53/87,51 = 26,9 \text{ cm} \leq 80\text{cm}$$

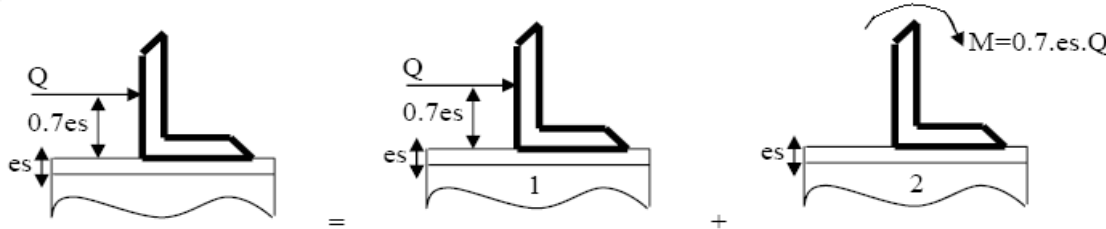
Donc : on prend $T_v = 30 \text{ cm}$.

Remarque:

Les distances sont à respecter proche de l'appui car l'effort tranchant est max et au de la de l'appui on peut augmenter la distance entre les connecteurs.

VI-3-3-4 Vérification des soudures des connecteurs

On doit vérifier que les cordons de soudure sont capables de reprendre l'effort de cisaillement et le moment de reversement provoqué par une force égale à la résistance admissible du connecteur appliquée à $(0.7 es)$ du plan de joint fibre supérieure de l'acier.



On prend pour le cordon de soudure $a=5\text{mm}$.

Vérification :**Effort de cisaillement :**

Pour les cordons frontaux, on doit vérifier que :

$$\frac{Q/2}{0,85 \cdot b_c \cdot a_\alpha} \leq \sigma_e$$

CM 66 : p 132 $\alpha=0,96$

On prend l'effort maximal soit Q

$$Q = S \cdot d = 87,51 \times 30 = 2625,3 \text{ kg}$$

$$\frac{Q/2}{0,85 \cdot b_c \cdot a_\alpha} = \frac{1312,65}{0,85 \cdot 5 \cdot 0,48} = 643,45 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{c'est vérifié.}$$

Moment de reversement :

$$M = 0,7 Q es$$

$$M = 0,7 \cdot 2625,3 \cdot 0,8 = 1470,16 \text{ kg.cm}$$

D'après le **CM66** p 142

$$-\sigma_e \leq 1,18 \left[\frac{N}{\sum l a \alpha} \pm \frac{Mh}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2(h-2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] \leq \sigma_e$$

On a :

$$N=0 ; h=6 \text{ cm} ; l_2=0 ; l_1=b_c=5 \text{ cm}$$

$$a=0,5 \text{ cm}$$

$$\alpha=0,96$$

$$D'où : -2400 \leq 102,09 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{C'est vérifié.}$$

CHAPITRE VII

ETUDE SISMIQUE

ET

ANALYSE DYNAMIQUE

VII-1 Introduction

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

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamique complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations, les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements, ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilités.

Dans cette partie nous allons analyser l'effet des deux sens parasismiques qui définies:

- sens I: parallèle à la façade principale (ossature contreventée par palées triangulées en X).
- sens II : perpendiculaire à la façade principale (ossature à contreventée par portiques autostables ductiles).

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par les deux méthodes suivantes :

- ✚ Méthode statique équivalente.
- ✚ Méthode d'analyse modale spectrale.

Remarque: La méthode statique équivalente est applicable dans notre cas car le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA99V2003 avec une hauteur inférieur à 30m en zones III.

VII-2 Méthode statique équivalente

VII-2-1 Principe de la méthode

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par le séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure. Pour appliquer la méthode statique il faut que la structure présente une régularité en plan qui est le cas pour ma structure.

VII-2-2 Calcul de l'effort tranchant V à la basse

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

✚ **A** : coefficient d'accélération de zone.

- Zone III
- Groupe d'usage2] \longrightarrow **A = 0.25**

✚ **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

- **T** : période fondamentale de la structure (calculé ci-après).
- **T₂**:période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 art 4.2.3** du RPA99, (site meuble (S3)) : **T₂(S3) = 0.5 sec**
- η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique

ξ est donnée par (le tableau 4.2 du RPA99 art 4.2.3) Portique en acier avec remplissage dense

$$\xi=5\% \longrightarrow \eta = 1$$

➤ **Estimation de T** (période fondamentale de la structure)

Donné par : $T = C_T \cdot H_N^{3/4}$

C_T : est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Portiques auto-stables en acier avec remplissage en maçonnerie : $C_T = 0.05$

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

($h_N = 27.36$ m)

D'où $T = 0.59$ s

On peut également utiliser la formule : $T = 0.09 h_N / \sqrt{D_{X,Y}}$

D : est la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans les deux directions

$T_x = 0.51$ s ; $T_y = 0.55$ s

Donc $T = \min(T ; T_x ; T_y) = \min(0.59 ; 0.51 ; 0.55)$

$T = 0.51$ s : est la période fondamentale de la structure

On est dans le cas où $T_2 \leq T \leq 3s$ donc : $D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

Donc : **$D = 2.46$**

✚ **R** : coefficient de comportement global de la structure (Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99/ version 2003 art 4.2.3 en fonction du système de contreventement)

-Sens I: ossature contreventé par palées triangulées en X : **$R(I) = 4$**

-Sens II: ossature à contreventée portiques auto stables ductiles : **$R(II) = 6$**

Remarque: le RPA exige dans le cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions concéderaient il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Donc on prend la valeur de **$R = 4$** pour notre structure.

✚ Q : est le facteur de qualité (tableau 4.4 de RPA 99) fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction (matériaux et l'exécution).

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_i = 1 + (0+0+0+0+0,05+0)$

On trouve : **Q = 1,05**

✚ W : poids total de la structure.

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

$$W = \sum w_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par (le tableau 4.5 du RPA99).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation, bureaux ou assimilés) **$\beta = 0,20$** .

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$

Les différents poids des étages sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Wi (en KN)
niveau technique	2958.61
RDC	2795.38
1	2732.89
2	2716.15
3	2698.81
4	2698.81
5	2698.81
6	2783.194
TOTAL	22082.64

Tableau VII-1

On peut calculer maintenant la force sismique totale :

$$\text{Sens I : } V = [(0,25.2,46.1,05)/4]. 2208,264 = 356,49 \text{ t ; } V = \mathbf{356,49 \text{ t}}$$

$$\text{Sens II : } V = [(0,25.2,46.1,05)/6]. 2208,264 = 237,45 \text{ t ; } V = \mathbf{237,45 \text{ t}}$$

VII-2-3 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule (art 4.2.5 RPA99) suivante :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} F_t = 0.07TV & \text{si } T \geq 0,7s \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

On a : $T = 0.51 \text{ s} < 0.7 \text{ s}$ donc : $F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

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

F_i : force horizontale au niveau j.

h_i : niveau de plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i : poids de l'étage.

Les résultats obtenus sont représentées dans le tableau suivant :

Niveau	Wi (KN)	V-Ft (t)	hi (m)	Wi.hi (KN.m)	$\sum W_i \cdot h_i$	Fi (t)
niveau technique	2958.61	356.49	2.42	7159.83	333763.3	9.87
RDC	2795.38		6.84	19120.39		20.42
1	2732.89		10.26	28039.44		29.95
2	2716.15		13.68	37156.89		39.69
3	2698.81		17.1	46149.60		49.29
4	2698.81		20.52	55379.53		59.15
5	2698.81		23.94	64609.45		69.01
6	2783.19		27.36	76148.19		81.33
TOTAL	22082.64					

Tableau VII-2 : Distribution de la résultante des forces sismiques (sens I)

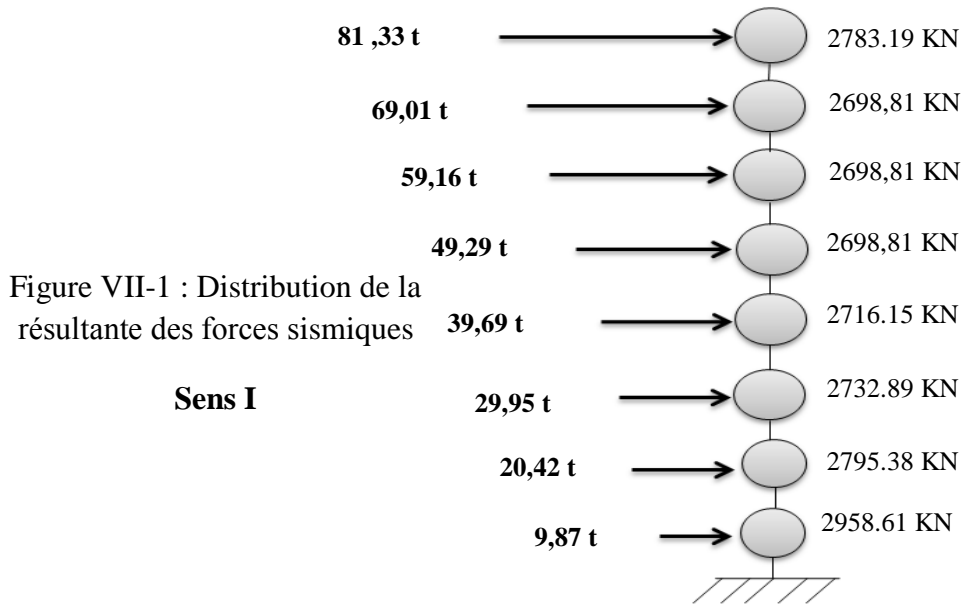


Figure VII-1 : Distribution de la résultante des forces sismiques

Tableau VII-3 : Distribution de la résultante des forces sismiques (sens II)

Niveau	Wi (KN)	V-Ft (t)	hi (m)	Wi.hi (KN.m)	$\sum Wi.hi$	Fi (t)
niveau technique	2958.61	237.45	2.42	7159.83	333763.3	5.09
RDC	2795.38		6.84	19120.39		13.60
1	2732.89		10.26	28039.44		19.95
2	2716.15		13.68	37156.89		26.43
3	2698.81		17.1	46149.60		32.83
4	2698.81		20.52	55379.53		39.40
5	2698.81		23.94	64609.45		45.97
6	2783.19		27.36	76148.19		54.17
TOTAL	22082.64					237.45

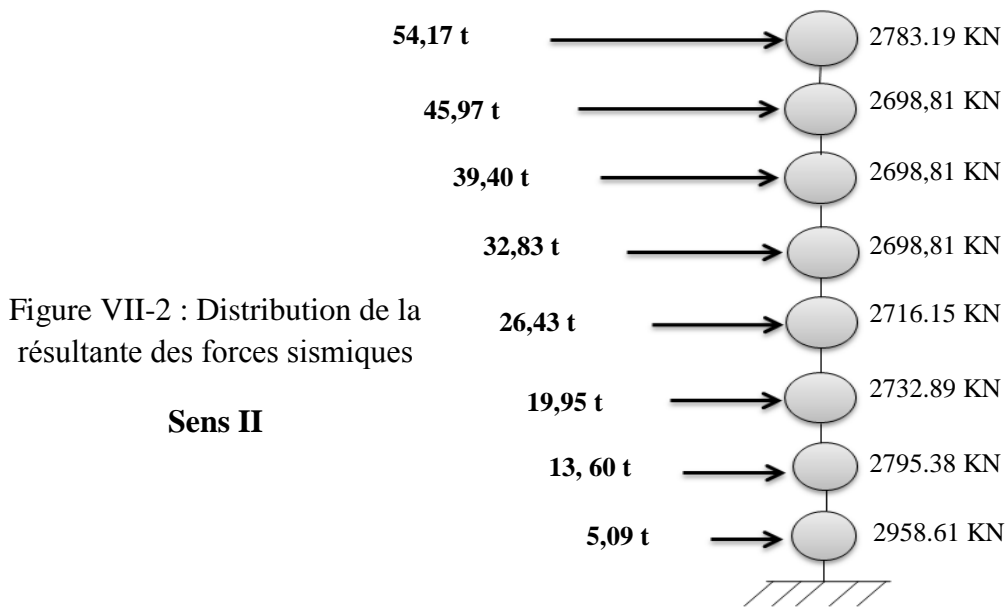


Figure VII-2 : Distribution de la résultante des forces sismiques

VII-3 Comparaison entre l'action du séisme et de vent

La comparaison est représenté dans le tableau suivant :

Niveau	Action sismique (en KN)	Action du vent (en KN)
Niveau technique	50.90	6.60
RDC	136.00	
1	199.50	6.40
2	264.30	7.68
3	328.30	8.68
4	394.00	9.51
5	459.70	10.22
6	541.70	10.84
TOTAL	2374.40	59.94

Tableau VII-4 : Comparaison entre l'action sismique et celle du vent

Après la comparaison entre les forces sismiques et les forces due au vent on conclut que le séisme est le plus prépondérant. Donc pour les charges horizontales, on ne tient compte que les forces sismiques.

VII-3 Méthode dynamique modale spectrale (RPA99 version 2003)

VII-3-1 Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de déterminer des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

VII-3-2 Présentation du logiciel 'ROBOT 2010'

Le logiciel Autodesk® Robot Structural Analysis est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Nous avons utilisé ce logiciel pour tout calcul de notre structure (modélisation, vérification,...)



VII-3-3 Modélisation :

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (02) degrés de liberté (2 translations horizontales).

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article : **4.3.3 du RPA 99/V2003**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Tel que :

- **A** : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1**)
- **η** : Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/2 + \xi}$
- **ξ** : Pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2**)
- **R** : coefficient de comportement de la structure (**tableau 4.3**)
- **T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7**)
- **Q** : facteur de qualité (**tableau 4.4**)

VI-3-4 Etapes de la modélisation de la structure sous 'ROBOT 2010'

Les étapes essentielles de la modélisation de notre structure sont les suivantes :

- 1) Choisir un système d'unités (KN.m).
- 2) Définition de la géométrie de base.
- 3) Définition des matériaux.
- 4) Définition des sections.

- 5) Définition de l'élément dalle.
- 6) Ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
- 7) Définition des charges à appliquer.
- 8) Introduction du spectre de réponse à appliquer.
- 9) Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes

$$C1 : G+Q$$

$$C2 : 1,33G+1,5Q$$

$$C3 : G+Q+E_X$$

$$C4 : G+Q+E_Y$$

$$C5 : 0,8G \pm E_X$$

$$C6 : 0,8G \pm E_Y$$

$$C7 : G+Q + 1,2E_X$$

$$C8 : G+Q + 1,2E_Y$$

- 10) Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- 11) Ajouter un diaphragme à chaque plancher.
- 12) Définir les conditions aux limites :
 - a) Pour les fondations en choisissant un type d'appui.
 - b) Pour les palées de stabilités en ajoutant des articulations et en rigidifiant les zones qui doivent l'être selon la conception choisie au départ.
- 13) Lancer l'analyse.
- 14) Ouvrir le fichier résultat dont l'extension est .OUT afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisies est suffisant.
- 15) Visualisation des efforts trouvés (M,N,T) et du taux de travail des sections.

VII-3-5 Analyse modale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme. Une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Il est caractérisé par les données suivantes :

- Groupe d'usage : groupe2
- Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 5 \%$.
- Facteur de qualité : $Q = 1,05$
- Zone de sismicité : zone III
- Classification du site : S3
- Pour le coefficient de comportement :

Sens I : contreventée portiques auto stables ductiles **R(I)= 6**

Sens II : contreventé par palées triangulées en X **R(I)= 4**

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données, la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

Le spectre de réponse obtenu est représenté sur la figure suivante :

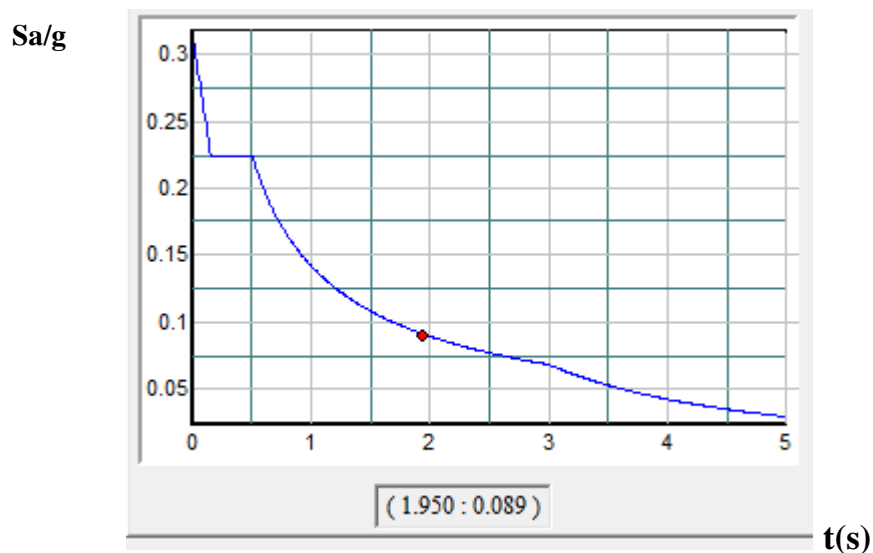


Figure VI-3 : Spectre de réponse d'accélération

- ❖ Pour que les exigences du RPA99V2003 soient vérifiées on a changé les profils de la structure tel que :

Poteaux inférieures (à partir du NT jusqu'à la mi-hauteur du 2 ^{ème} étage)	HEB550
Poteaux supérieures (à partir de la mi-hauteur du 2 ^{ème} étage jusqu'à le plancher terrasse)	HEA550
Poutres principales	IPE330
Poutres secondaires	IPE300
Palées de contreventement en X	2UPN200

Tableau VII-5 : Les nouveaux profilés

VII-3-6 Nombre des modes considérer

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
 - ✓ Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Les résultats obtenus d'après le ROBOT 2010 sont représentées dans le tableau suivant :

Modes	Périodes(S)	Masses modales Ux (%)	Masses modales Uy (%)	\sum Masses Ux (%)	\sum Masses Uy (%)
1	1.11	0	76.07	0	76.07
2	0.53	82.41	0	82.41	76.07
3	0.45	0.05	0	82.46	76.07
4	0.34	0	9.43	82.46	85.5
5	0.18	0	3.6	82.46	89.1
6	0.18	9.36	0	91.82	89.1
7	0.15	0.01	0	91.82	89.1
8	0.11	0	2.11	91.82	91.21
9	0.1	3.09	0	94.91	91.21
10	0.09	0.04	0	94.95	91.21

Tableau VII-6 : Les résultats dynamiques

On remarque d'après le tableau précédent que la participation de la masse atteint les **90%** dans le **8^{ème}** mode avec une participation de masse égale à **92.06%** dans le sens $-x$ -(sens contreventé par des palées de stabilité) et de **91.44%** dans le sens $-y$ -(sens contreventé par des portiques autostables).

VII-3-7 Résultante des forces sismiques de calcul

D'après l'article du **RPA99/2003 (4.3.6)** « La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$. »

On a :

	V_t	V	$80\% \cdot V$	$V_t > 80\% \cdot V$
Sens I	3897,41 KN	3842,6 KN	3074 ,07	C'est vérifié
Sens II	1949,38 KN	2337,54 KN	1899 ,63	C'est vérifié

Tableau VII-7 : Vérification de la résultante sismique

VII-3-8 Les déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' est calculé de la manière suivante :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec

R : coefficient de comportement égal à 4 sens (I) et 6 dans le sens (II) y

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i

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

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article **5.10**, c'est à dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Les obtenues sont montrées dans le tableau suivant :

	Sens longitudinale			Sens transversal		
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δk (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δk (cm)
Niveau Technique	0.2	0.8	0.8	0.1	0.6	0.6
RDC	0.6	2.4	1.6	0.8	4.8	4.2
1	0.9	3.6	1.2	1.3	7.8	3
2	1.1	4.4	0.8	1.8	10.8	3
3	1.4	5.6	1.2	2.3	13.8	3
4	1.5	6	0.4	2.7	16.2	2.4
5	1.7	6.8	0.8	2.9	17.4	1.2
6	1.8	7.2	0.4	3.1	18.6	1.2

Tableau VII-8 : Déplacements inter étages

D'après le tableau ci-dessus on observe bien que les déplacements relatifs ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

VII-3-9 Justification vis-à-vis l'effet P- Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k D_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

D_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Sens I	Niveau	P_k (KN)	D_k (cm)	V_k (t)	h_k (m)	θ
	NT	22082.64	0.8	356.50	2.42	0.020
	RDC	19124.03	1.6	275.16	4.42	0.025
	1	16328.65	1.2	206.15	3.42	0.028
	2	13595.76	0.8	147.00	3.42	0.022
	3	10879.62	1.2	97.71	3.42	0.039
	4	8180.81	0.4	58.02	3.42	0.016
	5	5482.00	0.8	28.07	3.42	0.046
	6	2783.19	0.4	9.88	3.42	0.033

Tableau VII-9 : Vérification de l'effet P- Δ (sens I)

Sens II	Niveau	P _k (KN)	D _k (cm)	V _k (t)	h _k (m)	θ
	NT	22082.64	0.6	356.50	2.42	0.015
	RDC	19124.03	4.2	275.16	4.42	0.066
	1	16328.65	3.0	206.15	3.42	0.069
	2	13595.76	3.0	147.00	3.42	0.081
	3	10879.62	3.0	97.71	3.42	0.098
	4	8180.81	2.4	58.02	3.42	0.099
	5	5482.00	1.2	28.07	3.42	0.069
	6	2783.19	1.2	9.88	3.42	0.099

Tableau VII-10 : Vérification de l'effet **P-Δ** (**sens II**)

D'après les résultats des tableaux ci-dessus l'effet **P-Δ** peut négliger dans notre bâtiment.

VII-3-10 L'excentricité réglementaire (RPA99)

Le RPA99 version 2003 impose une excentricité minimale dans les 2 sens du bâtiment égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$e_{RPA} = 5\% \cdot L = 0,05 \times 23 = 1.15 \text{ m}$$

$$D'où : e_x = \max(e_{x_{Theo}} ; e_{RPA}) = (1,13 ; 1.15 \text{ m})$$

$$e_y = \max(e_{y_{Theo}} ; e_{RPA}) = (0,95 \text{ m} ; 1.15 \text{ m})$$

$$e_x = e_y = 1.15 \text{ m}$$

CHAPITRE VIII

VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

VIII-1 Introduction

Dans une pièce, les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et déformation de la pièce.

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

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

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

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

- **Le flambement** : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion).
- **Le déversement** : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.
- **Le voilement** : qui affecte les âmes des pièces et qui reste secondaire.

Ces phénomènes sont très fréquents en construction métallique du fait de l'utilisation d'éléments minces et de grand élancement.

-Vérification des poteaux au phénomène de d'instabilité (flambement + déversement)

Les poteaux sont sollicités par :

- Des efforts verticaux provenant du vent, séisme.
- Des moments fléchissant résultants des efforts horizontaux.

Les différentes sollicitations des poteaux doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- Compression maximale et moment compatible.
- Moment maximal et compression.

-La vérification des poteaux soumis à la compression + flexion, se fait selon la formule :

$$9/8 (\sigma_k + \sigma_{fx} K_d + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e \text{ (CM66-art3, 732Page103)}$$

La vérification des éléments verticaux (poteaux) d'une structure doit être calculée pour les cas suivants :

1. Poteaux plus sollicité de chaque niveau.
2. Position des poteaux (rive, centrale, angle).

Pour le cas de notre structure on va vérifier que le poteau centrale est le plus sollicité puis ce que les poteaux utilisées sont les mêmes dans toute la structure (HEB et HEA) et identiques pour les cas : (rive centrale angle).

VIII-2-1 Vérification du poteau du NT, RDC et 1^{er} étage

Les caractéristiques de profilée HEB550 :

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique						
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm	j cm ⁴
HEA550	199	254,1	550	300	29	13080	136690	4970	872	7,17	23,2	679

A/ Poteau centrale le plus sollicité

- ✓ Les efforts calculés :
 - Effort normal N : 2390 KN
 - Moment fléchissant M_{yy}: 156,84 KN.m
 - Moment fléchissant M_{xx}: 0,05 KN.m

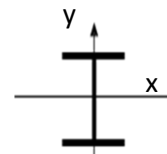
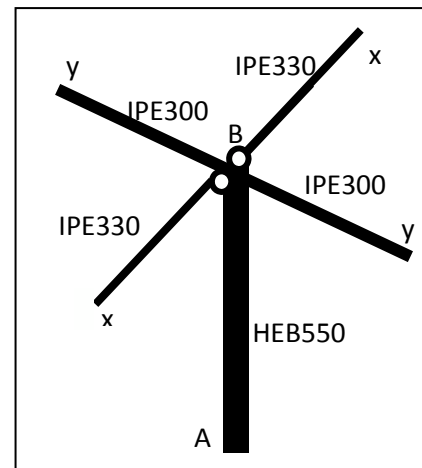
- **Contrainte de compression :**

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{239000}{25410} = 9,405 \text{ daN/mm}^2$$

- **Contraintes de flexion :**

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{W_x} = \frac{15684000}{4970000} = 5,73 \cdot 10^{-5} \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_{fy}}{W_y} = \frac{5000}{872000} = 0,033 \text{ daN/mm}^2$$



Calcule coefficient de flambement :

Les degrés de rigidité K des appuis (CM66 art5.132 page154)

$$K_B = \frac{\sum \text{raideurs poutre}}{(\sum \text{raideur poutre} + \sum \text{raideur poteau})}$$

Dans le sens xx:

$$k_A = 0 \text{ (appui double)}$$

$$k_B = 0 \text{ (articulation)}$$

Dans le sens yy :

$$k_A = 1 \text{ (encastrement)}$$

$$K_B = \frac{\frac{Inw}{lw} + \frac{Ine}{le}}{\frac{In}{ln} + \frac{I_0}{l_0} + \frac{Inw}{lw} + \frac{Ine}{le}}$$

$$K_B = \frac{\frac{11770}{450} + \frac{11770}{500}}{\frac{11770}{450} + \frac{11770}{500} + \frac{136690}{242} + \frac{136690}{442}}$$

$$K_B = 0,053$$

Calcul de la longueur du flambement :

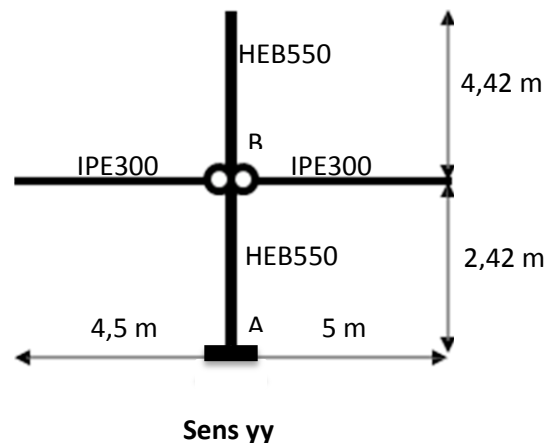
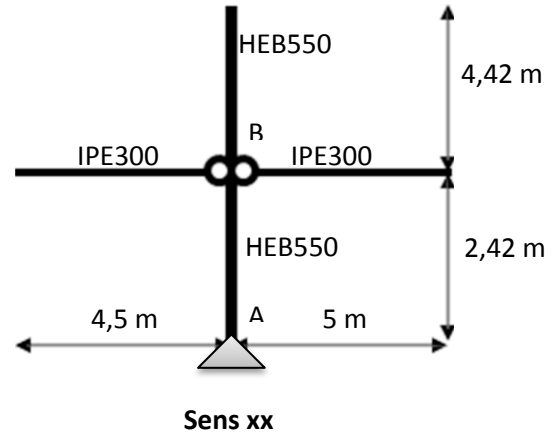
Sens xx :

La stabilité dans la direction du flambement est assurée par des palées de stabilité en X.

$$L_{fx} = l_0 \left[\frac{3 - 1,6(K_A + K_B) + 0,84K_A K_B}{3 - (K_A + K_B) + 0,28K_A K_B} \right] = l_0 = 2,42m$$

Sens yy : La stabilité dans la direction du flambement n'est assuré que par l'encastrement des poutres dans les poteaux.

$$L_{fy} = l_0 \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_A + K_B) + 1,1K_A K_B}{K_A + K_B + 5,5K_A K_B}} = 1,76l_0 = 4,26m$$



L'élanement λ :

$$\begin{cases} \lambda_x = \frac{l f_x}{i_x} = \frac{242}{7,17} = 33,75 \\ \lambda_y = \frac{l f_y}{i_y} = \frac{426}{23,2} = 18,36 \end{cases} \Leftrightarrow \lambda = 33,75$$

$\lambda_x \geq \lambda_y$ Le flambement est grand dans le sens xx d'où $k=1,045$

Calcul au déversement :

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^4 \frac{I_y h^2}{I_x l^2} (D-1) B C \quad (\text{CM66 P 85})$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J l^2}{I_x h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{687 \cdot 242^2}{13080 \cdot 55^2}} = 1,076$$

Avec : J : moment d'inertie de torsion

$$J = (1,25 / 3) (h \cdot a^3 + 2 \cdot b \cdot e^3) = (1,25 / 3) (550 \cdot (15)^3 + 2(300) (29)^3) = 687 \text{ cm}^4$$

B = C = 1 (cas des moments différents)

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^4 \frac{I_x h^2}{I_y l^2} (D-1) B C = 4 \cdot 10^4 \frac{13080 \cdot 55^2}{136690 \cdot 242^2} (0,076) \cdot 1$$

$$\sigma_d = 15,02 \text{ daN /mm}^2 < 24 \text{ daN /mm}^2$$

Donc la vérification de la stabilité au déversement est nécessaire

$$\text{Calculons : } \lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4 I_X}{BC I_Y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = \frac{242}{55} \sqrt{\frac{4 \cdot 13080 \left(1 - \frac{15,02}{24}\right)}{136690}} = 17,31$$

Donc $K=1,015$

-calcul du coefficient de déversement k_d :

$$K_d = \frac{K_{d0}}{C} + \frac{C-1}{5K_{d0}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} K_{d0} = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)} = \frac{1,015}{1 + \frac{15,02}{24} (1,029 - 1)} = 1,005 \\ C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_E}{M_W} + \left(\frac{M_E}{M_W}\right)^2 - 0,152 \left(1 - \frac{M_E}{M_W}\right)}} = 1,88 \quad (\text{ME} = 0 \quad \text{appuis double}) \end{cases}$$

$$K_d = (1,005 / 1,88) + (1,88 - 1) / (5 \cdot 1,027) = 0,71 < 1 \quad \text{On prend : } K_d = 1$$

Vérification :

$$\frac{9}{8} (1,045.9,4 + 1.0,033 + 0,00005739) = 11,09 \text{ daN/mm}^2 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

✓ La condition est vérifiée.

B/ Poteau de rive le plus sollicité

✓ Les efforts calculés :

- Effort normal N : 247100 daN

- Moment fléchissant M_{yy} : 15288000 daN.mm

- Moment fléchissant M_{xx} : 285000 daN.mm

- **Contrainte de compression :**

$$\sigma = \frac{N}{A} = 9,72 \text{ daN/mm}^2$$

- **Contraintes de flexion :**

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{W_x} = 6,44.10^{-4} \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_{fy}}{W_y} = 0,16 \text{ daN/mm}^2$$

Calcule coefficient de flambement :

-Degré de rigidité K des appuis : (CM66 art5.132 page154)

$$K_B = \frac{\sum \text{raideurs poutre}}{(\sum \text{raideur poutre} + \sum \text{raideur poteau})}$$

Dans le sens xx:

$$k_A = 0 \text{ (appui double)}$$

$$k_B = 0 \text{ (articulation)}$$

Dans le sens yy :

$$k_A = 1 \text{ (encastrement)}$$

$$K_B = 0,029$$

Calcul de la longueur du flambement :

Sens xx : La stabilité dans la direction du flambement est assurée par des palées de stabilité

$$L_{fx} = l_0 \left[\frac{3-1,6(K_A+K_B)+0,84K_AK_B}{3-(K_A+K_B)+0,28K_AK_B} \right] = 2,42m$$

Sens yy : La stabilité dans la direction du flambement n'est assuré que par l'encastrement des

poutres dans les poteaux $L_{fy} = l_0 \sqrt{\frac{1,6+2,4(K_A+K_B)+1,1K_AK_B}{K_A+K_B+5,5K_AK_B}} = 1,85l_0 = 4,49 m$

L'élanement λ :

$$\begin{cases} \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{242}{7,17} = 33,75 \\ \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{449}{23,2} = 19,35 \end{cases} \Leftrightarrow \lambda = 33,75$$

$\lambda_x \geq \lambda_y$ Le flambement est grand dans le sens xx d'où $k=1,045$

$K_d=1$ (poteau HEB550)

Vérification :

$$\frac{9}{8} (1,045 \cdot 9,72 + 1 \cdot 0,16 + 0,000644) = 11,6 \text{ daN/mm}^2 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

✓ La condition est vérifiée.

C/ Poteau d'angle le plus sollicité

✓ Les efforts calculés :

- Effort normal N : 248032 daN
- Moment fléchissant M_{yy} : 14051000 daN.mm
- Moment fléchissant M_{xx} : 320000 daN.mm

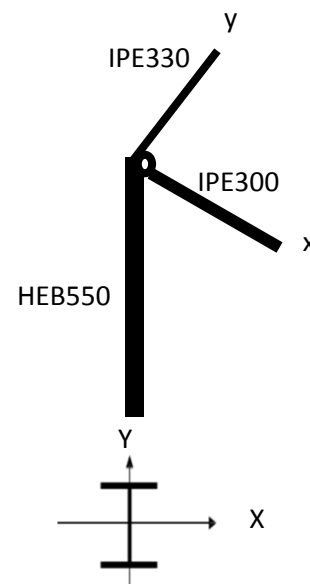
• **Contrainte de compression :**

$$\sigma = \frac{N}{A} = 9,76 \text{ daN/mm}^2$$

Contraintes de flexion :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{W_x} = 0,00367 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_{fy}}{W_y} = 0,028 \text{ daN/mm}^2$$



Calcule coefficient de flambement :**-Degré de rigidité K des appuis : (CM66 art5.132 page154)**

$$K_B = \frac{\sum \text{raideurs poutre}}{(\sum \text{raideur poutre} + \sum \text{raideur poteau})}$$

Dans le sens xx:

$$k_A = 0 \text{ (appui double)}$$

$$k_B = 0 \text{ (articulation)}$$

Dans le sens yy :

$$k_A = 1 \text{ (encastrement)}$$

$$K_B = 0,029$$

Calcul de la longueur du flambement :**Sens xx :** La stabilité dans la direction du flambement est assurée par des palées de stabilité

$$L_{fx} = l_0 = 2,42m$$

Sens yy : La stabilité dans la direction du flambement n'est assuré que par l'encastrement des poutres dans les poteaux

$$L_{fy} = 1,85l_0 = 4,49 m$$

L'élancement λ :

$$\begin{cases} \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{242}{7,17} = 33,75 \\ \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{449}{23,2} = 19,35 \end{cases} \Leftrightarrow \lambda = 33,75$$

 $\lambda_x \geq \lambda_y$ Le flambement est grand dans le sens xx d'où $k=1,045$

$$K_d = 1 \text{ (poteau HEB550)}$$

Vérification :

$$\frac{9}{8} (1,045 \cdot 9,76 + 1 \cdot 0,028 + 0,00367) = 11,51 \text{ daN/mm}^2 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

✓ La condition est vérifiée.

VIII-2-2 Vérification du poteau du 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage**Les caractéristique de profilée HEA550 :**

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique						
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm	j cm ⁴
HEA550	166	211,8	540	300	24	10820	111900	4150	721	7,15	23	386

A/ Poteau centrale le plus sollicité

Les efforts calculés :

- Effort normal N : 137981daN
- Moment fléchissant M_{yy}: 7649000 daN.mm²
- Moment fléchissant M_{xx}: 7059 daN.mm²

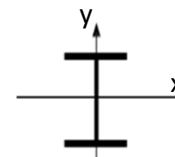
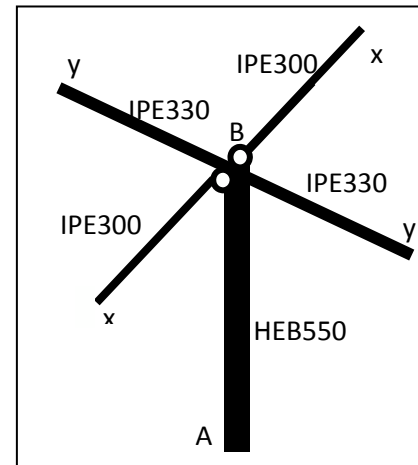
Contrainte de compression :

$$\sigma = \frac{N}{A} = 6,516 \text{ daN/mm}^2$$

• **Contraintes de flexion :**

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{W_x} = 0,01 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_{fy}}{W_y} = 1,85 \text{ daN/mm}^2$$



Calcule coefficient de flambement :

-Degré de rigidité K des appuis :(CM66 art5.132 page154)

$$K_B = \frac{\sum \text{raideurs poutre}}{(\sum \text{raideur poutre} + \sum \text{raideur poteau})}$$

Dans le sens xx:

$$k_A = 1 \text{ (encastrement)}$$

$$k_B = 0 \text{ (articulation)}$$

Dans le sens yy :

$$k_A = 1 \text{ (encastrement)}$$

$$K_B = \frac{\frac{11770}{450} + \frac{11770}{500}}{\frac{11770}{450} + \frac{11770}{500} + \frac{136690}{342} + \frac{136690}{342}}$$

$$K_B = 0,031$$

Calcul de la longueur du flambement :

Sens xx : La stabilité dans la direction du flambement est assurée par des palées de stabilité

$$L_{fx} = l_0 \left[\frac{3 - 1,6(K_A + K_B) + 0,84K_A K_B}{3 - (K_A + K_B) + 0,28K_A K_B} \right] = 2.394 \text{ m}$$

Sens yy : La stabilité dans la direction du flambement n'est assurée que par l'encastrement des poutres dans les poteaux

$$L_{fy} = l_0 \sqrt{\frac{1,6+2,4(K_A+K_B)+1,1K_A K_B}{K_A+K_B+5,5K_A K_B}} = 6,31 \text{ m}$$

L'élancement λ :

$$\begin{cases} \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{239,4}{7,15} = 33,48 \\ \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{631}{23} = 27,43 \end{cases} \Leftrightarrow \lambda = 33,48$$

$\lambda_x \geq \lambda_y$ Le flambement est grand dans le sens xx d'où

$$k=1,045$$

Calcul au déversement**Contrainte de non déversement**

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^4 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l^2} (D-1) B C \quad (\text{CM66 P 85})$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J}{I_x} \frac{l^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{386.342^2}{10820.54^2}} = 1,10$$

$B = C = 1$ (cas des moments différents)

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^4 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l^2} (D-1) B C = 4 \cdot 10^4 \cdot (10820/111900)(54^2/342^2)(0,02) \cdot 1$$

$$\sigma_d = 1,92 \text{ daN /mm}^2 < 24 \text{ daN /mm}^2$$

Donc la vérification de la stabilité au déversement est nécessaire

$$\text{Calculons : } \lambda_0 = \frac{168}{54} \sqrt{\frac{4.111900(1-\frac{1,92}{24})}{10820}} = 19,19$$

Donc $K=1,014$

-Calcul du coefficient de déversement k_d :

$$K_d = \frac{K_{d0}}{C} + \frac{C-1}{5k_{d0}}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} K_{d0} = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(K_0-1)} = \frac{1,014}{1 + \frac{1,92}{24}(1,014-1)} = 1,012 \\ C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_E}{M_W} + \left(\frac{M_E}{M_W}\right)^2 - 0,152\left(1 - \frac{M_E}{M_W}\right)}} \end{array} \right.$$

$$M_E/M_W = 0,80 \quad \text{donc } C = 1,11$$

$$K_d = (1,009/1,11) + (1,11-1)/(5 \cdot 1,009) = 0,93 < 1$$

On prend : $K_d=1$

Vérification :

$$\frac{9}{8}(1,045 \cdot 6,516 + 1 \cdot 1,85 + 0,01) = 9,75 \text{ daN/mm}^2 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

✓ La condition est vérifiée.

B/ Poteau de rive le plus sollicité

Les efforts calculés :

- Effort normal N : 142249.30 daN
- Moment fléchissant M_{yy} : 8803100.66daN.mm
- Moment fléchissant M_{xx} : 56108.91 daN.mm

- **Contrainte de compression :**

$$\sigma = \frac{N}{A} = 6,72 \text{ daN/mm}^2$$

- **Contraintes de flexion :**

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{W_x} = 0,08 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_{fy}}{W_y} = 2,12 \text{ daN/mm}^2$$

Calcul coefficient de flambement :**-Degré de rigidité K des appuis : (CM66 art5.132 page154)**

$$K_B = \frac{\sum \text{raideurs poutre}}{(\sum \text{raideur poutre} + \sum \text{raideur poteau})}$$

Dans le sens xx : $k_A=1$ (encastrement) $k_B=0$ (articulation)**Dans le sens yy :** $k_A=1$ (encastrement)

$$K_B = \frac{\frac{11770}{450}}{\frac{11770}{450} + 2 \cdot \frac{111900}{342}} = 0.02$$

La longueur du flambement :**Sens xx :** $L_{fx} = 1.68 \text{ m}$ **Sens yy :** $L_{fy} = 1.68 \text{ m}$ **L'élanement λ :**

$$\begin{cases} \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{342}{7,15} = 23,5 \\ \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{342}{23} = 7,15 \end{cases} \Leftrightarrow \lambda = 23,5 \text{ m}$$

 $\lambda_x \geq \lambda_y$ Le flambement est grand dans le sens xx d'où $k=1,0195$ **- coefficient de déversement :** $K_d=1$ (poteau HEA550)**Vérification :**

$$\frac{9}{8} (1,0195 \cdot 6,72 + 1 \cdot 2,12 + 0,08) = 10,18 \text{ daN/mm}^2 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

✓ La condition est vérifiée.

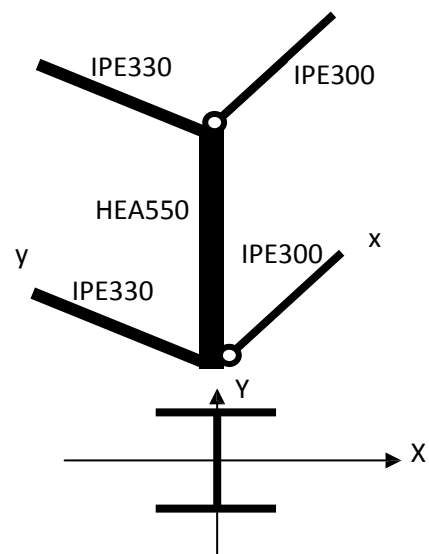
C / Poteau d'angle le plus sollicité

Les efforts calculés :

- Effort normal N : 143372.17 daN
- Moment fléchissant M_{yy} : 6399000 daN.mm
- Moment fléchissant M_{xx} : 34000 daN.mm

• **Contrainte de compression :**

$$\sigma = \frac{N}{A} = 6,77 \text{ daN/mm}^2$$



- **Contraintes de flexion**

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{W_x} = 8,2 \cdot 10^{-5} \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_{fy}}{W_y} = 0,088 \text{ daN/mm}^2$$

Calcul coefficient de flambement :

-Degré de rigidité K des appuis :(CM66 art5.132 page154)

$$K_B = \frac{\sum \text{raideurs poutre}}{(\sum \text{raideur poutre} + \sum \text{raideur poteau})}$$

Dans le sens xx:

$$k_A = 0 \text{ (appui double)}$$

$$k_B = 0 \text{ (articulation)}$$

Dans le sens yy :

$$K_A = \frac{\frac{11770}{450}}{\frac{11770}{450} + 2 \cdot \frac{111900}{342}} = 0,038 = K_B$$

La longueur du flambement :

$$\text{Sens xx : } L_{fx} = 3,42 \text{ m}$$

$$\text{Sens yy : } L_{fy} = 3,42 \text{ m}$$

L'élancement λ :

$$\begin{cases} \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{342}{7,15} = 47,85 \\ \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{342}{23} = 14,88 \end{cases} \Leftrightarrow \lambda = 47,85 \text{ m}$$

$\lambda_x \geq \lambda_y$ Le flambement est grand dans le sens xx d'où $k=1,104$

- coefficient de déversement : $K_d=1$ (poteau HEA550)

Vérification :

$$\frac{9}{8} (1,104 \cdot 8,2 \cdot 10^{-5} + 0,088) = 8,5 \text{ daN/mm}^2 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

✓ La condition est vérifiée.

VIII-3 Vérification de la poutre (IPE330)**Les caractéristique de profilée IPE330**

DESIGNATION abrégee	Poids	Section	Dimension			Caractéristique						
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm	j cm ⁴
IPE330	49,1	62,6	330	160	11,5	11770	788	713	98,5	13,7	3,55	25,7

Les efforts : N=0

$$M_{yy} = 114,86 \text{ KN.m}$$

Condition de résistance**Contrainte de flexion :**

$$\sigma_{fy} = \frac{M_{fy}}{W_y} = \frac{11486158.73}{713} = 16.11 \text{ daN/mm}^2$$

Risque de diveseement :**Contrainte de non diversement**

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^4 \frac{I_y h^2}{I_x l^2} (D-1) B C \quad (\text{CM66 P 85})$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J l^2}{I_x h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{25,7 \cdot 500^2}{788 \cdot 33^2}} = 1,47$$

B = C = 1 (cas des moments différents)

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^4 \frac{788}{11770} \frac{33^2}{500^2} (1,47-1) \cdot 1$$

$$\sigma_d = 5,48 \text{ daN /mm}^2 < 24 \text{ daN /mm}^2$$

Donc la vérification de la stabilité au déversement est nécessaire

$$\lambda_0 = \frac{500}{33} \sqrt{\frac{4 \cdot 11770}{1 \cdot 788} \left(1 - \frac{5,48}{24}\right)} = 102,87 \quad \text{donc } K=1,97 \text{ (tableau 13.114 CM66)}$$

-calcul du coefficient de déversement k_d:

$$K_d = \frac{K_{d0}}{C} + \frac{C-1}{5k_{d0}} \quad (\text{CM66 page 87})$$

Avec :

$$K_{d0} = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(K_0 - 1)} = \frac{1,029}{1 + \frac{5,48}{24}(1,97 - 1)} = 1,61$$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_E}{M_W} + \left(\frac{M_E}{M_W}\right)^2 - 0,152\left(1 - \frac{M_E}{M_W}\right)}} = 1 \quad M_E/M_W = 1$$

$K_d = (1,61/1) = 1,61 > 1$

Vérification : $K_d \cdot \sigma_{fy} = 1,61 \cdot 5,48 = 8,82 < 24 \text{ daN/mm}^2$

✓ La condition est vérifiée.

Vérification des diagonales de contreventement

Les diagonales de contreventement utilisées sont de type **X** et dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Pour ce type de palées de contreventement, il est pris une valeur du coefficient $R=4$.

Et l'article (8.4.3.1) exige que toutes les barres des palées triangulées doivent être calculées pour résister à **1,25** fois la force déterminée.

Les caractéristiques de profilée UPN200 (diagonale) :

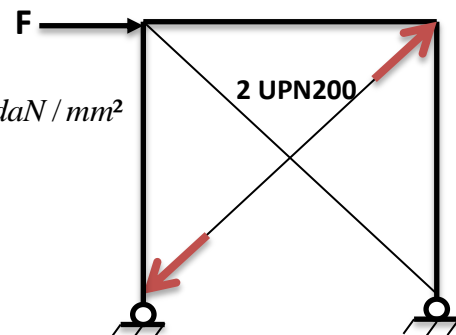
DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm
UPN200	25,3	32,2	200	75	11,5	1910	148	191	27	7,7	2,14

Effort de traction : $N_t = 76672 \text{ daN}$

-contrainte $\sigma_T = \frac{N_t}{A} = \frac{76672}{2 \times 3220} = 11,90 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$

✓ La condition est vérifiée.

Remarque : Diagonal comprimé est négligé.



CHAPITRE IX

ETUDE DES ASSEMBLAGES

IX-1 Introduction

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

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

IX-1-1 Rôle des assemblages

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

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

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

IX-1-2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont

- le rivetage

- le boulonnage
- le soudage
- le collage

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

- le fonctionnement par obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraint dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnant en cisaillement.
- le fonctionnement par adhérence : dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

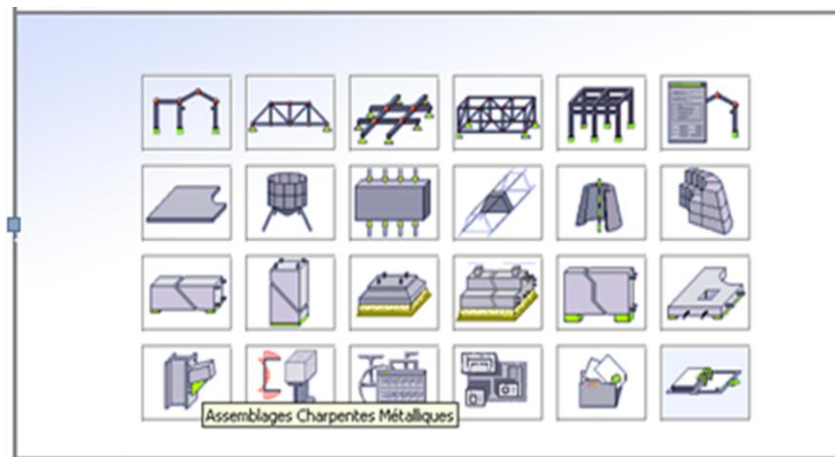
IX-1-3 Précaution constructive

Il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception n'est pas correcte, au travers de l'assemblage la transmission parfaite des forces doit être parfaite afin de ne pas créer des efforts ou des moments secondaires parasites.

IX-2 présentations de logiciel Robot Structural Analysis Professional 2010

ROBOT est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales.



Nous avons utilisé ce logiciel pour le calcul et vérification des assemblages.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas on aura à utiliser la norme NF P-22-460.

IX-3 Calcul des assemblages

IX-3-1 Assemblage poteauHEB550 -poteauHEA550 par éclissage

Puisque nous avons fait toutes les vérifications nécessaires et que les profilés sont admis, l'effort à prendre est l'effort ultime dans l'âme et les ailes.

Boulon HR 10.9 Ø 20 (pour l'aile)

Boulon HR 10.9 Ø 18 (pour l'âme)

Profilé HEB550

Epaisseur de l'aile $e_s=29\text{mm}$

Epaisseur de l'âme $e_a=15\text{mm}$

Profilé HEA550

Epaisseur de l'aile $e_s=24\text{mm}$

Epaisseur de l'âme $e_a=12,5\text{mm}$

Section des ailes

$$S_s(\text{HEB})=29 \times 300 \times 2=17400 \text{ mm}^2$$

$$S_s(\text{HEA})=24 \times 300 \times 2=14400 \text{ mm}^2$$

Section de l'âme

$$S_a(\text{HEB})=15 \times 432=6480 \text{ mm}^2$$

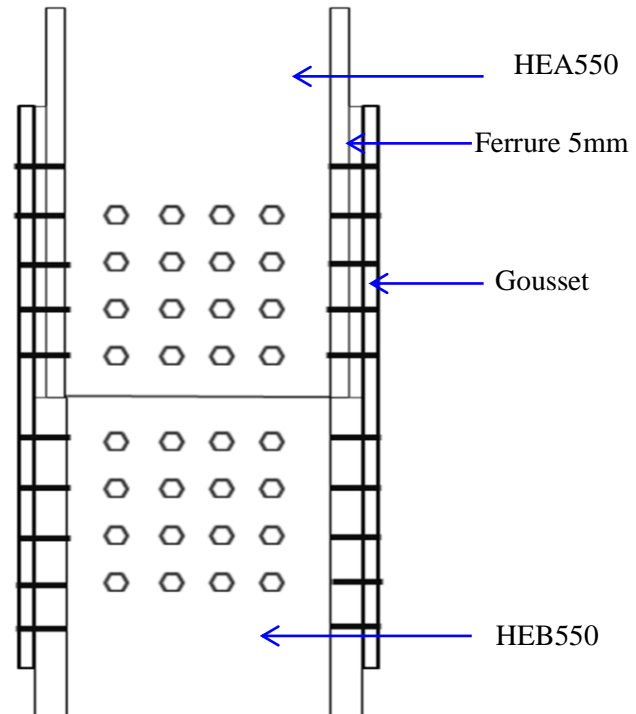
$$S_a(\text{HEA})=12,5 \times 432=5400 \text{ mm}^2$$

-Effort ultime dans les ailes

$$F_s=S_s(\text{HEA}) \cdot \sigma_e=14400 \times 24=345600 \text{ daN}$$

-Effort ultime dans l'âme

$$F_s=S_a(\text{HEA}) \times \sigma_e=5400 \times 24=129600 \text{ daN}$$



Aile

20 Boulons HR 10.9 Ø 20

T admissible = 17640 daN (par boulon)

On vérifie : $F_s/2n = 345600/2 \cdot 20 = 8640 \text{ daN} < T_{adm}$

Ame

16 Boulons HR 10.9 Ø 18

T admissible = 13824 daN (par boulon)

On vérifie : $F_s/2n = 129600/2 \cdot 16 = 4050 \text{ daN} < T_{adm}$

Gousset

1-Ailes: (section total) $S_{total} = 300 \times 20 \times 2 + 113 \times 20 \times 4 = 21040 \text{ mm}^2$

$$S_{trous} = 22 \times 20 \times 8 = 3520 \text{ mm}^2$$

$$S_{reduite} = S_t - S_{tr} = 17520 \text{ mm}^2$$

Contrainte dans le gousset

$$\sigma = F_s/S_{red} = 129600/17520 = 23,01 < 24 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

2-Ame: $S_{total} = 12,5 \times 432 \times 2 = 10800 \text{ mm}^2$

$$S_{trous} = 20 \times 12 \times 8 = 1920 \text{ mm}^2$$

$$S_{reduite} = S_t - S_{tr} = 8880 \text{ mm}^2$$

Contrainte dans le gousset

$$\sigma = F_s/S_{red} = 129600/8880 = 14,59 < 24 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

-Vérification de la pression diamétrale

$$\text{Aile : } d/e = 22/20 = 1,1 < 3 \quad \text{vérifié.}$$

$$\text{Ame : } d/e = 20/12 = 1,66 < 3 \quad \text{vérifié.}$$

IX-3-2 Assemblage poteau – poutre

IX-3-2-1 Assemblage poteau HEB550– poutre IPE330 :(jarret rigide)



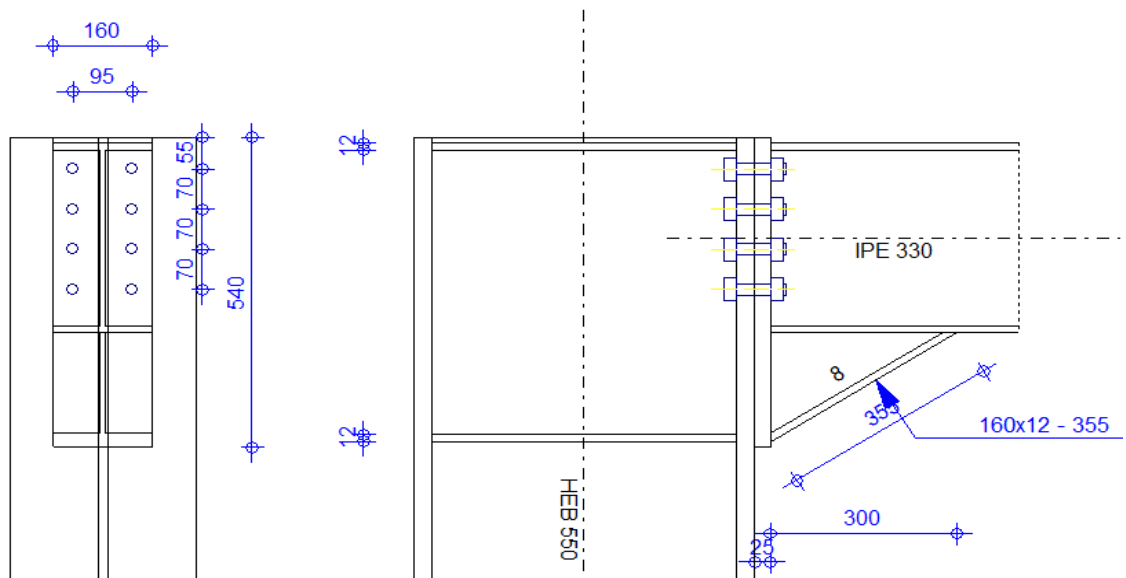
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF P 22-460



Ratio
0.96



GENERAL

Assemblage N° :	38
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Noeud de la structure :	289
Barres de la structure :	1180, 1447

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé :	HEB 550
Barre N° :	1180
$\alpha =$	-90.0 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER
$\sigma_{ec} =$	235.00 [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé : IPE 330

Barre N° : 1447

$\alpha = -0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER

$\sigma_{eb} = 235.00$ [MPa] Résistance

BOULONS

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$F_b = 125.44$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 55$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 95$ [mm]

Entraxe $p_i = 70; 70; 70$ [mm]

PLATINE

$h_p = 540$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 160$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 25$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau : ACIER

$\sigma_{ep} = 235.00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 160$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 190$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 32.3$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER E24

$\sigma_{ebu} = 235.00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 12$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau : ACIER E24

$\sigma_{esu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 12$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau : ACIER E24

$\sigma_{esu} = 235.00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas : 11: ELU $(1+2) * 1.35 + 3 * 1.50 + 15 * 1.00$

$M_y = 200.76$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = -198.58$ [kN] Effort tranchant

$F_x = -0.00$ [kN] Effort axial

RESULTATS**DISTANCES DE CALCUL**

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	35	44			21	34	13	40			25	33			
2	Centraux	35	44					13	40							70
3	Centraux	35	44					13	40							70
4	Centraux	35	44					13	40							70

x = 54 [mm] Zone comprimée

 $x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$ **EFFORTS PAR BOULON - METHODE ELASTIQUE**

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	461	191.91	0.00	260.47	407.81	125.44	->	125.44	100.00
2	391	71.57	61.69	99.70	212.94	125.44	->	61.69	100.00
3	321	71.57	61.69	99.70	212.94	125.44	->	61.69	100.00
4	251	71.57	61.69	99.70	212.94	125.44	->	61.69	100.00

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Moment [9.2.2.2.1]

 $M_y \leq M_{tot}$ 200.76 < 234.34 **vérifié** (0.86) $M_y \leq M_{Red}$ 200.76 < 208.33 **vérifié** (0.96)

Effort tranchant [8.1.2]

 $Q_{adm} = 41.40$ [kN] $Q_{adm} = 1.1 \cdot \mu_v \cdot (P_v - N_1)$ $Q_1 \leq Q_{adm}$ 24.82 < 41.40 **vérifié** (0.60)

Effort axial [9.1]

 $F_{min} = 150.53$ [kN] $F_{min} = \min(0.15 \cdot A \cdot \sigma_e, 0.15 \cdot n \cdot P_v)$ $|F_x| \leq F_{min}$ $|-0.00| < 150.53$ **vérifié** (0.00)

La méthode de calcul est applicable

VERIFICATION DE LA POUTRE

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

 $N_{c adm} = 552.09$ [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$ $F_{res} \leq N_{c adm}$ 532.02 < 552.09 **vérifié** (0.96)**VERIFICATION DU POTEAU**

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

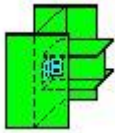
 $F_{res} \leq F_{pot}$ 532.02 < 1656.75 **vérifié** (0.32)

Cisaillement de l'âme du poteau - (NF, CM66)

 $|F_{res}| \leq V_R$ $|532.02| < 1527.01$ **vérifié** (0.35)**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0.96

IX-3-2-2 Assemblage poteau HEB550– poutre IPE300 :(articuler)

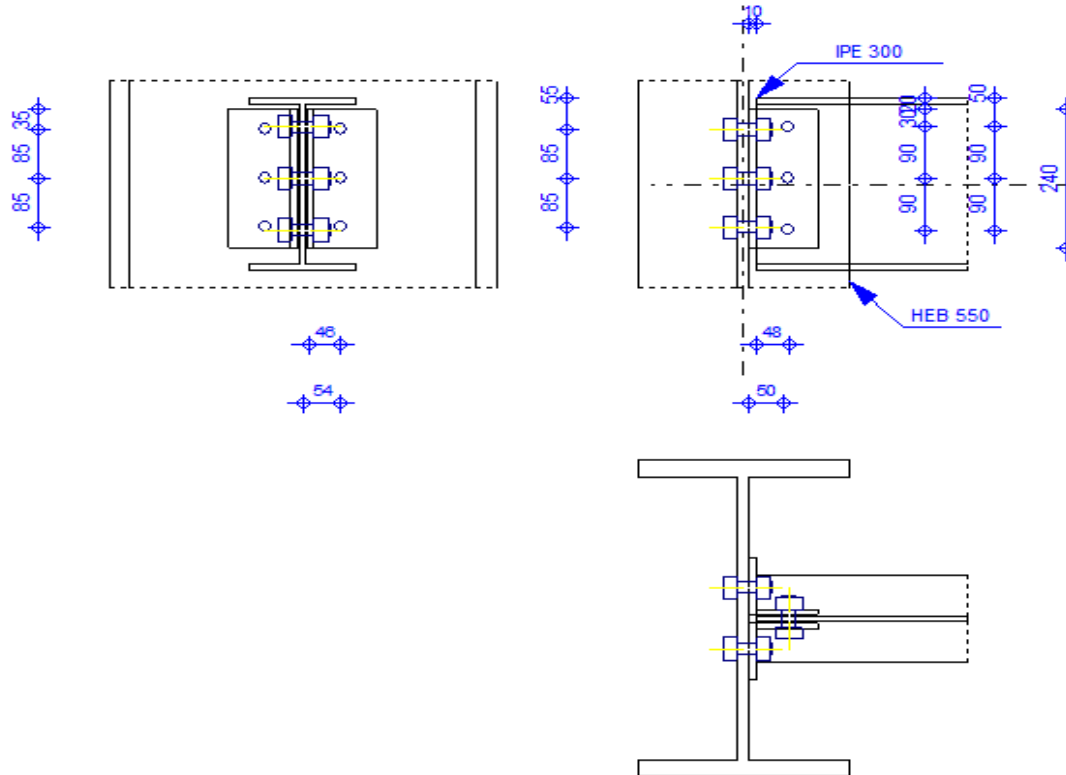


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Calcul de l'assemblage par cornières

CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)

OK

Ratio
0.25**GENERAL** Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poteau (âme)**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé : HEB 550
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_{ec} = 235.00$ [MPa] Résistance

POUTRE PORTEE

Profilé : IPE 300
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_{eb} = 235.00$ [MPa] Résistance

CORNIERE

Profilé : CAE 100x10
 $L_c = 240$ [mm] Longueur de la cornière
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_c = 235.00$ [MPa] Résistance

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

Classe =	10.9		Classe du boulon
d' =	20	[mm]	Diamètre du boulon
f _y =	670.00	[MPa]	Limite de plasticité
f _u =	1000.00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n' =	3.00		Nombre de rangées des boulons
h ₁ =	35	[mm]	Niveau du premier boulon

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Classe =	10.9		Classe du boulon
d =	20	[mm]	Diamètre du boulon
f _y =	670.00	[MPa]	Limite de plasticité
f _u =	1000.00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3.00		Nombre de rangées des boulons
h ₁ =	30	[mm]	Niveau du premier boulon

EFFORTS

Cas : 11: ELU (1+2) * 1.35 + 3 * 1.50 + 15 * 1.00

T = 54.70 [kN] Effort tranchant

RESULTATS**BOULONS**

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1.3 * n * A_s * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 54.70 | < 296.19 \quad \text{vérifié} \quad (0.18)$$

cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_s * f_y \quad | 54.70 | < 410.24 \quad \text{vérifié} \quad (0.13)$$

PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 54.70 | < 216.83 \quad \text{vérifié} \quad (0.25)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad | 54.70 | < 1269.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad | 54.70 | < 312.84 \quad \text{vérifié} \quad (0.17)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad | 54.70 | < 237.08 \quad \text{vérifié} \quad (0.23)$$

CORNIERE

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 54.70 | < 610.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.09)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad | 54.70 | < 846.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

Pince transversale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad | 54.70 | < 528.75 \quad \text{vérifié} \quad (0.10)$$

Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad | 54.70 | < 616.88 \quad \text{vérifié} \quad (0.09)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad | 54.70 | < 366.32 \quad \text{vérifié} \quad (0.15)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad |54.70| < 366.32 \quad \text{vérifié} \quad (0.15)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad |54.70| < 663.31 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad |54.70| < 784.70 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.25

IX-3-2-3 Assemblage poteau HEA550 – poutre IPE330 :(jarret rigide)



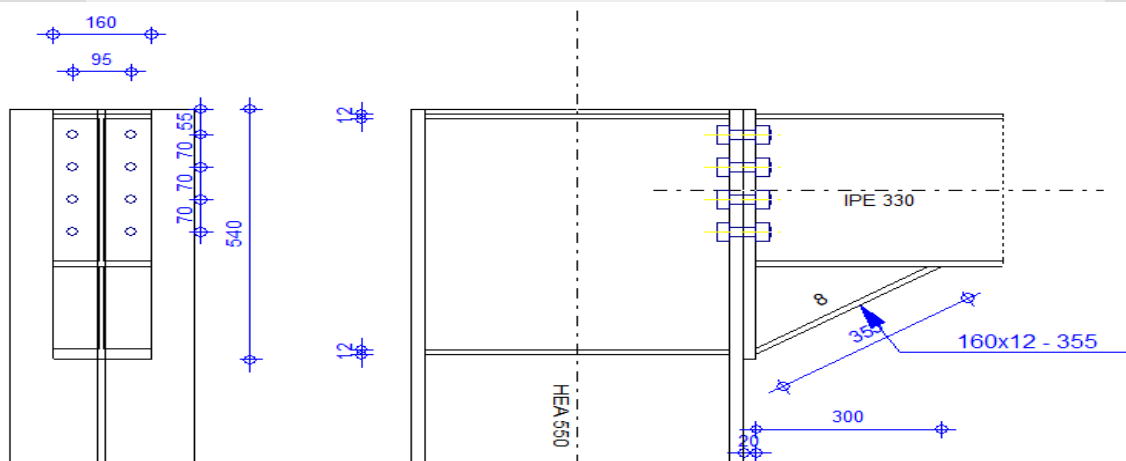
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF P 22-430



Ratio
0.99



GENERAL

Assemblage N° :	36
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Noeud de la structure :	195
Barres de la structure :	659, 573

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé :	HEA 550
Barre N° :	659
$\alpha =$	-90.0 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER
$\sigma_{ec} =$	235.00 [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé :	IPE 330
-----------	---------

POUTRE

Profilé : IPE 330
 Barre N° : 573
 $\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{eb} = 235.00$ [MPa] Résistance

BOULONS

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_b = 131.32$ [kN] Résistance du boulon à la rupture
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 55$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 95$ [mm]
 Entraxe $p_i = 70; 70; 70$ [mm]

PLATINE

$h_p = 540$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 160$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ep} = 235.00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 160$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 190$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 32.3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_{ebu} = 235.00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 12$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_{esu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 12$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_{esu} = 235.00$ [MPa] Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas : 11 ELU (1+2) *1.35+3*1.50+15*1.00

$M_y = 154.13$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = -154.51$ [kN] Effort tranchant
 $F_x = 0.00$ [kN] Effort axial

RESULTATS**DISTANCES DE CALCUL**

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	35	44			21	34	14	41			25	33			
2	Centraux	35	44					14	41							70
3	Centraux	35	44					14	41							70
4	Centraux	35	44					14	41							70

x = 54 [mm] Zone comprimée

x = e_s*√(b/e_a)**EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE ELASTIQUE**

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	461	153.52	0.00	260.47	321.10	131.32	>	66.89	100.00
2	391	57.26	61.69	99.70	163.93	131.32	>	56.73	100.00
3	321	57.26	61.69	99.70	163.93	131.32	>	46.57	100.00
4	251	57.26	61.69	99.70	163.93	131.32	>	36.41	100.00

 $F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ 56.73 < 57.26 **vérifié** (0.99)

Traction des boulons

 $1.25 * F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red}$ |341.29| < 670.00 **vérifié** (0.51)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

 $\sqrt{[F_{imax}^2 + 2.36 * T_i^2] / A_s} \leq \sigma_{red}$ |298.69| < 670.00 **vérifié** (0.45)

Effort tranchant

 $T_1 \leq T_b$ 19.31 < 106.59 **vérifié** (0.18) [9.2.2.1]
VERIFICATION DE LA POUTRE

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

N_{c adm} = 552.09 [kN] Résistance de la section de la poutreN_{cadm} = A_{bc}*σ_e + N*A_{bc}/A_b
 $F_{res} \leq N_{c adm}$ 413.21 < 552.09 **vérifié** (0.75)
VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau

[9.2.2.2.2]

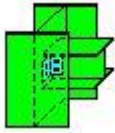
 $F_{res} \leq F_{pot}$ 413.21 < 1353.01 **vérifié** (0.31)

Cisaillement de l'âme du poteau - (NF, CM66)

 $|F_{res}| \leq V_R$ |413.21| < 1277.51 **vérifié** (0.32)
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.99

IX-3-2-4 Assemblage poteau HEA550 – poutre IPE300 :(articuler)

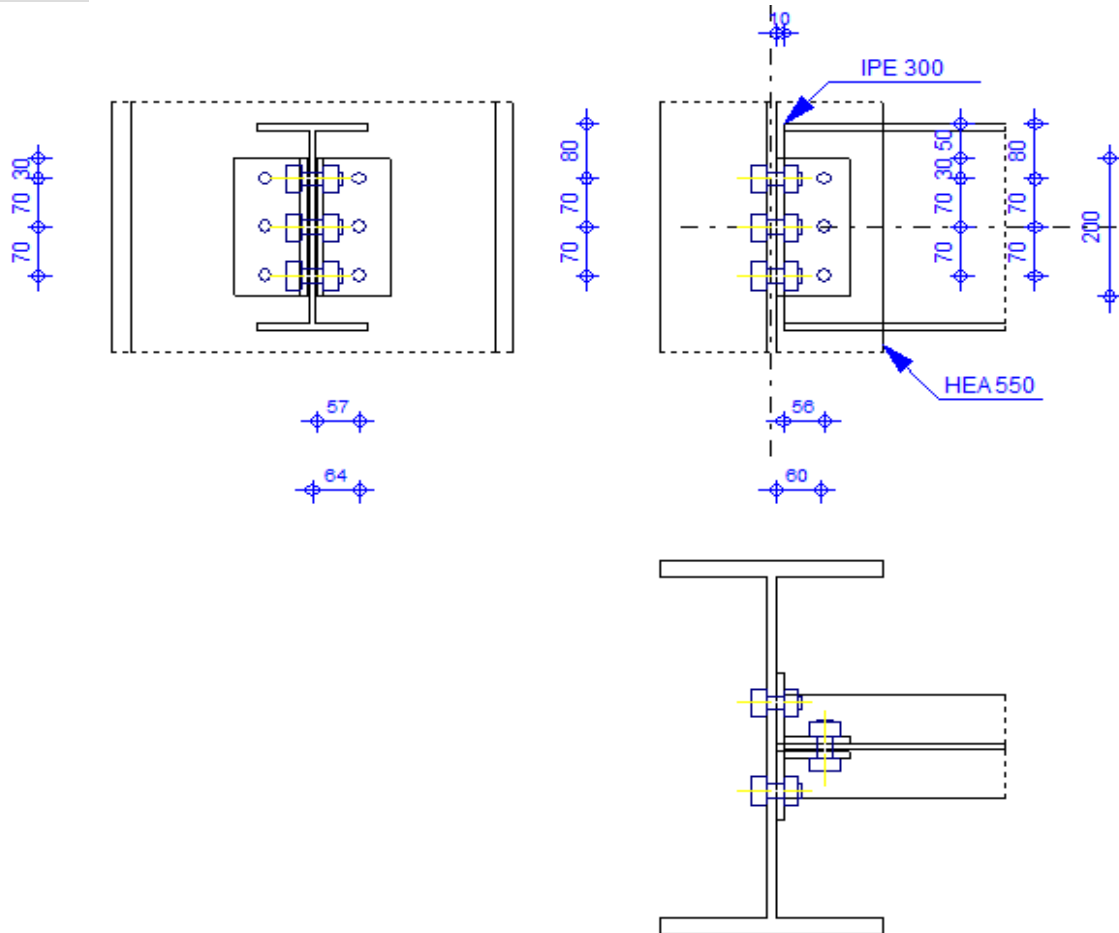


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Calcul de l'assemblage par cornières

CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)

OK

Ratio
0.21**GENERAL**

Assemblage N° : 44
 Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poteau (âme)

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé : HEA 550
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ec} = 235.00$ [MPa] Résistance

POUTRE PORTEE

Profilé : IPE 300
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{eb} = 235.00$ [MPa] Résistance

CORNIERE

Profilé : CAE 100x10
 $L_c = 200$ [mm] Longueur de la cornière
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_c = 235.00$ [MPa] Résistance

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

Classe = 10.9 Classe du boulon
 $d' = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $f_y = 670.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_u = 1000.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n' = 3.00$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Classe = 10.9 Classe du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $f_y = 670.00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_u = 1000.00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3.00$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon

EFFORTS

Cas : 7: $G+Q+1.2EY (1+2+3) * 1.00+10*1.20$
 $T = 35.50$ [kN] Effort tranchant

RESULTATS**BOULONS**

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1.3 * n * A_s * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 35.51 | < 236.25 \quad \text{vérifié} \quad (0.15)$$

cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_s * f_y \quad | 35.51 | < 410.24 \quad \text{vérifié} \quad (0.09)$$

PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 35.51 | < 172.95 \quad \text{vérifié} \quad (0.21)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad | 35.51 | < 1057.50 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad | 35.51 | < 500.55 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad | 35.51 | < 237.08 \quad \text{vérifié} \quad (0.15)$$

CORNIERE

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 35.51 | < 487.19 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad | 35.51 | < 846.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

Pince transversale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad | 35.51 | < 528.75 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad | 35.51 | < 528.75 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d) * \sigma_c \quad | 35.51 | < 284.91 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d) * \sigma_c \quad | 35.51 | < 284.91 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq (2/a) * (l/v)_c * \sigma_c \quad | 35.51 | < 396.48 \quad \text{vérifié} \quad (0.09)$$

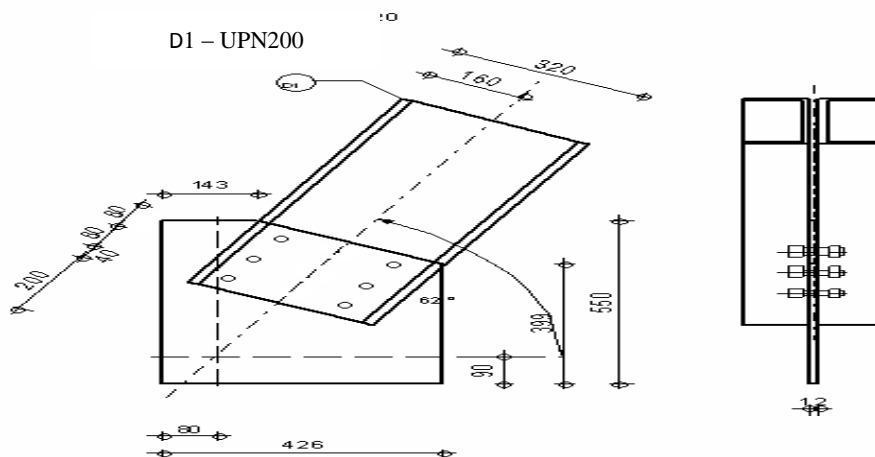
Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a) * \sigma_c \quad | 35.51 | < 472.96 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.21

IX-3-3 Assemblage des palées de stabilité 2UPN200 en X



Les efforts :

La diagonale est constitué d'une section 2 UPN320 reprenant un effort de traction

$N_d = 67662,38$ daN; Gousset (soudé sur le poteau): $e = 12$ mm

Nombre de boulons

On prendra **6** boulons ordinaires

Les boulons doivent reprendre la totalité des efforts. Pour choisir leur classe et leur diamètre il faudra calculer l'effort revenant à chaque boulon.

Sachant que les boulons travaillerons aux cisaillement (la diagonale étant attaché aux deux extrémités, on aura un double cisaillement) .

$$\text{Soit : } \frac{67662,38}{2 \times 6} = 5638,53 \text{ daN/boulon.}$$

On prendra 6 boulons $\Phi 16$ de classe 10.9.

IX-3-4 Calcule des platines et des ancrages en pieds de poteau



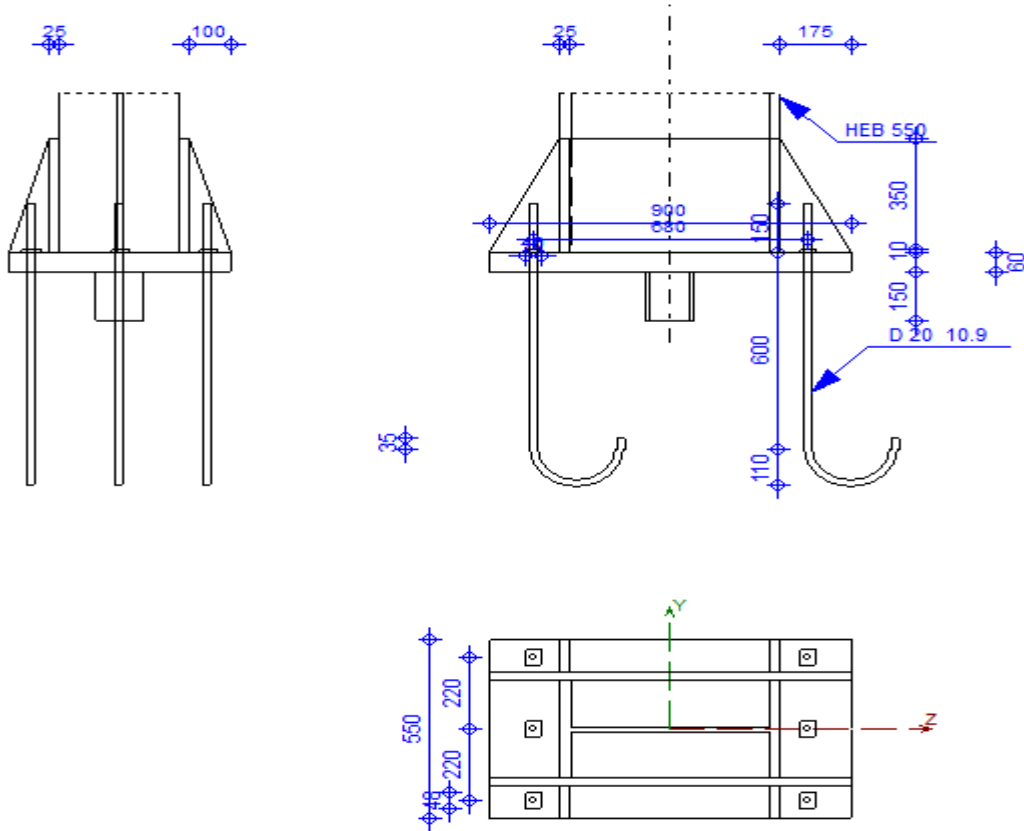
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Calcul du Pied de Poteau encastré

'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)



Ratio
0.89



GENERAL

Assemblage N° : 10
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure : 37
 Barres de la structure : 645

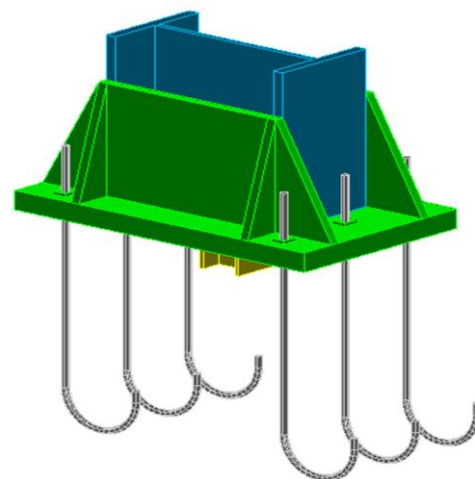
GEOMETRIE

POTEAU

Profilé : HEB 550
 Barre N° : 645
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ec} = 235.00$ [MPa] Résistance

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 900$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 550$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 60$ [mm] Epaisseur
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_e = 235.00$ [MPa] Résistance



ANCRAGE

Classe =	10.9		Classe de tiges d'ancrage
d =	20	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18	[mm]	Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
n _H =	2		Nombre de colonnes des boulons
n _V =	3		Nombre de rangées des boulons
e _H =	680	[mm]	Ecartement
e _V =	220	[mm]	Entraxe

Plaquette

l _{wd} =	40	[mm]	Longueur
b _{wd} =	48	[mm]	Largeur
t _{wd} =	10	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé :	HEB 120		
h _w =	150	[mm]	Hauteur
Matériau :	ACIER E24		
σ _e =	235.00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR

l _r =	175	[mm]	Longueur
w _r =	550	[mm]	Largeur
h _s =	350	[mm]	Hauteur
t _s =	25	[mm]	Epaisseur

SEMELLE ISOLEE

L =	1000	[mm]	Longueur de la semelle
B =	1000	[mm]	Largeur de la semelle
H =	1200	[mm]	Hauteur de la semelle

BETON

f _{c28} =	25.00	[MPa]	Résistance
σ _{bc} =	14.17	[MPa]	Résistance
n =	6.56		ratio Acier/Béton

SOUDURES

a _p =	17	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
a _w =	10	[mm]	Bêche
a _s =	14	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas : 11: ELU (1+2) *1.35+3*1.50+15*1.00

N =	-2174.27	[kN]	Effort axial
Q _y =	-1.66	[kN]	Effort tranchant
Q _z =	-76.75	[kN]	Effort tranchant
M _y =	180.22	[kN*m]	Moment fléchissant
M _z =	-2.89	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BETON

VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE

$$p_m \leq K \cdot \sigma_{bc} \quad 6.88 < 14.17 \quad \text{vérifié} \quad (0.49)$$

ANCRAGE

Vérification de la semelle tendue du poteau

$l_1 =$	150	[mm]			$l_1 = 0.5 \cdot b_{fc}$
$l_2 =$	102	[mm]			$l_2 = \pi \cdot 0.5 \cdot a_2$
$l_3 =$	142	[mm]			$l_3 = 0.5 \cdot [(b_{fc} - s) + \pi \cdot a_2]$
$l_4 =$	212	[mm]			$l_4 = 0.5 \cdot (s + \pi \cdot a_2)$
$l_{eff} =$	102	[mm]			$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$
$N_t \leq l_{eff} \cdot t_{fc} \cdot \sigma_{ec}$			$0.05 < 695.82$	vérifié	(0.00)

Adhérence

$$N_t \leq \pi \cdot d \cdot \tau_s \cdot (L_2 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot L_4) \quad 0.05 < 112.93 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e \quad 0.05 < 131.32 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

BECHE

Béton

$$|T_z| \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B \quad |-76.75| < 204.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.38)$$

$$|T_y| \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot H \quad |-1.66| < 204.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

Ame

$$|T_z| \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3} \quad |-76.75| < 86.43 \quad \text{vérifié} \quad (0.89)$$

$$|T_y| \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3} \quad |-1.66| < 358.19 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Semelle

$$|T_z| \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |-76.75| < 611.14 \quad \text{vérifié} \quad (0.13)$$

$$|T_y| \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |-1.66| < 157.11 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

Soudure âme

$$|T_z| \leq 2/k \cdot f \cdot t \cdot h / \sqrt{3} \quad |-76.75| < 379.90 \quad \text{vérifié} \quad (0.20)$$

$$|T_y| \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |-1.66| < 488.34 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Semelle

$$|T_z| \leq 2 \cdot 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |-76.75| < 1122.45 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

$$|T_y| \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B \quad |-1.66| < 879.96 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Ame poteau

$$|T_z| \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |-76.75| < 2435.15 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

$$|T_y| \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |-1.66| < 1088.34 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

PLATINE

Zone de traction

$$M_{11'} \leq \sigma_e \cdot W \quad 0.01 < 508.95 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Cisaillement

$$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot h_r \cdot t_r \cdot n_r / 1.5 \quad 0.16 < 1582.90 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

$$t_{pmin} = 0 \quad [\text{mm}] \quad t_{pmin} = V_{11'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$$

$$t_{pd} \geq t_{pmin} \quad 60 > 0 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Traction

$$t_{pd} \geq t_{pmin} \quad 5.24 < 22500.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Zone comprimée

$$M_{22'} \leq \sigma_e \cdot W \quad 55.14 < 508.95 \quad \text{vérifié} \quad (0.11)$$

Cisaillement

$$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot h_r \cdot t_r \cdot n_r / 1.5 \quad 614.04 < 1582.90 \quad \text{vérifié} \quad (0.39)$$

$$t_{pmin} = 12 \quad [\text{mm}]$$

$$t_{pd} \geq t_{pmin} \quad 60 > 12 \quad \text{vérifié} \quad t_{pmin} = V_{22'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd}) \quad (0.21)$$

Section oblique dans la zone de la dalle comprimée

$$M_{55'} \leq \sigma_e \cdot (I_3 \cdot t_{pd}^2) / 6 \quad 1.73 < 28.42 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

Cisaillement

$$V_{55'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot I_3 \cdot t_{pd} / 1.5 \quad 59.66 < 1093.87 \quad \text{vérifié} \quad (0.05)$$

RAIDISSEUR**Epaisseur**

$$t_r \geq \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3}) \quad 25 > 19 \quad \text{vérifié} \quad (0.78)$$

Soudures

$$a_r \geq \max(a'_r, a''_r) \quad 14 > 8 \quad \text{vérifié} \quad (0.58)$$

POTEAU**Ame**

$$t_w \geq 3 \cdot M_m / (\sigma_{ec} \cdot h_r^2) \quad 15 > 6 \quad \text{vérifié} \quad (0.38)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.89

CHAPITRE X

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X-1 Introduction

Lors d'un séisme majeur l'instabilité des constructions est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

X-2 Etude des éléments du sous-sol

X-2-1 Les dalles

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan, elles se reposent sur deux, trois, ou quatre appuis.

X-2-1-1 dimensionnement des dalles

La détermination de l'épaisseur de la dalle, dépend de plusieurs conditions le calcul se fait en flexion simple par bande de 1m, les moments seront calculés par la méthode dite « **méthode forfaitaire** » conformément à les ANNEXES -E, -F du règlement CBA93.

a) Résistance à la flexion

On a :
$$\left[\begin{array}{l} \text{-pour les dalles reposant sur 2 appuis } \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \\ \text{-pour les dalles reposant sur 3 ou 4 appuis : } \frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \end{array} \right.$$

Dans notre bâtiment, les dalles sont reposées sur quatre appuis.

La dalle la plus sollicitée est de dimension (5,00 x 4,50) m².

Soit l_x, l_y les portées mesurées entre nus des appuis avec l_x la plus petite portée de cette dalle

$$l_x = 4,50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 500/50 \leq e \leq 500/40 \longrightarrow 10,00 \leq e \leq 12,50 \text{ cm}$$

On prend $e = 12 \text{ cm}$

b) Condition de résistance au feu

Pour des dalles portant sur 2, 3 et 4 appuis

Résistance en feu en heures	1/2	1	1 1/2	2	3
Epaisseur minimal : $e \geq$ (cm)	6	7	9	11	15

On admet: $e = 15 \text{ cm}$

c) Condition sur la flèche

Pour le pré dimensionnement, nous prendrons le cas le plus défavorable, sur une bande de 1m de largeur et de longueur 5,00m, avec une épaisseur $e=16$ cm, supposée travaillant comme une poutre encastre sur les deux extrémités, nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$f_{\max} < L_{\max} / 500 ; \text{ si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m.}$$

$$f_{\max} < 0.5 \text{ cm} + L_{\max} / 1000 ; \text{ si la portée } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m.}$$

(Selon CBA : B65.3).

Dans notre cas : $L_{\max} = 500$ cm, avec :

$$G = 636 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow \text{Charge permanente.}$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow \text{Charge d'exploitation.}$$

(Plancher de s/sol : voir ch : évaluation des actions).

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = 1233,6 \text{ kg/ml}$$

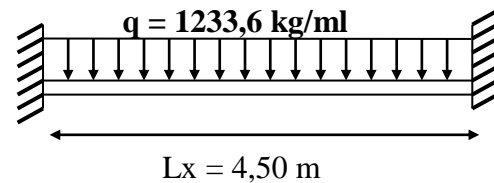
$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}, \quad \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$L_x = 500 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} I = \frac{be^3}{12} \\ E = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} = 321642 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{(3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3)}{(384 \cdot E \cdot b)}} \Rightarrow$$

$$e \geq 15,53 \text{ cm} \Rightarrow e = 16,00 \text{ cm}$$



Conclusion :

D'après les conditions précédentes, on optera pour une épaisseur $e = 20$ cm, pour les dalles niveau RDC et s/sol (parking). Donc : **$e = 20$ cm**

X-2-1-2 Ferrailage des dalles :

Notation :

Soit l_x , l_y et e les dimensions de la dalle

$\alpha = l_x / l_y$: rapport des dimensions

μ_x : coefficient du moment dans la direction x

μ_y : coefficient du moment dans la direction y

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$: moments dans le sens x

$M_y = \mu_y \cdot M_x$: moments dans le sens y

Remarque :

Selon l'article A.2.1.3 le coefficient de poisson du béton $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (le calcul se fait à l'ELU)

Evaluation des sollicitations :

$$G = 0,636 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0,250 \text{ t/m}^2$$

$$P_u = (1,35.G + 1,5.Q) . 1$$

$$P_u = 1,2336 \text{ t/m}$$

$$P_{ser} = (G + Q) . 1$$

$$P_{ser} = 0,886 \text{ t/m}$$

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle ($5 \times 4,5$) m² et pour une bande de 1m de largeur :

$$L_x = 4.50 \text{ m}$$

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

$$\alpha = l_x / l_y = 0.90$$

$$\alpha \geq 0.4$$

Alors la dalle porte dans les deux sens et μ_x , μ_y sont données en fonction de :

$$\alpha = l_x / l_y$$

$$\mu_x(0.90) = 0.046$$

$$\mu_y(0.90) = 0.778$$

$$M_x = \mu_x . P_u . l_x^2$$

$$M_x = 1,15 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y . M_x$$

$$M_y = 0,90 \text{ tm}$$

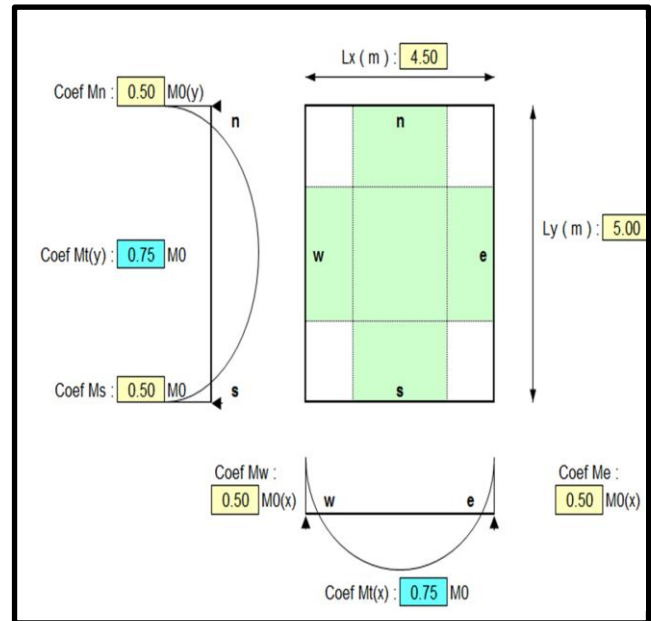
Evaluation des sollicitations dans les dalles :

M_t moment pris en compte en travée

M_w et M_e valeur adoptée pour le moment de l'appui (de gauche à droite)

M_0 moment maximal calculé ou la dalle est simplement appuyée sur son pourtour.

Les moments M_t , M_w , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :



$$1- M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq (1 + 0.3 \times \rho) \times M_0$$

- le second membre de l'inégalité n'étant pas inférieur à 1,05 M₀

- ρ est le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes

et des charges d'exploitation

$$\rho = Q / (Q + G) = 0,25 / (0,636 + 0,25)$$

$$\rho = 0,28$$

$$D'où M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq 1,084 M_0 \quad \text{condition vérifier}$$

2-Le moment maximal en travée M_t n'est pas inférieur à :

$$(1 + 0.3 \times \rho) \times M_0 / 2 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$(1.2 + 0.3 \times \rho) \times M_0 / 2 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

- Pour une travée de rive :

$$M_w = 0,3 M_0$$

$$M_e = 0,5 M_0 \quad M_t \geq 0,6435 M_0$$

- Pour une travée intermédiaire :

$$M_t \geq 0,5435 M_0$$

On prend dans tous les cas M_t = 0,75 M₀

3- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieur à :

0,6 M₀ dans le cas d'une poutre à deux travées

0,5 M₀ dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

0,4 M₀ dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre plus de trois travées

Dans notre cas on prend **M_e = M_w = 0,5 M₀** comme des moments des appuis

Ferraillage dans le sens (x-x) :

$$M_x = M_0 = 1,15 \text{ t.m}$$

Moment en travée

$$M_t = 0,75 M_0$$

$$M_t = 0,862 \text{ t.m}$$

Moment en appuis

$$M_w = M_e = 0,5 M_0$$

$$M_w = M_e = 0,575 \text{ t.m}$$

a -Ferraillage sur l'appui

$$M_w = 0,575 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,012$$

$\mu < 0,186$ donc on a section sans armatures compérées (SSAC) $A' = 0 \text{ cm}^2$

$\alpha = 0,015$ et $Z = 0,178 \text{ m}$

$$A_s = 0,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée donc on adopte Amin comme section des armatures.

Choix des barres : Soit **5HA8** par ml $\Rightarrow A_s = 2,51 \text{ cm}^2$

b-Ferraillage en travée :

On a : $b_0 = 1 \text{ m}$

$h = 0,20 \text{ m} \Rightarrow d = 0,18 \text{ m}$

Fissuration peu nuisible et $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

$\mu = M_u / b_0 \times d^2 \times f_{bc} = 0,862 \cdot 10^{-2} / 1 \times 0,18^2 \cdot 14,17$ donc $\mu = 0,018$

$\mu < 0,186$ donc on a section sans armatures compérées (SSAC) $A' = 0 \text{ cm}^2$

$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$ donc $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,023$

$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \text{ m}$

$A_s = M_u / Z \times \sigma_s$ d'où $A_s = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} \geq 2,11 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité n'est pas vérifiée et on adopte comme choix barres:

$$\text{Soit : } \mathbf{5HA8} \text{ par ml } \Rightarrow A_s = \mathbf{2.51 \text{ cm}^2}$$

Vérification de l'espacement des barres :

D'après l'article (A.7.2.4.2) de CBA93

Direction la plus sollicitée $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée

$S_t \leq \min(4h, 40 \text{ cm})$ donc $S_t \leq 40 \text{ cm}$

On prend $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

Armatures transversales :

Les dalles sont bétonnées sans reprise de bétonnage dans toute leur épaisseur

$\tau_u \leq 0,07 f_{c28} / \gamma_b$: selon l'Article A.5.2.2 du CBA 93.

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\tau_u = V_u / b_o \cdot d$$

$$V_u = P_u \cdot l / 2 = 1,2336.5 / 2 = 3,084 \text{ t}$$

$$\tau_u = 3,084 \cdot 10^{-2} / 1.0,18 = 0,17 \text{ MPa}$$

$$0,07 f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \times 25 / 1,15 = 1,522 \text{ MPa}$$

$$d'où \tau_u \leq 0,07 f_{c28} / \gamma_b \quad \text{Condition vérifier}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaire

Ferraillage dans le sens y-y

$$\text{Nous avons : } b_o = 1 \text{ m} , h = 0.20 \text{ m}$$

$$d = h - c - \Phi / 2 - \Phi = 0.20 - 0.02 - 0.008 - 0.008 / 2 = 0.168 \text{ m}$$

$$M_y = M_o = 0,90 \text{ tm}$$

$$M_t = 0,75 M_o = 0,75 \cdot 0,90 = 0,67 \text{ tm}$$

$$\Rightarrow \mu = M_u / b d^2 f_{bu} = 0,014 \quad \mu < 0,186 \quad \text{la section sans armatures comprimés}$$

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \quad \text{et} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.018 \quad \text{et} \quad Z = 0.178 \text{ m} \quad \text{et} \quad A_s = M_u / Z \times \sigma_s$$

$$A_s = 1,07 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} > 0,23 \cdot 1.0,18 \cdot (2,1/400)$$

$$A_{smin} > 2.16 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifié}$$

$$\text{Choix des barres : Soit } 5HA8 \quad \text{par ml} \Rightarrow A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'espacement des barres :

D'après l'article (A.7.2.4.2) de CBA93

Direction la plus sollicitée

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée

$$S_t \leq \min(4h, 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures longitudinales 5HA8 / ml ; Armatures transversales 5HA8 / ml

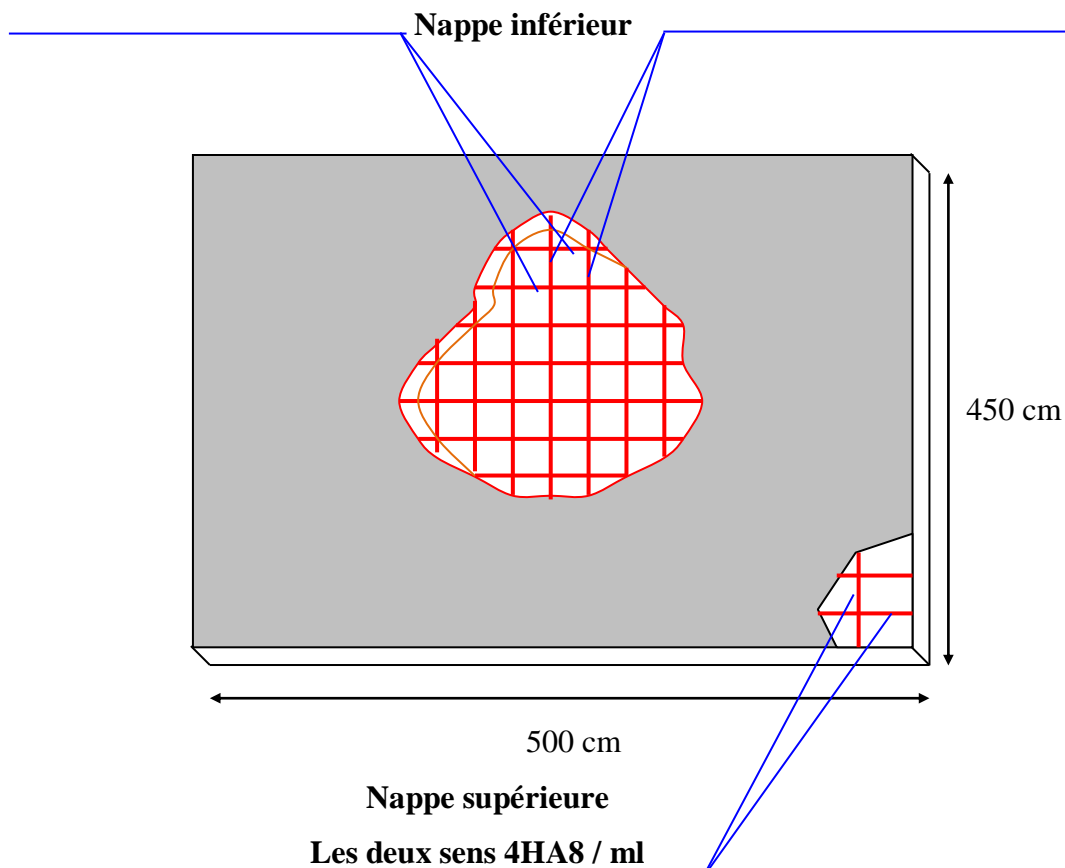


Figure X-1 : Ferrailage de la dalle

X-2-2 Les poutres :

X-2-2-1 dimensionnement des poutres :

D'après le *RPA99/version 2003*, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes : $b \geq 20 \text{ cm}$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b_1$$

D'après la formule empirique, les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante :

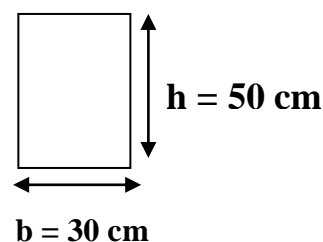
$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \text{avec } L_{\max} = 5 \text{ m donc : } 33,33 \leq h_t \leq 50$$

On prend: $h_t = 50 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Donc on aura des poutres (50cm x 30cm)

pour les deux sens



X-2-2-2-Ferraillage des poutres :**Introduction :**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Le ferraillage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens

$$\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15 \quad f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 384 \text{ MPa}$$

Combinaisons d'action :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **selon BAEL 91 ELU:**

$$1,35 G + 1,5 Q \text{ en travée}$$

- **selon le R.P.A 99/version 2003 :**

$$\left. \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ sur appuis}$$

1-Recommandations du RPA 99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

-Effort interne selon l'ELU

$$(1,35G+1,5Q) \quad M_{\max} = 88,056 \text{ kN.m}$$

-Effort interne selon le RPA99/version2003 Situation accidentelle

$$(0.8G \pm E) \quad M_{\max} = 148,93 \text{ kN.m}$$

$$(G+Q \pm E) \quad M_{\max} = 150,06 \text{ kN.m}$$

-Effort tranchant maximal

$$(G+Q+E) \quad T_{\max} = 135,33 \text{ KN}$$

a. Ferrailage longitudinal :

Ferrailage en travée :(situation durable)

$B = 50 \times 30 \text{ cm}^2$ (poutre porteuse), sens transversal ; $F_e = 400 \text{ MPA}$.

$$M_{\text{ult}} = 88,056 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 65,032 \text{ KN.m}$$

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\alpha_c = 0,4274 \quad ; \quad \mu_c = 0,2835$$

$$d = 0,9 \times 0,5 = 0,45 \text{ m}$$

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bc}) = 0,102 \quad ; \quad \alpha = (1 - (1 - 2 \cdot \mu)^{1/2}) / 0,8 = 0,134$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,425 \text{ m} \quad \text{donc} \quad A_s = 0,08856 / (0,425 \cdot 348) = 5,42 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage sur appui :(situation accidentelle)

$$M_{\max} = 150,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 65,032 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \mu = 0,133 \quad \alpha = 0,179 \quad Z = 0,417 \text{ m}$$

$$A_s = 0,150 / (0,417 \cdot 400) = 8,9 \text{ cm}^2$$

Vérifications nécessaires pour les poutres :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPA}.$$

$$A_{\min} > 0,23 \cdot 30 \cdot 45 \cdot 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2. \text{ (Condition vérifiée)}$$

Armatures de construction :

$$A_C = A_s / 4 = 2,22 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : (3 HA14) = 4,62 cm}^2$$

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0,5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min} > 0,5\% \cdot 30 \cdot 50 = 7,5 \text{ cm}^2.$$

✓ Condition vérifiée, alors la section d'aciers à retenir est : $A_s = 8,9 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **6 HA14 ($A_s = 9,24 \text{ cm}^2$)**

a. Armatures transversales :

$$V_u^{\max} = 135,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = 0.13533/0.3 \times 0.45 = 1,002 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPA}) = 3.25\text{MPA} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau} \quad (\text{vérifiée})$$

Dispositions constructives :

Espacement : $S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$.

Donc: $S_t \leq 40\text{cm}$.

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Section minimale des armatures transversales BAEL.91. ART.1.2.2 :

$$S_t \leq A_t \cdot f_e / 0,4 \cdot b_0 \quad \implies A_t \geq 0,4 \cdot b_0 \cdot S_t / f_e.$$

$$A_t = 0,4 \cdot 30 \cdot 0,25 / 400 = 0,75 \text{ cm}^2.$$

Soit 1 cadre T8 + un étrier T8 = 2,01 cm².

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1. Appui de rive :

a. Vérification de la section d'armatures longitudinale inférieure :

On doit vérifier que : $A_s \geq V_u \cdot \gamma_s / f_e$.

$$9.24 \cdot 10^{-4} \geq 0.13533 \cdot 1,15 / 400 = 3.89 \cdot 10^{-4} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}.$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPA.}$$

$$a = l_a - 2\text{cm}$$

l_a = longueur d'ancrage.

On choisit un crochet droit.

$$l_a = l_s - 24,69 \varphi_1$$

φ_1 : armatures longitudinales.

l_s : longueur de scellement droit.

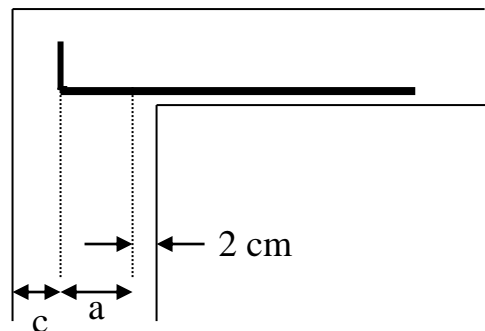
$$l_s = 35 \cdot \varphi_1 \quad (\text{feE400}, \psi_s = 1,5)$$

$$l_a = (35 - 24,69) \cdot 1,4 = 14,43 \text{ cm.}$$

$$L_{a,\min} = r + 0,5\varphi_1$$

$$r = 5,5 \cdot \varphi_1$$

$$l_{a,\min} = 6 \cdot 1,4 = 8,4 \text{ cm.}$$



$a = 14,43 - 2 = 12,43 \text{ cm.}$

a : doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{3,75.Vu}{b.f_e} \leq a \leq 0,9.d$$

$0.042 \text{ cm} \leq a = 12,43 \text{ cm} \leq 40,5$ la condition est vérifiée.

Vérification $Vu \leq 0,267.a.b_0.f_{c28}$

$Vu = 0,1353 \text{ MN} \leq 0,267.0,1243.0,3.25 = 0,248 \text{ MN}$ la condition est vérifiée.

2. Appui intermédiaire

Puisque on a :

$Vu + (Mu/0,9.d) = 0.331 \geq 0,0$ ($Vu \geq 0 ; Mu \geq 0$)

On doit vérifier :

$$A_{sl} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(Vu + \frac{Mu}{0,9.d} \right)$$

$A_{sl} \geq 0.12 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée

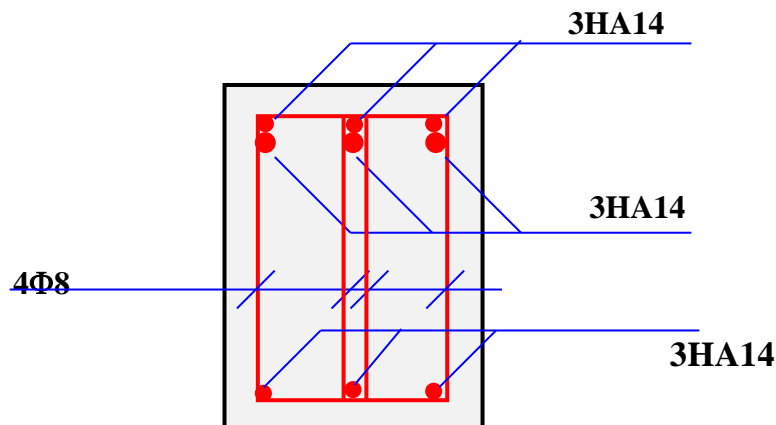


Figure X-2 Ferrailage sur appui

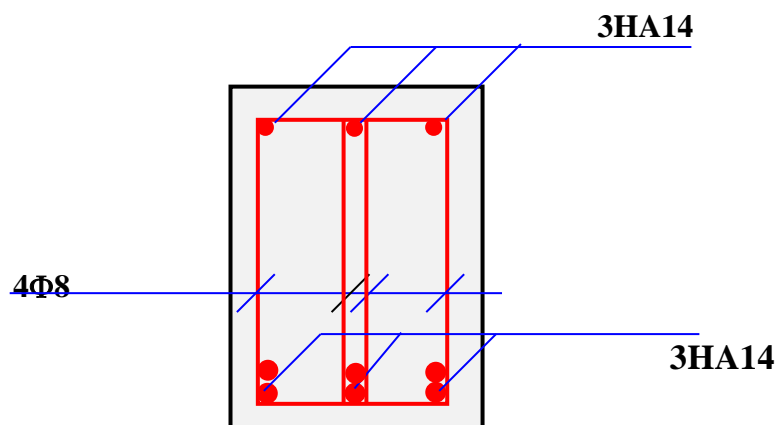


Figure X-3 Ferrailage en travée

X-2-3- Les poteaux :**X-2-3-1- Dimensionnement des poteaux**

La section du béton sera déterminée selon l'effort centré maxima de compression.

La section est donc calculée selon la formule donnée par le

CBA 93 l'article B.8.4.1

$$B_r \leq \beta \cdot N_{ul} / ((f_{bc}/0,9) + (0,85f_e/\gamma_s) (A/ B_r)).$$

le calcul se fait en situation durable

$$\text{Où : } \beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$$

$$f_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

B_r : section du poteau (en cm²).

$A/ B_r = 0,009$ (zone III)

f_{c28} : résistance à la compression de béton à 28 jours.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_s = 1,15$; Coefficient de sécurité pour le cas général de l'acier.

$\gamma_b = 1,5$; Coefficient de sécurité pour le cas général du béton.

On choisit un élancement mécanique $\lambda=35$ pour que l'hypothèse des compressions centrées soit toujours vérifiée d'où : $\alpha = (1 + 0,2 \times 1) = 1,2$

-Calcul des surfaces d'influence pour

On admettant la discontinuité des différents éléments de plancher ainsi que celle de travées prise en compte, on doit majorer les charges évaluées :

-De 10% pour les poteaux centraux

On présente la surface offerte de poteau le plus sollicité (Poteau central) :

$$S = 5,00 \times 4,50 = 22,5 \text{ m}^2$$

Surface majorée de 10% (prise en compte des réactions de continuité sur un poteau)

$$S' = 1,1 \cdot S = 24,75 \text{ m}^2$$

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

- Charge Permanente

$$N_G = 1,1 \times G \times S'$$

G: charge Permanente majorée

S': surface offerte majorée

$$N_G = 1,19 \text{ MN}$$

-Charge d'exploitation

$$N_Q = 1,1 \cdot Q \times S'$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

S' : surface offerte majorée.

$$N_Q = 0,40 \text{ MN}$$

-Calcul de la charge limite ultime Nul

$$N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_{ul} = 2,206 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0,141 \text{ m}^2$$

Pour un section carrée $B_r = (a-0.02)^2$ d'où : $a = \sqrt{B_r} + 0.02$ (m).

$$a = 0,396 \text{ m}$$

$$a = b = 0,40 \text{ m}$$

D'après le **RPA99V2003** : On prend une majoration dynamique de 20% ($a' = a \times 1,2$).

$$a' = 1,2 \cdot a = 0,48 \text{ m}$$

donc : $a' = b' = 50 \text{ cm}$

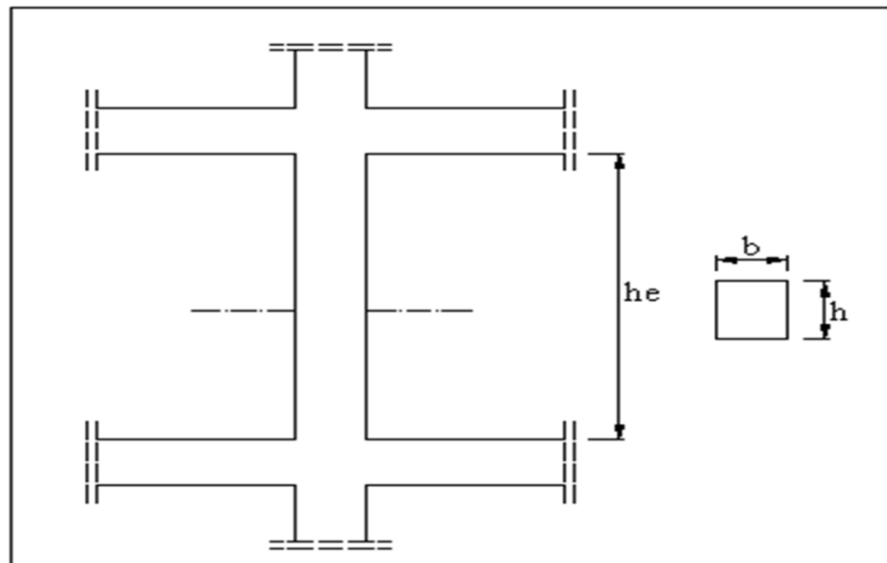
L'article 7.4.1 du **RPA99V2003** exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfait les conditions suivantes :

Pour la zone III on a :

- $\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

Toutes ces conditions sont vérifiées mais pour des raisons de facilité la réalisation on choisit une section uniforme soit celle du poteau le plus sollicité.

Figure X-4 :
Coffrage des
poteaux



X-2-3-2 -Ferrailage des poteaux :

Ferrailage minimum

$$\frac{A}{Br} \approx \frac{A}{B} = 0,009 \quad [\text{Zone III}]$$

$$A_s = 0,009B = 0,009.(0,50)^2 = 22,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 22,5 \text{ cm}^2$$

donc **12 HA 16**

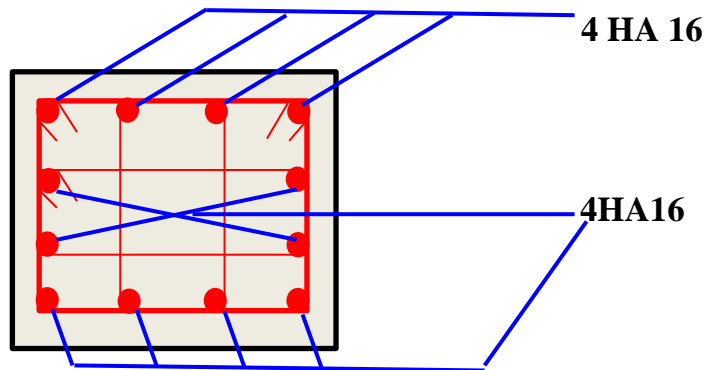


Figure X-5 : Ferrailage de poteau

X-2-4 Les Voiles Périphériques

X-2-4-1- Dimensionnement des voiles

Pour notre structure nous avons deux sous-sols :

Pour les deux sous-sols, on peut faire le ferrailage du voile périphérique du sous-sol le plus sollicité et on généralise pour tout le voile périphérique:

D'après le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm. La hauteur de voile périphérique = 3,57 m.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

a) Etape de calcul

Deuxième sous-sol

- Détermination des sollicitations

Détermination du coefficient de poussé

$$k_p = \tan^2(45^\circ - \varphi / 2)$$

φ : Angle de frottement du remblai = 30°

$$\text{D'où } K_p = 0,33 \quad (\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3)$$

-La force de poussée P donnée par la formule suivante :

$$P = (1/2) K_p \cdot \gamma_r \cdot (H_{tot})^2$$

$$H_{tot} = 7,14 \text{ m d'où } (H_{tot})^2 = 50,97 \text{ m}^2$$

$$\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$$

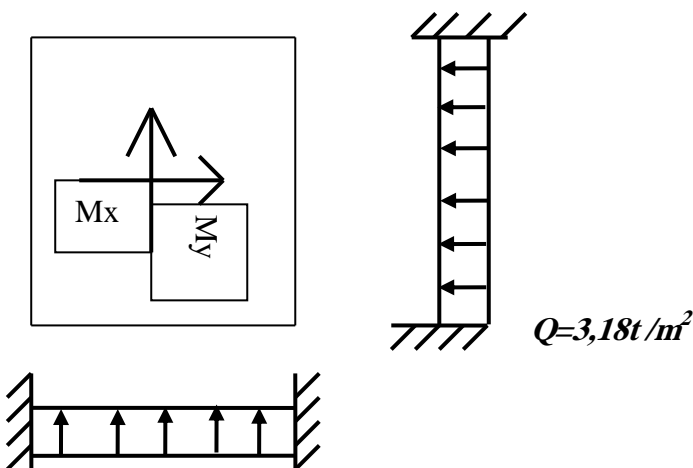
$$\text{d'où } P = 151,41 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la contrainte de poussée :

Les calculs se feront pour le voile le plus sollicité ($5,00 \times 3,57$) m² et pour une bande de 1m de largeur.

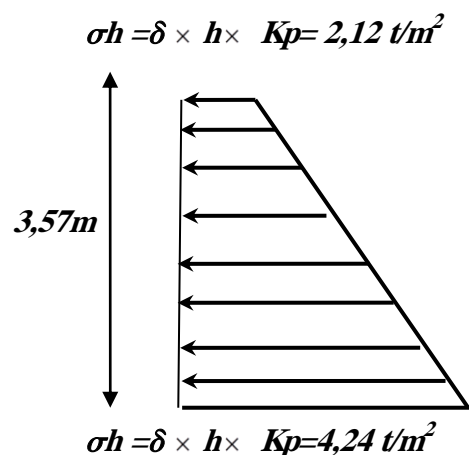
➤ au niveau $h=3,57\text{m}$ $\sigma_h = \gamma \times h \times K_p = 2,12 \text{ t/m}^2$

➤ A la base (niveau de fondation) $\sigma_h = \gamma \times h \times K_p = 4,24 \text{ t/m}^2$



chargement uniformément répartie prendra une moyenne $Q = 3,18 \text{ t/m}^2$

La charge est trapézoïdal et assimilé à un



X-2-4-2- Ferrailage du voile périphérique

Méthode de calcul

Le voile dans ce cas fonctionne comme une dalle pleine. Les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à la pression des terres.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

$$L_x = 3,57 \text{ m}$$

$$L_y = 5,00 \text{ m} \implies 0,714 \geq 0,4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$L_x / L_y = 0,714$$

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Avec :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

(voire cours béton armé BAEL 91).

A l'ELU: $\mu_x = 0.0663$; $\mu_y = 0.456$

A l'ELS : $\mu_x = 0.0723$; $\mu_y = 0.601$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75.M_x$; $M_{ty} = 0.75.M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5.M_x$; $M_{ay} = 0.5.M_y$).

Les facteurs de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

panneaux	Lx(m)	Ly(m)	α	$\mu_{x\text{ els}}$	$\mu_{y\text{ els}}$	$\mu_{x\text{ elu}}$	$\mu_{y\text{ elu}}$	q_u (KN/m ²)
3,57 x5,00	3.57	5	0,714	0,0723	0,601	0,0663	0,456	31,8

b- Calcul du ferrailage

- Détermination des efforts

Les efforts a l'ELU ($v = 0$)

Lx(m)	Ly(m)	Lx /Ly	Sens x-x			
			μ_x	Mx(kn .m)	Mtx(kn .m)	Max(kn .m)
3.57	5	0.714	0.0663	26.87	20.15	13.43
			Sens y-y			
			μ_y	My(kn .m)	Mty(kn .m)	May(kn .m)
			0.456	12.25	9.19	6.12

Les efforts a l'ELS ($v = 0.2$)

Lx(m)	Ly(m)	Lx /Ly	Sens x-x			
			μ_x	Mx(kn .m)	Mtx(kn .m)	Max(kn .m)
3.57	5	0.714	0.0723	29.30	21.98	14.65
			Sens y-y			
			μ_y	My(kn .m)	Mty(kn .m)	May(kn .m)
			0.601	17.61	13.21	8.81

- Calcul des armatures à L'ELU

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Le ferrailage a L'ELU. $v = 0$

sens	Appui		Travée	
	xx	yy	xx	yy
M (kn.m)	13.43	6.12	26.87	12.25
As (cm)	2.38	0.92	4.86	2.17
As min (cm ² /ml)	2,17	2,17	2,17	2,17
Choix des barres/ml	4HA10	4HA10	4HA14	4HA10
Espacement (cm)	20	20	20	20

- Détermination des armatures à L'ELS**Le ferrailage a L'ELS. $v = 0.2$**

sens	Appui		Travée	
	xx	yy	xx	yy
M (kn.m)	14.65	8.80	29.30	17.61
As (cm)	2.6	1.23	5.32	3.14
As min (cm ² /ml)	2,17	2,17	2,17	2,17
Choix des barres/ml	4HA10	4HA10	4HA14	4HA10
Espacement (cm)	20	20	20	20

X-2-4-3- Vérifications**1) - Les conditions exigées par le RPA99/version 2003 sont**

- Un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

2) - Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens la condition de non fragilité selon le B.A.E.L 91 est la suivante :

➔ **Sens y-y**

$$A_y \geq A_y^{\min} \quad \text{tel que} \quad A_y^{\min} = \rho_0(y) = 8 \cdot \text{épaisseur} \quad \text{pour Fe} = 400$$

➔ *Sens x-x*

$$A_x \geq A_x^{\min} \quad \text{tel que} \quad A_x^{\min} = \rho_0(y) \frac{(3 - Lx/Ly)}{2} \times A_y^{\min}$$

3)- Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité :

$$\delta_t \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$\delta_t \leq 33\text{cm} \text{ vérifiée}$$

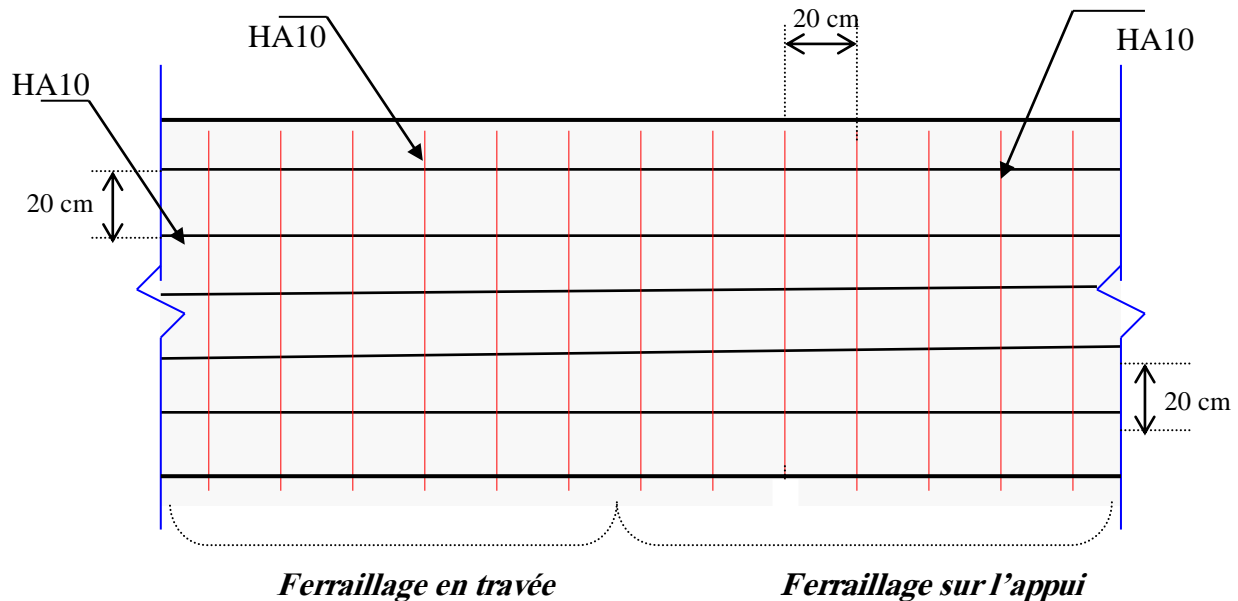


Figure X-6 : Ferrailage du voile périphérique

X-2-5-Le radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumise à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est:

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semelle mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

X-2-5-1-dimensionnement du radier**X-2-5-1-1-Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol; le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \Leftrightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec:

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 3 \text{ kg/cm}^2$

I : Etant l'inertie de la section du radier. (Bande de 1m)

E : Module d'élasticité $E = 32164,19 \text{ kg/cm}^2$

D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,00\right)^4 \frac{3 \times 3}{32164,19}} = 0,31m ; \quad \text{On prendra: } h = 40cm$$

X-2-5-1-2-Condition forfaitaire

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} ; \quad L_{\max} = 5,00m$$

$$h \geq \frac{500}{10} = 50cm$$

$h \geq 50 \text{ cm}$, On prendra $h = 50cm$

D'après ces conditions, nous adoptons une épaisseur du radier **$h = 80 \text{ cm}$**

Remarque

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais pour des raisons pratiques, nous adopterons un débord de 50cm sur toute la périphérie du radier.

Soit un radier de 504 m^2 (24 x 21).

X-2-5-1-3-Détermination des efforts

Poids du radier.

$$P_{\text{rad}} = (0,8 \times 2,5 \times 504) = 1008 \text{ KN}$$

Charge permanente apportée sur le radier G_{tot}

$$G_{\text{tot}} = P_1 (\text{superstructure}) + P_2 (\text{infrastructure})$$

$$G_{\text{tot}} = 2819,496 \text{ t}$$

Surcharge d'exploitation totale Q_{tot}

$$Q_{\text{tot}} = P_1 (\text{superstructure}) + P_2 (\text{infrastructure})$$

$$Q_{\text{tot}} = 2,2 \cdot 504 = 1108,8 \text{ t}$$

X-2-5-1-4-Combinaison d'action

$$\text{ELU: } N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \cdot 2819,496 + 1,5 \cdot 1108,8) = 5469,52 \text{ t}$$

$$N_u = 5469,52 \text{ t}$$

$$\text{ELS: } N_{\text{ser}} = G + Q = 2819,496 + 1108,8 = 3928,30 \text{ t}$$

$$N_{\text{ser}} = 3928,30 \text{ t}$$

X-2-5-1-5-Vérifications**X-2-5-1-6-Vérification à la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u' = 0,05 f_{c28} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 h_d = 0,9 \times 80 = 72 \text{ cm}$$

$$V_u = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$V_u = \frac{5469,52 \times 1}{504} \cdot \frac{5}{2} = 27,13 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{27,13}{0,45} = 37,68 \text{ t/m}^2 = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,37 \text{ MPa} < \tau_u' = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

X-2-5-1-7-Vérification à l'effet de sous pression

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$N \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

N : effort normale total du bâtiment à la base du radier 5469,52 t

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1\text{t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 7,14\text{ m}$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 504\text{ m}^2$)

$\alpha \gamma h S_r = 1,5 \times 1 \times 7,14 \times 504 = 5397,84\text{ t}$

$\alpha \gamma h S_r = 5397,84\text{t} < 5469,52\text{ t}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

X-2-5-1-7-Vérification au poinçonnement

D'après les règles BAEL91, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité, dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile (5 x 3,57)

On doit vérifier : $N_u \leq 0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h$

Avec :

μ_x : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : épaisseur du radier.

N : charge de calcul à L'ELU.

$\mu_x = 2(L + b + 2 \cdot h_{\text{radier}})$ L, b : Dimensions du voile.

$\mu_x = 2(5 + 0,2 + 2 \times 0,80) = 13,6\text{ m}$.

$0,045 \mu_x \times f_{c28} \cdot h = 0,045 \times 13,6 \times 25 \times 0,80 = 12,24\text{ MN}$

Pour un effort normal d'une bande de un mètre linéaire (1ml).

$N_u/\text{ml} = 5469,52\text{ t} / 5,00$.

$N_u/\text{ml} = 10,93\text{ MN/ml}$.

$N_u/\text{ml} \leq 12,24\text{ MN}$. Condition vérifiée donc le radier résiste au poinçonnement.

X-2-5-1-8-Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical

-Caractéristiques géométriques du radier

Centre de gravité du radier $\left\{ \begin{array}{l} X_G = 12\text{ m} \\ Y_G = 10,5\text{ m} \end{array} \right.$

Les inerties sont :

$I_x = 18522\text{ m}^4$.

$I_y = 24192\text{ m}^4$.

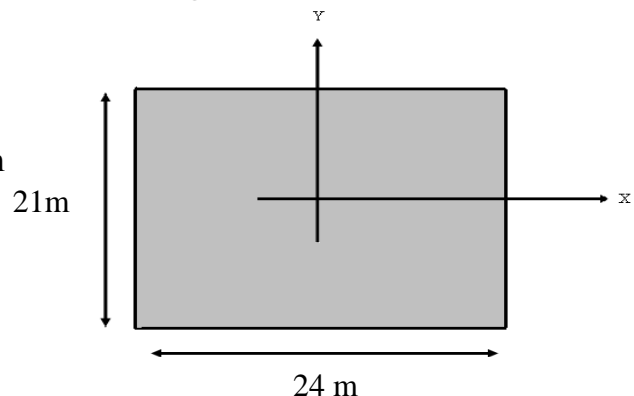


Figure X-7 : radier général

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5\bar{\sigma}_s = 3bars$$

$$\text{Avec : } \sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4}$$

➤ -Vérification au non soulèvement des fondations (0,8G+E)

Sens x-x :

N (KN)	S (m ²)	M (KN,m)	I _x (m ⁴)	X _g (m)	σ1 (KN/m ²)	σ2 (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)
12342,12	504	53398,94	18522	12	59,084	10,10	41,78

$$\sigma_m = 41,78 \text{ KN/m}^2 < 300 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y :

N (KN)	S (m ²)	M (KN,m)	I _y (m ⁴)	Y _g (m)	σ1 (KN/m ²)	σ2 (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)
12342,11	504	13384,77	24192	10.5	30,29	18,67	27,39

$$\sigma_m = 27,39 \text{ KN/m}^2 < 300 \text{ KN/m}^2$$

➤ -Vérification de la compression (G + Q + E)

Sens x-x :

N (KN)	S (m ²)	M (KN,m)	I _x (m ⁴)	X _g (m)	σ1 (KN/m ²)	σ2 (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)
19286,06	504	53398,94	18522	12	72,86	3,66	55,56

$$\sigma_m = 55,56 \text{ KN/m}^2 < 300 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y :

N (KN)	S (m ²)	M (KN,m)	I _y (m ⁴)	Y _g (m)	σ1 (KN/m ²)	σ2 (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)
19286,05	504	13384,77	24192	10.5	44,07	32,45	41,16

$$\sigma_m = 41,16 \text{ KN/m}^2 < 300 \text{ KN/m}^2$$

Conclusion :

La stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

X-2-5-2-Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

- Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

-Dans le sens de grande portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

-Dans le sens de petite portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et v (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \times M_x$; $M_{ty} = 0,75 \times M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \times M_x$; $M_{ay} = 0,5 \times M_y$).

- Evaluation des charges et surcharges :

Les valeurs des charges ultimes.

- ELU

$$S = 504 \text{ m}^2$$

$$q_u = \frac{N_U}{S_{rad}} = 108,52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = 108,52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- ELS

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 77,94 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = 77,94 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité ; qui est le panneau (4,5x5) m²:

a) Détermination des efforts

Les efforts à L'ELU $v = 0$.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_x kN.m	M_{tx} kN.m	M_a kN.m	μ_y	M_y kN.m	M_{ty} kN.m	M_a kN.m
4.5	5	0,9	0,046	101,08	75,81	50,54	0,778	78,64	58,98	39,32

Tableau: calcul des efforts à L'ELU.

Les efforts à L'ELS $v = 0.2$.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_x kN.m	M_{tx} kN.m	M_a kN.m	μ_y	M_y kN.m	M_{ty} kN.m	M_a kNm
4,5	5	0,9	0,053	83,64	62,73	41,82	0,846	70,76	53,07	35,38

Tableau: calcul des efforts à L'ELS.

a) Calcul des armatures à L'ELU :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Le ferrailage à L'ELU

	sens longitudinal		sens transversal	
	en travée	sur appuis	en travée	sur appuis
Mu (MN.m)	0.050	0.075	0.039	0.058
u	0.0068	0.0103	0.0053	0.0080
$u < 0.186$	oui	oui	oui	oui
a	0.008	0.012	0.006	0.010
Z(m)	0.71	0.71	0.71	0.71
σ_s	348	348	348	348
As	2.02	3.04	1.57	2.36
Asmin	8.69	8.69	8.69	8.69
choix des barres	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
As adoptée	9.24	9.24	9.24	9.24

Tableau : Ferrailage du radier a L'ELU.

b) Détermination des armatures à L'ELS

Le ferrailage a L'ELS

	sens longitudinal		sens transversal	
	en travée	sur appuis	en travée	sur appuis
Mser (MN.m)	0.041	0.062	0.035	0.053
x	0.41	0.41	0.41	0.41
Z(m)	0.58	0.58	0.58	0.58
\bar{M}_1	4.35	4.35	4.35	4.35
$\bar{M}_1 > M_{ser}$	oui	Oui	oui	
As	3.57	5.36	3.024	4.53
As min	8.69	8.69	8.69	8.69
choix des barres	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
As adoptée	9.24	9.24	9.24	9.24

Tableau: Ferrailage du radier a L'ELS.

X-2-6 Etude du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 50cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1m.

1) Ferrailage du débord

$$b = 1m$$

$$h = 80cm$$

$$d = 72cm$$

$$L = 0.5m$$

$$q_u = 147,75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = 107,17 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$$

▪ Calcul à l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 1,35 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0018 ; \alpha = 0,0022 ; Z = 0,71 \text{ m} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0,54 \text{ cm}^2/ml \quad \text{et} \quad A_{s \text{ min}} = 8,69 \text{ cm}^2$$

▪ Calcul à l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 0,0097 \text{ MN.m} \quad \text{et} \quad M_1 = 2,72 \text{ MN.m}$$

$$\text{on a : } M_{ser} < M_1$$

$$A_s = 0,44 \quad \text{et} \quad A_{s \text{ min}} = 8,69 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix des barres : } \mathbf{6HA14/ml}$$

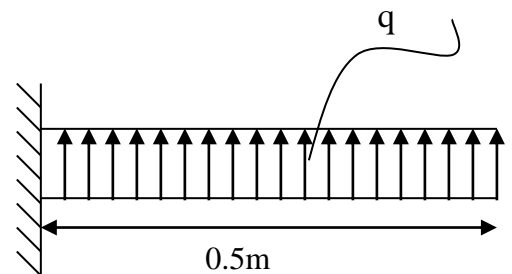


Figure XI-8 : poussée sur débord

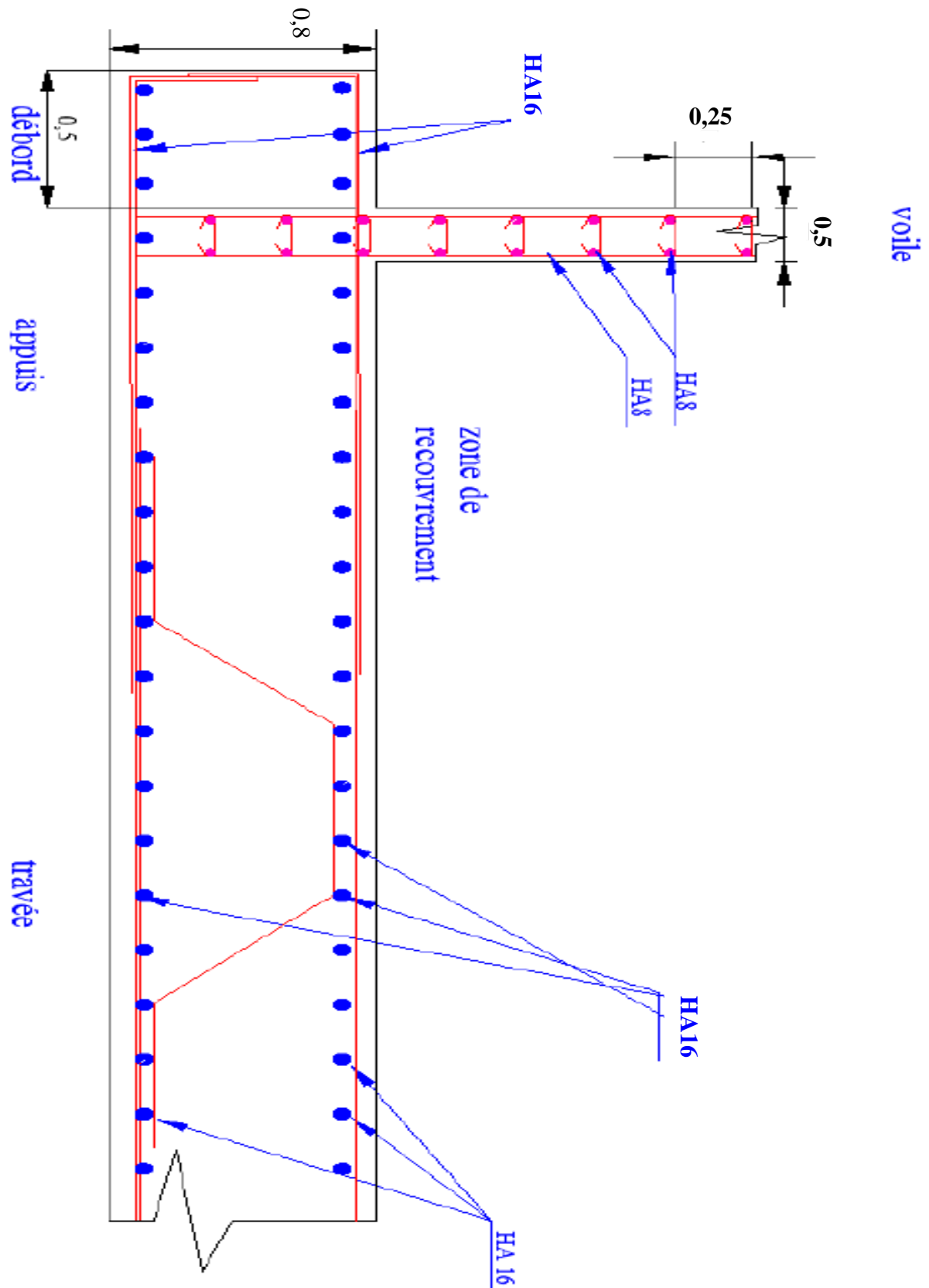


Figure X-9 : Ferrailage du radier

CHAPITRE XI

ETUDE THERMIQUE

XI-1 Introduction

Il est indispensable avant de construire un bâtiment 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. Les méthodes de calcul présent dans le (D.T.R.C 3-2) suffisantes pour trouver des solutions admissible.

Quelques définitions

1-1 Définition d'isolation thermique

D'une manière simple, l'isolation thermique est comme une protection de la structure contre des facteurs climatique (variation de température, courant d'aire...) peuvent influe sur le confort des usagers ; soit dans la période d'été (climatisation) ou bien l'hiver (chauffage)

1-2 Définition de l'isolant thermique:

Ils sont des matériaux généralement légers avec une grande résistance à la transmission de température. Ils jouent un rôle de séparation entre ambient de déférent température pour empêcher les pertes de chaleur entre eux.

Plusieurs critère peuvent intervient 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'exigence que nous allons analyser dans notre étude.

L'ors de l'installation d'un chauffage dans une structure il faut d'abord déterminer sa puissance pour assurer une température ambiante a l'utilisateur (car l'analyse ce fait en fonction d'échange thermique entre l'intérieur et l'extérieur) et prendre en considération l'économie d'énergie.

XI-2 L'objet de l'étude thermique

a) La détermination des déperditions calorifiques des bâtiments.

- b) Vérification de la conformité des bâtiments à la réglementation thermique.
- c) Dimensionnement des installations de chauffage des bâtiments; on introduit alors la notion de déperditions calorifiques de 'base'.
- d) Conception thermique des bâtiments.

XI-3 Base de calcul et exigences

3-1 Principes généraux

a- Méthode de calcul

Les opérations suivantes doivent être effectuées :

- Définir les volumes thermiques.
- Calculer pour chaque volume thermique les pertes par transmission et les pertes par renouvellement d'air.
- Vérifier que les déperditions par transmission du logement sont inférieures aux déperditions de référence.
- Calculer éventuellement les déperditions de base qui expriment les besoins de chauffage.

Remarque : 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.

3-2 Expression générale des déperditions

3-2-1 Déperdition totale d'un locale

Les déperditions totales D_i d'un volume i (figure XI-1) sont données par :

$$D_i = D_T + D_R \quad [W/^\circ C] \quad (2.2)$$

Où :

- D_T (en $W/^\circ C$) représente les déperditions par transmission du volume i , c'est la perte de température à travers les parois qui sépare deux ambiants.
- D_R (en $W/^\circ C$) représente les déperditions par renouvellement d'air du volume i , c'est la perte de température à travers les ouvertures qui assuré un contact direct entre l'intérieur de locale chauffer et l'extérieure.

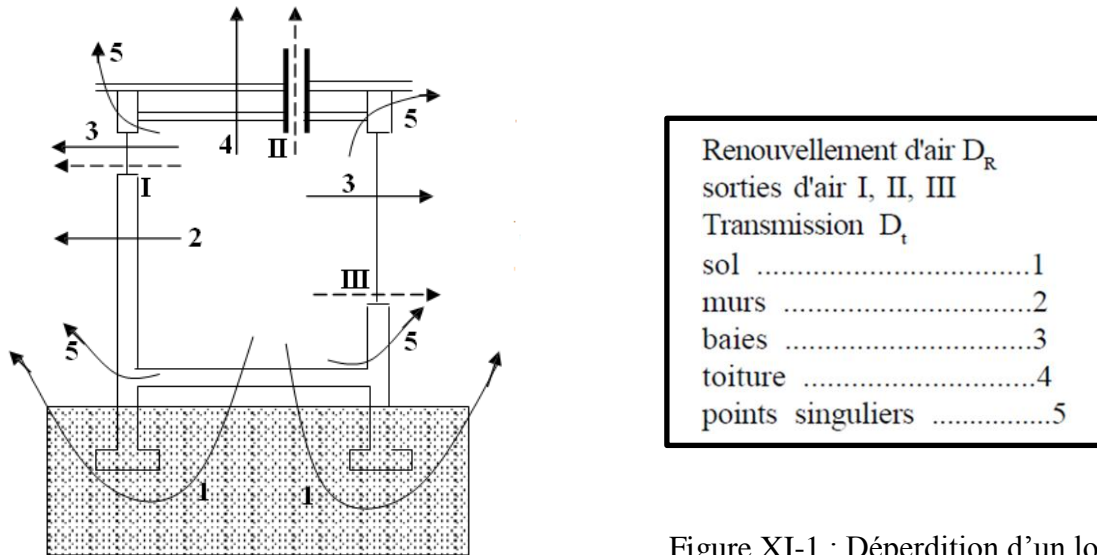


Figure XI-1 : Déperdition d'un local

3-2-2 Déperditions par transmission d'un local

Les déperditions par transmission $(DT)_i$ sont données par :

$$D_T = D_S + D_{li} + D_{sol} + D_{inc} \quad [W / ^\circ C]$$

Où :

- D_S (en $W/^\circ C$) représente les déperditions surfaciques à travers les parties courantes des parois en contact avec l'extérieure (D.T.R.C 3-2 ; cf.chapitre3).
- D_{li} (en $W/^\circ C$) représente les déperditions à travers les liaisons (D.T.R.C 3-2 ; cf.chapitre4).
- D_{sol} (en $W/^\circ C$) représente les déperditions à travers les parois en contact avec le sol (D.T.R.C 3-2 ; cf.chapitre5).
- D_{inc} (en $W/^\circ C$) représente les déperditions à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés (D.T.R.C 3-2 ; cf.chapitre5). dans notre cas $D_{inc}=0$ car nous concéderons que tous les pièces sont à la même température.

3-2-2 Déperditions par renouvellement d'air d'un local

Les déperditions par renouvellement d'air d'un local D_R sont données par :

$$D_R = 0,34Q_v \quad [W / ^\circ C]$$

Où:

- $0,34 Q_V$ (en $W/°C$) représente les déperditions dues au fonctionnement normal des dispositifs de ventilation (D.T.R.C 3-2 ; cf.chapitre7).
- On prendra approximativement Q_V égale au volume du local.

3-3 Vérification et déperditions de référence

3-3-1 Vérification réglementaire

Les déperditions par transmission D_T du local doivent vérifier:

$$D_T \leq 1,05 D_{réf}$$

Où :

- D_T (en $W/°C$) représente les déperditions par transmission du local.
- $D_{réf}$ (en $W/°C$) représente les déperditions de référence pour ce local.

3-3-2 Calcul des déperditions de référence

Les déperditions de référence $D_{réf}$ sont calculées par la formule suivante:

$$D_{réf} = a \times S_1 + b \times S_2 + c \times S_3 + d \times S_4 + e \times S_5 \quad [W / °C]$$

Où :

- Les S_i (en m^2) représente 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_4 les portes, S_5 les fenêtres et les portes fenêtres.
- les coefficients a , b , c , d et e , (en $W/°C$), sont donnés dans le tableau 2.1 (D.T.R.C 3-2)
- Ils dépendent de la nature du local (individuel ou collectif) et de la zone climatique (D.T.R.C 3-2;annexe1). Il ne pas possible de déterminer les températures d'exigence et de calcul pour toutes les localités en Algérie, alors le D.T.R donne des zone climatique pour chaque région (annexe 1).

3-4 Calcul des déperditions de base

3-4-1 Déperditions de base pour un local

Les déperditions de la base pour un local (D_B) ont pour expression :

$$D_B = D \times (t_{bi} - t_{be}) \quad [W]$$

Où :

- D (en $W/°C$) représente les déperditions totales du local.
- t_{bi} (en $°C$) est la température intérieure de base du local considéré (D.T.R.C 3-2)

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.

- t_{be} (en $°C$) est la température extérieure de base du lieu d'implantation de la construction (D.T.R.C 3-2 : tableau 2.2)

La température extérieure de base est une température telle que les températures minimales quotidiennes ne lui sont inférieures que cinq jours par an.

3-5 Calcul de la puissance de chauffage

La puissance de chauffage Q nécessaire pour un local est donnée par:

$$Q = [t_{bi} - t_{be}] \times [(1 + \text{Max}(c_r ; c_{in}))D_T + (1 + c_r) \times D_R] \quad [W]$$

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 local.
- D_R (en $W/°C$) représente les déperditions par renouvellement d'air du local.
- c_r (sans dimension) est un ratio estimé des pertes calorifiques dues au réseau de tuyauteries éventuel. (D.T.R.C 3-2).
- c_{in} (sans dimension) représente un coefficient de surpuissance (D.T.R.C 3-2).

XI-4 Calcule des déperditions pour chaque étage

4-1 Calcul des termes intervenant dans le calcul thermique

4-1-1 Calcule de la résistance thermique des parois R

- Principe de calcul

- Pour déterminer la résistance thermique des murs, planchers et les ouvertures qui est donnée par la formule:

$$R_i = \frac{e_i}{\lambda_i}$$

Où :

- R_i (en $m^2 \text{ }^\circ\text{C/W}$) la résistance thermique de la couche i.

Il present la résistance de transmission de température d'une paroi séparant deux ambiants.

- e_i (m) l'épaisseur de la couche de matériau.
- λ_i ($\text{W/m}^\circ\text{C}$) la conductivité thermique du matériau.

- Calcul de la résistance superficielle intérieure et extérieure ($\frac{1}{h_i}, \frac{1}{h_e}$)

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) [$\text{W} / \text{m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$]

-Dans le cas des cloisons (mur) qui sont positionné verticalement la résistance thermique d'échange superficiels intérieure $r_i = \frac{1}{h_i}$ et extérieur $r_e = \frac{1}{h_e}$ sont données le tableau 1.2.

En fin : $R = \sum R_i + \frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_e}$ (en $m^2 \text{ }^\circ\text{C/W}$)

4-1-2 Calcul du 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 séparés par cette paroi.

$$\frac{1}{K} = \sum R_i + \frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_e} \quad [\text{m}^2 \text{ }^\circ\text{C} / \text{W}]$$

- **La cloison extérieure**

- **Calcul du coefficient K d'un mur extérieur composé d'un doublage en briques, d'une lame d'air, enduit aux deux faces.**

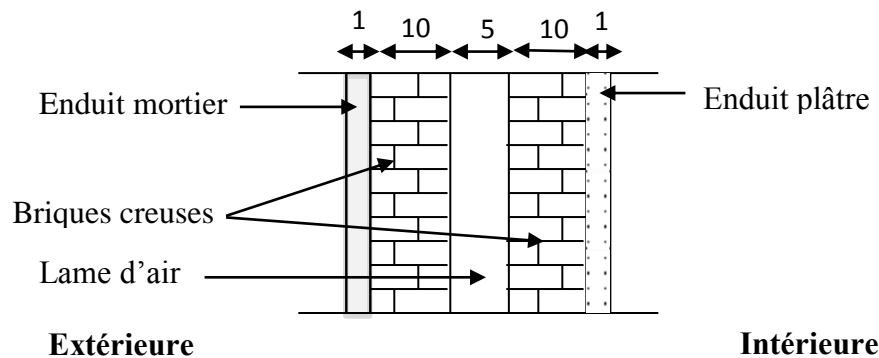


Figure XI-2 : Cloison extérieure

Le calcul est mené conformément à la méthode décrite dans le chapitre 3.

-enduit plâtre, $\lambda_1 = 0,35$ (w/m.°C) $\rightarrow r_1 = e_1 / \lambda_1 = 0,01 / 0,35 = 0,028$ m² °C/W

arrondi à 0,03 donc **$r_1 = 0,03$ m² °C/W**

-briques creuses, $e_2 = 10$ cm $\rightarrow r_2 = 0,20$ m² °C/W (annexe 3)

-lame d'air, $e_3 = 5$ cm $\rightarrow r_3 = 0,16$ m² °C/W (annexe 3)

-briques creuses, $e_4 = 10$ cm $\rightarrow r_4 = 0,2$ m² °C/W (annexe 3)

-enduit mortier, $\lambda_5 = 1,4$ (w/m.°C) $\rightarrow r_5 = e_5 / \lambda_5 = 0,01 / 1,4 = 0,0071$ m² °C/W

arrondi à 0,01 donc **$r_5 = 0,01$ m² °C/W** (annexe 3)

- calcul de la résistance superficielle intérieure et extérieure ($\frac{1}{h_i}, \frac{1}{h_e}$)

Dans notre cas les cloisons en contact avec l'extérieur:

$$\left. \begin{array}{l} r_i = \frac{1}{h_i} = 0,11 \text{ (m}^2 \text{ °C/W)} \\ r_e = \frac{1}{h_e} = 0,06 \text{ (m}^2 \text{ °C/W)} \end{array} \right\} \text{Tableau 1.2 art 2.3.2}$$

Donc : $1/K = r_1 + r_2 + r_3 + r_4 + r_5 + r_i + r_e = 0,03 + 0,2 + 0,16 + 0,2 + 0,01 + 0,11 + 0,06$

$$1/K = 0,77 \text{ m}^2 \text{ °C/W} \quad \Rightarrow \quad K_{\text{cloison}} = 1,29 \text{ (W/m}^2 \text{ °C)}$$

- **Les ouvertures**

A- **Coefficient K_{vn} de vitrage:** les coefficients K_{vn} des vitrages simples avec menuiserie bois nus sont donnés dans le tableau (3.2 art 4.2.2)

Donc : $K_{vn} = 5 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$.

B- **Coefficient K des portes:** les coefficients K (en $\text{W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$) des portes courantes sont donnés dans le tableau (3.3 art 5.1) ;(portes opaques en bois donnant à l'extérieure)

Donc : $K_{port} = 3,5 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$.

4-2 Calcul des déperditions par transmission pour chaque étage D_T

- ❖ **Le rez de chaussée**

Les déperditions par transmission D_T pour un local, sont données par :

$$D_T = D_S + D_{li} + D_{sol} \quad (\text{W}/^\circ\text{C})$$

Et on prend: $D_{li} = 20\% D_S$

- **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:

$$D_S = K \times A$$

Où :

- K ($\text{w/m} \cdot ^\circ\text{C}$) est le coefficient de transmission surfacique (appelé aussi conductance).

- A (en m^2) est la surface intérieure de la paroi.

Calcul des surfaces intérieures des cloisons:

$$A_{TOT} = A_{CLOISON} + A_{VIT} + A_{POR}$$

$$A_{TOT} = 2(22,5 - 2(0,27)) 4,42 + 2(19 - 2(0,27)) 4,42 = 357,51 \text{ m}^2$$

$$A_{PORT} = 5 \text{ m}^2$$

$$A_{VIT} = 30\% A_{TOT} = 107,25 \text{ m}^2$$

$$A_{CLOISON} = 70\% \cdot A_{TOT} - A_{PORT} = 150,98 - 5 = 245,25 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } D_S = K_{CLOI} A_{CLOI} + K_{VIT} A_{VIT} + K_{PORT} A_{POR}$$

$$D_S = 1,29(245,25) + 5(107,25) + 3,5(5) = 870,12 \text{ W}/^\circ\text{C}$$

et : $D_{LI} = 20\% D_S = 0,2 (870,12) = 174 \text{ W/}^\circ\text{C}$

- **Calcul de la déperdition à paroi en contact avec le sol**

Les déperditions D_{sol} , pour un plancher bas sont données par la formule :

$$D_{SOL} = k_S \times p \quad [\text{W/}^\circ\text{C}]$$

Où :

- $K_S \text{ (W/m.}^\circ\text{C)}$: est le coefficient de transmission linéique du plancher bas ; les valeurs sont données au tableau (5.2 ; art 3) $K_S = 1,75$ pour $-0.2 \leq z \leq 0.2$.
- $p \text{ (en m)}$: est le périmètre intérieure du plancher bas définie au (chapitre 3 ; art 1.3)
 $p = 2(22,5 - 2 (0,27)) + 2 (19 - 2 (0,27)) = 80,84 \text{ m}$

Donc : $D_{SOL} = 1,75 \cdot 80,84 = 141,47 \text{ W/}^\circ\text{C}$

Alors: $D_T = D_S + 0.2D_S + D_{SOL} = 1,2D_S + D_{SOL}$

$$D_T = 1,2(870,12) + 141,47 = 1185,61 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

- **Calcul de déperdition de référence**

Après tout calcul de déperdition par transmission de volume il faut faire une vérification réglementaire avec la déperdition de référence:

$$D_{réf} = a \times S_1 + b \times S_2 + c \times S_3 + d \times S_4 + e \times S_5 \quad [\text{W / }^\circ\text{C}]$$

Notre structure est un immeuble collectif (administratif) et d'après Annexe1 elle est en zone climatique **A (Alger)**.

Alors:

$$a = 1,1 \text{ (W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C)} \quad S_1 = (22,5 - 0,54) (19 - 0,54) = 405,38 \text{ m}^2$$

$$b = 2,4 \text{ (W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C)} \quad S_2 = (22,5 - 0,54) (19 - 0,54) = 405,38 \text{ m}^2$$

$$c = 1,2 \text{ (W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C)} \quad S_3 = A_{CLOI} = 245,25 \text{ m}^2$$

$$d = 3,5 \text{ (W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C)} \quad S_4 = A_{PORT} = 5 \text{ m}^2$$

$$e = 4,5 \text{ (W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C)} \quad S_5 = A_{VIT} = 107,25 \text{ m}^2$$

Remarque : Les coefficient (a,b,c,d et e) sont tirés à partir du tableau(2.1 chap2) .

$$D_{\text{réf}} = 1,1 \times 405,38 + 2,4 \times 405,38 + 1,2 \times 245,25 + 3,5 \times 5 + 4,5 \times 107,25$$

$$D_{\text{réf}} = 2213,25 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

Vérification réglementaire :

$$D_T = 1185,61 \text{ W/}^\circ\text{C} < 1,05 (2213,25) = 2324 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

✓ **La condition est vérifiée**

❖ **Etage intermédiaire**

Les déperditions par transmission D_T pour un local, sont données par:

$$D_T = D_S + D_{li} \quad [\text{W / }^\circ\text{C}]$$

Et on prend: $D_{li} = 20\% D_S$

• **Calcul de déperditions suivant les murs extérieurs et vitrage (D_S)**

$$D_S = K_{\text{CLOI}} A_{\text{CLOI}} + K_{\text{VIT}} A_{\text{VIT}}$$

Sachant que:

$$K_{\text{CLOI}} = 1,29 \text{ W/m}^2\text{C} \text{ (identique avec le RDC)}$$

$$A_{\text{CLOI}} = 70\% A_{\text{TOT}} = 0,7 [2(3,42(22,5 - 0,54)) + 2(3,42(19 - 0,54))] = 193,53 \text{ m}^2$$

$$K_{\text{VIT}} = 5 \text{ W/m}^2\text{C}$$

$$A_{\text{VIT}} = 30\% A_{\text{TOT}} = 0,3 \times 215,69 = 82,94 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } D_S = K_{\text{CLOI}} A_{\text{CLOI}} + K_{\text{VIT}} A_{\text{VIT}} = 1,29 \cdot 193,53 + 5 \cdot 82,94 = 634,35 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

$$D'où : D_T = D_S + D_{li} = D_S + 0,2D_S = 634,35 + 0,2 \cdot 634,35 = 761,22 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

• **Calcul de déperdition de référence**

Les déperditions de référence $D_{\text{réf}}$ sont calculées par la formule suivante:

$$D_{\text{réf}} = a \times S_1 + b \times S_2 + c \times S_3 + d \times S_4 + e \times S_5 \quad [\text{W / }^\circ\text{C}]$$

Sachant que: S_1 (toiture), S_2 (plancher bas)

$S_1 = S_2 = 0$ (parce que dans le cas où une paroi sépare deux ambiances chauffées à la même température, les déperditions par transmission à travers cette paroi sont considérées nulles.

$S_4 = 0$ (les portes)

Elle devient : $D_{\text{réf}} = c \times S_3 + e \times S_5$

$c = 1,2 \text{ (W/m}^2 \text{ °C)}$ $S_3 = A_{\text{CLOI}} = 193,53 \text{ m}^2$

$e = 4,5 \text{ (W/m}^2 \text{ °C)}$ $S_5 = A_{\text{VIT}} = 82,94 \text{ m}^2$

$D_{\text{réf}} = c \times S_3 + e \times S_5 = 1,2 \cdot 193,53 + 4,5 \cdot 82,94 = 605,466 \text{ W/°C}$

Vérification:

$D_T = 761,22 \text{ W/°C} < 1,05 (605,466) = 635,74 \text{ W/°C}$

☒ La condition n'est pas vérifiée

Donc il faut renfoncer l'isolation; pour cela on a choisi le matériau polystyrène expansé comme un isolant thermique à la place de lame d'air.

Le choix est basé sur ce type de isolant à cause de sa disponibilité sur le marché et sa masse volumique légère.

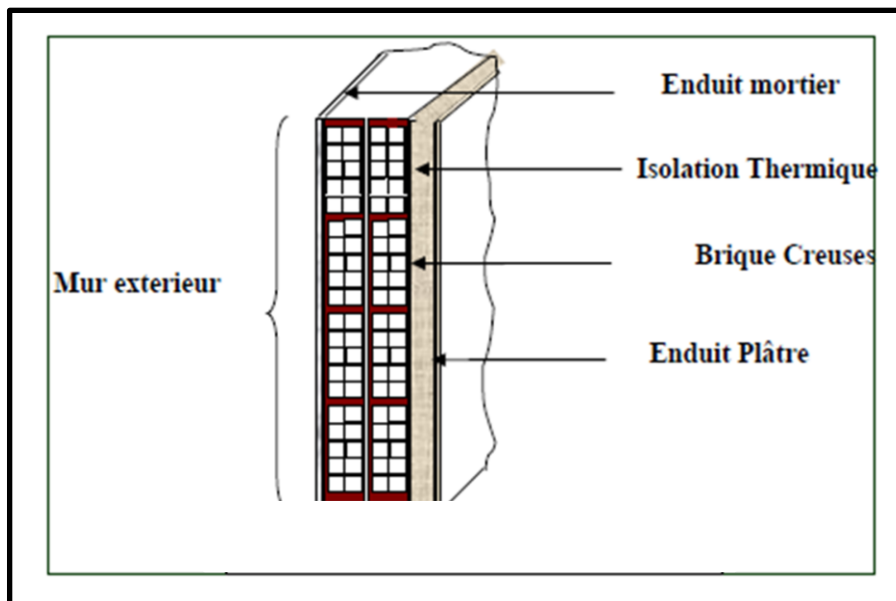


Figure XI-3 : Isolation thermique du mur extérieur

- Calcul de coefficient de transmission thermique K:

Le calcul est mené conformément à la méthode décrite dans le chapitre 3.

-enduit plâtre, $\lambda_1=0,35$ (w/m.°C) $\longrightarrow r_1= e_1 / \lambda_1=0,01 / 0,35 =0,028$ m² °C/W

arrondi à 0,03 donc **$r_1=0,03$ m² °C/W**

-briques creuses, $e_2=10$ cm $\longrightarrow r_2=0,20$ m² °C/W (annexe 3)

- polystyrène expansé, $e_3 = 6$ cm $\longrightarrow r_3= 0,06/0,046 =1,3$ m²°C/W (annexe 2 page66)

-briques creuses, $e_4=10$ cm $\longrightarrow r_4=0,2$ m²°C/W (annexe 3)

-enduit mortier, $\lambda_5 =1,15$ (w/m.°C) $\longrightarrow r_5= e_5 / \lambda_5 = 0,01/1,15 = 0,0086$ m²°C/W

arrondi à 0,01 donc **$r_5=0,01$ m²°C/W** (annexe 3)

- calcul de la résistance superficielle intérieure et extérieure ($\frac{1}{h_i}$, $\frac{1}{h_e}$)

Dans notre cas les cloisons en contact avec l'extérieur:

$$\left. \begin{array}{l} r_i = \frac{1}{h_i} = 0,11 \text{ (m}^2 \text{ °C/W)} \\ r_e = \frac{1}{h_e} = 0,06 \text{ (m}^2 \text{ °C/W)} \end{array} \right\} \text{ Tableau 1.2 art 2.3.2}$$

Donc : $1/K = r_1 + r_2 + r_3 + r_4 + r_5 + r_i + r_e = 0,03+0,2+1,3+0,2+0,01+0,11+0,06$

$$1/K = 1,91 \text{ m}^2\text{°C/W} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{K_{cloison} = 0,52 \text{ (W/m}^2\text{°C)}}$$

Donc : $D_S = K_{CLOI} A_{CLOI} + K_{VIT} A_{VIT} = 0,52(193,53) + 5(82,94) = 515,33$ W/°C

D'où : $D_T = D_S + D_{li} = D_S + 0,2D_S = 515,33 + 0,2(515,33) = 618,4$ W/°C

Vérification:

$$D_T = 618,4 \text{ W/°C} < 1,05 (605,466) = 635.74 \text{ W/°C}$$

✓ La condition est vérifiée

Remarque : dans ce cas on change l'isolation des cloisons extérieures pour tout le bâtiment.

- **calcule des déperditions par transmission de RDC après renforcement l'isolation de la cloison extérieure:**

$$\mathbf{D_T = D_S + D_{li} + D_{sol} \quad [W / °C]}$$

$$D_S = K_{CLOI} A_{CLOI} + K_{VIT} A_{VIT} + K_{PORT} A_{POR}$$

$$D_S = 0,52(245,25) + 5(107,25) + 3,5(5) = 681,28 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

$$D_{LI} = 20\% D_S = 0,2 (681,28) = 123,65 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

$$D_{SOL} = 1,75(80,84) = 141,47 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

$$D_T = D_S + D_{li} + D_{sol} = 681,28 + 123,65 + 141,47 = 946,4 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

❖ Dernier étage

- calcul de coefficient de transmission thermique K (mur extérieur, vitrage, toiture):

Le coefficient de cloison (mur) et de fenêtre est la même pour tout la structure

$$\left[\begin{array}{l} K_{cloison} = 0,52 \text{ (W/m}^2\text{}^\circ\text{C)} \text{ (c'est après le renforcement)} \\ K_{VIT} = 5 \end{array} \right.$$

- Calcul de coefficient de transmission thermique K (plancher terrasse):

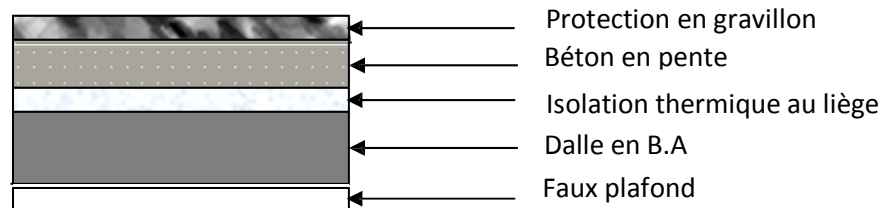


Figure XI-4 : Plancher terrasse

-protection en gravillon roulés ; $e_1 = 5\text{cm} \rightarrow r_1 = e_1 / \lambda_1 = 0,05 / 1,2 = 0,04 \text{ m}^2 \text{ }^\circ\text{C/W}$

(annexe 2)

-béton en pente ; $e_2 = 10\text{cm} \rightarrow r_2 = e_2 / \lambda_2 = 0,1 / 1,4 = 0,07 \text{ m}^2 \text{ }^\circ\text{C/W}$ (annexe 2)

-isolation thermique au liège ; $e_3 = 4\text{cm} \rightarrow r_3 = e_3 / \lambda_3 = 0,4 \text{ m}^2 \text{ }^\circ\text{C/W}$ (annexe 2)

-dalle en B.A ; $e_4 = 8\text{cm} \rightarrow r_4 = e_4 / \lambda_4 = 0,08 / 1,75 = 0,04 \text{ m}^2 \text{ }^\circ\text{C/W}$ (annexe 2)

-faux plafond ; $e_5 = 2\text{cm} \rightarrow r_5 = e_5 / \lambda_5 = 0,02 / 0,35 = 0,06 \text{ m}^2 \text{ }^\circ\text{C/W}$ (annexe 2)

- calcul de la résistance superficielle intérieure et extérieure ($\frac{1}{h_i}, \frac{1}{h_e}$)

$$\left[\begin{array}{l} r_i = \frac{1}{h_i} = 0,09 \text{ m}^2\text{ }^\circ\text{C/W} \\ r_e = \frac{1}{h_e} = 0,05 \text{ m}^2\text{ }^\circ\text{C/W} \end{array} \right.$$

Donc : $1/K = r_1 + r_2 + r_3 + r_4 + r_5 + r_i + r_e = 0,04 + 0,07 + 0,4 + 0,04 + 0,06 + 0,09 + 0,05$

$$1/K = 0,39 \text{ m}^2\text{ }^\circ\text{C/W} \implies K_{cloison} = 2,56 \text{ (W/m}^2\text{ }^\circ\text{C)}$$

- Calcule de la déperdition totale: $D_T = 1,2 D_S$

$$D_S = K_{VIT}A_{VIT} + K_{CLOI}A_{CLOI} + K_{TOIT}A_{TOIT} = [5(82,94) + 0,52(193,53) + 2,56(405,38)]$$

$$D_S = 1553,1 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

$$D_T = 1,2(1553,1) = 1863,73 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

• Calcul de déperdition de référence

Les déperditions de référence D_{ref} sont calculées par la formule suivante:

$$D_{ref} = a \times S_1 + b \times S_2 + c \times S_3 + d \times S_4 + e \times S_5 \quad [\text{W} / ^\circ\text{C}]$$

Sachant que: S_1 (toiture), S_2 (plancher bas)

$S_2 = 0$ (parce que dans le cas où une paroi sépare deux ambiances chauffées à la même température, les déperditions par transmission à travers cette paroi sont considérées nulles).

$S_4 = 0$ (les portes)

Alors : $D_{ref} = a \times S_1 + c \times S_3 + e \times S_5$

$$a = 1,1 \text{ (W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C)} \quad S_1 = A_{TOIT} = 405,38 \text{ m}^2$$

$$c = 1,2 \text{ (W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C)} \quad S_3 = A_{CLOI} = 193,53 \text{ m}^2$$

$$e = 4,5 \text{ (W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C)} \quad S_5 = A_{VIT} = 82,94 \text{ m}^2$$

$$D_{ref} = a \times S_1 + c \times S_3 + e \times S_5 = 1,1(405,38) + 1,2(193,53) + 4,5(82,94) = 1051,39 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

Vérification:

$$D_T = 1863,73 \text{ W/}^\circ\text{C} < 1,05 (1051,39) = 1104 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

☒ La condition n'est pas vérifiée

Donc il faut renforcer l'isolation.

Alors on va renforcer la toiture par augmentation de l'épaisseur de l'isolation thermique au liège. On prend : $e_3 = 8 \text{ cm}$

$$1/K = r_1 + r_2 + r_3 + r_4 + r_5 + r_i + r_e = 0,04 + 0,07 + 0,8 + 0,04 + 0,06 + 0,09 + 0,05$$

$$1/K = 1,15 \text{ m}^2 \text{ }^\circ\text{C/W} \quad \Longrightarrow \quad K_{cloison} = 0,87 \text{ (W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C)}$$

$$D_S = K_{VIT}A_{VIT} + K_{CLOI}A_{CLOI} + K_{TOIT}A_{TOIT} = [5(82,94) + 0,52(193,53) + 0,87(405,38)]$$

$$D_S = 868 \text{ W/}^\circ\text{C} \quad \text{et} \quad D_T = 1,2(868) = 1041,6 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

Vérification:

$$D_T = 1041,6 \text{ W/}^\circ\text{C} < 1,05 (1051,39) = 1104 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

✓ La condition est vérifiée

4-3 Calcul de la puissance de chauffage pour chaque étage**A- Le RDC**

La déperdition total D d'un local est donnée par : $D = D_T + D_R$

a₁) calcul de la déperdition par renouvellement d'air d'un volume (D_R)_i

Les déperditions par renouvellement d'air D_R d'un logement ont pour expression:

$$D_R = 0,34 Q_V = 0,3 V_h \quad [\text{W} / ^\circ\text{C}]$$

Où :

V_h (en m^3) désigne le volume habitable; $V_h = (22,5-0,54) (19-0,54) 4,42 = 1791,78 \text{ m}^3$

Alors: $D_R = 0,3 (1791,78) = 537,53 \text{ W/}^\circ\text{C}$.

Donc la déperdition totale de rez de chaussée est:

$$D = D_T + D_R = 946,4 + 537,53 = 1483,93 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

a₂) Calcul des déperditions de base

Les déperditions de la base pour un volume thermique (D_B) ont pour expression :

$$D_B = D \times (t_{bi} - t_{be}) \quad [\text{W}]$$

Le paragraphe 4.4 donne la valeur de t_{bi} ; on aura bureau chauffé en continu $t_{bi} = 21^\circ\text{C}$

-Notre structure est implantée en zone A(Alger) et d'altitude $100\text{m} \leq 300\text{m}$ $t_{be} = 6^\circ\text{C}$

Donc : $D_B = 1483,93 (21-6) = 22258,95 \text{ W}$

a₃) Calcul de la puissance de chauffage:

La puissance totale de chauffage installée pour un logement ne doit pas être inférieure aux déperditions de base (de même logement).

$$Q \geq D_B$$

Tel que : $Q = [t_{bi} - t_{be}] \times [[1 + \text{Max}(c_r ; c_{in})]D_T + [(1 + c_r) \times D_R]]$ [W]

Où :

- C_{in} (sans dimension) représente un coefficient de surpuissance.

La valeur de C_{in} est donnée d'après le paragraphe 5.2.2 on aura cas de chauffage continu $C_{in} = 0,10$

- la valeur de C_r est donnée d'après le paragraphe 5.2.3 ; $C_r = 0,20$ pour les installations de type "chauffage central" dont le réseau de tuyauteries n'est pas calorifugé.

Donc : $Q = [21 - 6] \times [[1 + \text{Max}(0,2 ; 0,1)] \cdot 946,4 + [(1 + 0,2) \cdot 537,53]]$

$$Q = 17680,24 \text{ W}$$

B- Etage intermédiaire

La déperdition total D d'un local est donnée par : $D = D_T + D_R$

b₁) calcul de la déperdition par renouvellement d'air d'un volume (D_R)_i

Les déperditions par renouvellement d'air D_R d'un logement ont pour expression:

$$D_R = 0,34 Q_V = 0,3 V_h \quad [W / ^\circ C]$$

Où :

V_h (en m^3) désigne le volume habitable; $V_h = (22,5 - 0,54) (19 - 0,54) 3,42 = 1386,4 \text{ m}^3$

Alors: $D_R = 0,3 (1386,4) = 415,92 \text{ W}/^\circ C$.

Donc la déperdition totale de l'étage intermédiaire est:

$$D = D_T + D_R = 618,4 + 415,92 = 1034,32 \text{ W}/^\circ C$$

b₂) Calcul des déperditions de base

Les déperditions de la base pour un volume thermique (D_B) ont pour expression :

$$D_B = D \times (t_{bi} - t_{be}) \quad [W]$$

$t_{bi} = 21^\circ C$; $t_{be} = 6^\circ C$ (calculé précédemment)

Donc : $D_B = 1034,32 (21 - 6) = 15514,8 \text{ W}$

b₃) Calcul de la puissance de chauffage:

$$Q \geq D_B$$

Tel que : $Q = [t_{bi} - t_{be}] \times [[1 + \text{Max}(c_r ; c_{in})]D_T + [(1 + c_r) \times D_R]]$ [W]

Où :
- $C_{in} = 0,10$
- $C_r = 0,20$

$$\text{Donc : } Q = [21 - 6] \times [[1 + \text{Max}(0,2 ; 0,1)].618,4 + [(1 + 0,2).415,92]]$$

$$Q = 18617,76 \text{ W}$$

C-Dernier étage

La déperdition total D d'un local est donnée par : $D = D_T + D_R$

c₁) calcul de la déperdition par renouvellement d'air d'un volume (D_R)_i

Les déperditions par renouvellement d'air DR d'un logement ont pour expression:

$$D_R = 0,34 Q_V = 0,3 V_h = 0,3 (1386,4) = 415,92 \text{ W/}^\circ\text{C.}$$

Donc la déperdition totale de l'étage intermédiaire est:

$$D = D_T + D_R = 1041,6 + 415,92 = 1457,52 \text{ W/}^\circ\text{C}$$

c₂) Calcul des déperditions de base

Les déperditions de la base pour un volume thermique (D_B) ont pour expression :

$$D_B = D \times (t_{bi} - t_{be}) \quad [W]$$

$$t_{bi} = 21^\circ\text{C} ; t_{be} = 6^\circ\text{C} \text{ (calculé précédemment)}$$

$$\text{Donc : } D_B = 1457,52 (21 - 6) = 21862,8 \text{ W}$$

b₃) Calcul de la puissance de chauffage:

$$Q \geq D_B$$

$$\text{Tel que : } Q = [t_{bi} - t_{be}] \times [[1 + \text{Max}(c_r ; c_{in})]D_T + [(1 + c_r) \times D_R]] \quad [W]$$

Où :

$$- C_{in} = 0,10$$

$$- C_r = 0,20$$

$$\text{Donc : } Q = [21 - 6] \times [[1 + \text{Max}(0,2 ; 0,1)]. 1041,6 + [(1 + 0,2).415,92]]$$

$$Q = 26235,36 \text{ W}$$

Conclusion

L'étude thermique des constructions est nécessaire pour limiter la consommation d'énergie pendant hiver en reconnaître la puissance de chauffage dans chaque étage prenant en consécration le confort des occupants.

Cette vérification que nous avons fait par rapport au DTR C-3-2, nous a permis de redimensionner l'isolation de la structure.

CHAPITRE XII

PROTECTION DE LA STRUCTURE

XII-1 Introduction

On ne peut pas dire qu'un travail d'étude d'une telle construction est terminé sans faire des précautions aux effets secondaires que peut l'environnement affecte sur les éléments constituent la structure.

Les principales menaces qui gênent la sécurité du bâtiment sont la corrosion des aciers et l'incendie.

D'autre part les performances acoustiques ou phoniques et thermiques ont une grande importance vis-à-vis le confort des occupants et l'économie de l'énergie.

XII-2 La protection contre la corrosion

Lorsque l'acier est soumis à des atmosphères humides, à des agressions chimiques, à la condensation, qu'il est en contact avec l'eau ou les sols, l'acier, comme tous les métaux, tend à s'oxyder et à se corroder. C'est un phénomène électrochimique qui entraîne la formation d'oxyde (rouille). Dans le cas de l'acier ordinaire non protégé, la rouille est une matière pulvérulente, sans résistance mécanique et poreuse, ce qui permet la progression du phénomène à l'intérieur de la pièce et sa dégradation progressive.

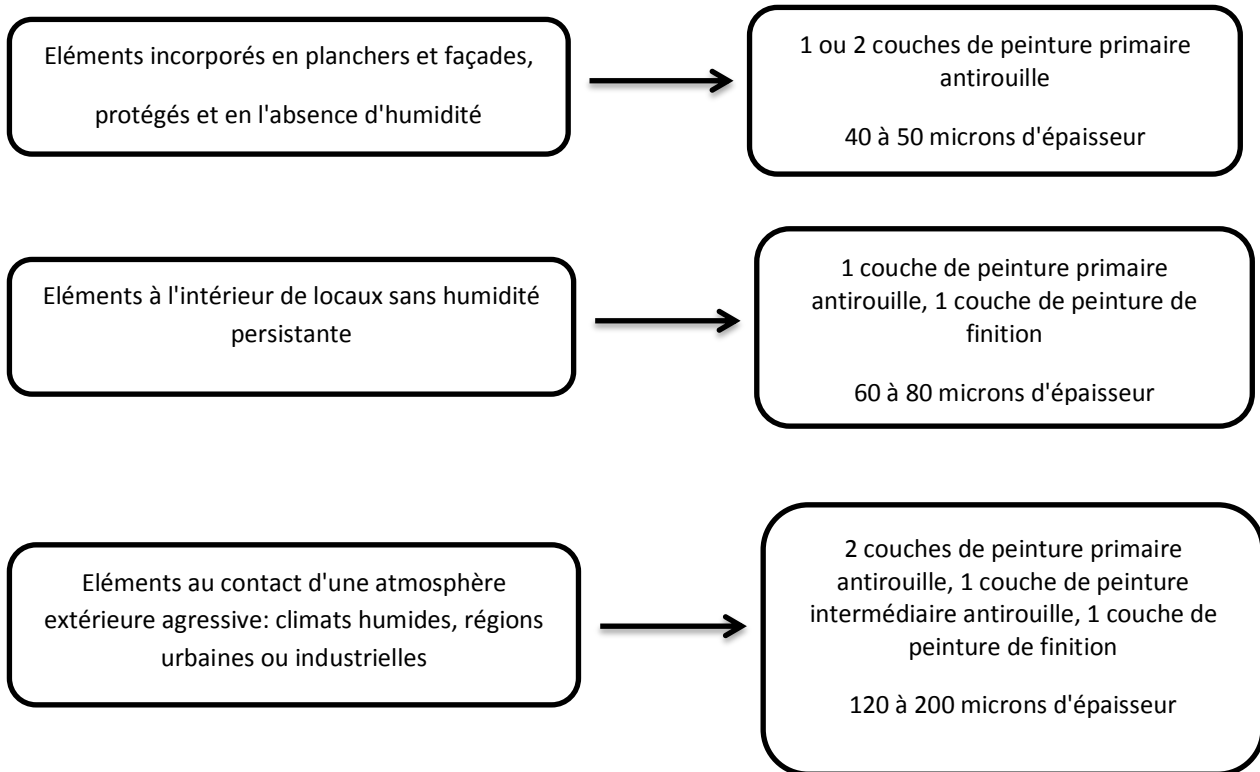
La vitesse de corrosion dépend de l'agressivité de l'atmosphère et du comportement du film d'oxyde en surface. Les couches d'oxydes sont généralement non adhérentes et l'oxydation se propage de façon continue, les pièces perdent du poids avec le temps.

L'acier recevra une protection plus ou moins poussée selon ses fonctions dans la construction :

- Enveloppe : l'acier devra résister aux agressions extérieures (environnement) et éventuellement intérieures (condensation).
- Eléments porteurs : généralement peu exposés s'ils sont à l'intérieur des ouvrages, ils ne nécessitent pas de protections importantes. À l'extérieur, il faut en revanche assurer leur pérennité.

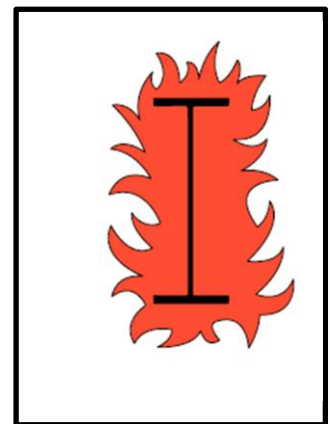
– Esthétique : pour les éléments visibles, même si la corrosion n'est pas redoutée, il peut parfois être nécessaire d'appliquer des revêtements pour des raisons esthétiques et d'aspect.

La protection fréquemment utilisée est la peinture antirouille et voici quelques exemples de protection en fonction du milieu extérieur :



XII-3 La protection contre l'incendie

L'acier est un matériau incombustible mais un bon conducteur de la chaleur. Lorsqu'un élément de structure en acier est soumis à un incendie, sa température s'accroît, et ses propriétés mécaniques se réduisent comme pour tout autre matériau. La capacité portante de l'élément diminue par conséquent et sa déformation augmente. Si la déformation est trop importante, il peut y avoir effondrement.



Les exigences réglementaires de protection contre l'incendie sont établies en fonction des types de bâtiment et de leur taille, sachant que la fumée est le risque majeur en cas de sinistre. Elles visent avant tout la sécurité des personnes.

Les risques pris en compte sont donc de deux ordres :

- Les risques actifs : le risque d'éclosion de l'incendie et l'évaluation des potentiels calorifiques des locaux par la détermination de la masse combustible inhérente à un bâtiment : matériaux de construction, mobilier, décoration....
- Les risques passifs : la fragilisation de la structure qui peut entraîner une perte de stabilité et la ruine éventuelle d'un bâtiment.

La stabilité des structures ne doit donc pas être considérée isolément. Elle doit être évaluée globalement, en tenant compte d'un ensemble de critères qui relève plus particulièrement de la conception architecturale :

- ✓ **Prévention de l'incendie** : systèmes de détection, alarme, réseau d'eau, moyens de première intervention.
- ✓ **Protection des personnes** : lisibilité des circulations, durée de stabilité requise du bâtiment pour permettre l'évacuation.
- ✓ **Conditions d'intervention des secours** : formation du personnel, normes de sécurité, accès au bâtiment.

Les types de protection

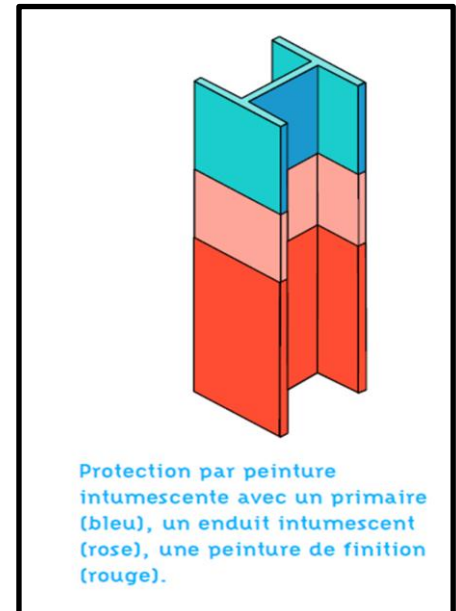
La première solution est basée sur la mise en œuvre d'un élément entre l'acier et la zone de feu. Cet élément de protection thermique interposé peut être de nature diverse et en contact ou non avec l'acier conduisant à une famille de trois systèmes :

- La protection par écran, horizontal ou vertical,
- Le refroidissement par eau.
- Protection par matériel contre incendies

a) Les peintures intumescentes:

Ce produit se présente sous l'aspect d'un film de peinture de 0,5 mm à 4 mm d'épaisseur (voire Figure XI). Chauffé entre 100° et 200 °C, il gonfle et se transforme en mousse dont l'épaisseur peut atteindre 30 à 40mm.

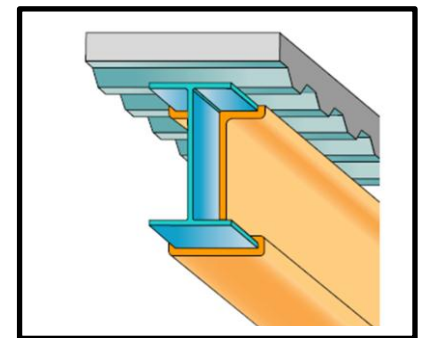
Il provoque alors une isolation thermique des structures. La conservation de l'esthétique de l'acier constitue le principal intérêt de ce type de protection qui peut atteindre des degrés de résistance de 120 min mais utilisé généralement pour des degrés de 30 min.



FigureXII-1 : Protection par peinture

b) Les produits projetés ou flocages:

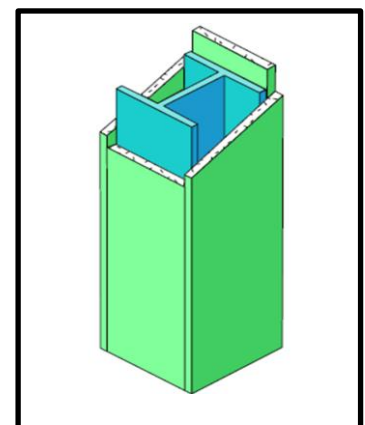
Les produits dits de flocage sont projetés directement sur l'élément. Ils peuvent être fibreux ou pâteux. Ils sont généralement composés de fibres minérales, de vermiculite, de laitier ou de plâtre accompagnés d'un liant. Effectuée à l'aide d'un appareillage spécial, la projection a lieu en milieu humide. Plusieurs couches peuvent être nécessaires allongeant alors les temps de séchage. Les durées de stabilité au feu obtenues peuvent atteindre 240 min.



FigureXII-2 : Protection par flocage

c) Les produits en plaque :

Ce sont à base de plâtre, de fibres minérales ou de composition silico-calcaires. Le principe consiste à former un caisson autour de l'élément métallique. Les modes de fixation sont mécaniques (vis, agrafes) ou par collage. Les risques de passage de gaz chauds au droit des joints requièrent une attention particulière lors de l'exécution.

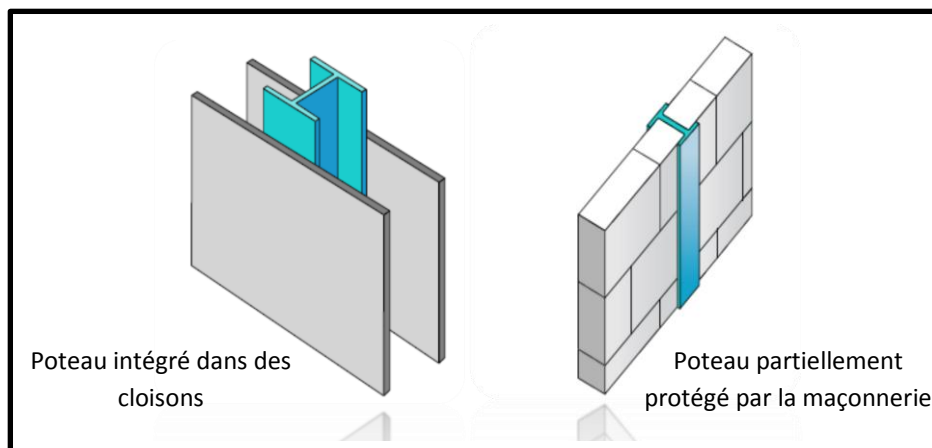


FigureXII-3 : Protection par produits en plaque

d) Protection par écran :

Il s'agit soit de plafonds suspendus, soit de panneaux de cloison qui, par l'interposition entre le foyer et l'ossature en acier, ralentissent l'échauffement de cette dernière. Une attention toute particulière doit être apportée au mode d'assemblage et de fixation et plus particulièrement à toutes les jonctions : entre les éléments d'écran eux-mêmes et entre les éléments d'écran et les discontinuités créées (cloisons, dalles, poteaux) afin que le feu ne puisse pas se propager.

En combinant la fonction de protection à celles du cloisonnement, de l'isolation thermique ou phonique et du parement esthétique, ces écrans offrent l'avantage d'un coût réduit.



FigureXII-4 : Protection par écran

Remarque : Il existe d'autres types de protection mais on a développé seulement les types couramment utilisés.

CONCLUSION GENERALE

Le bâtiment 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 et en portiques autostables qui permettent d'augmenter sa rigidité structurale. Ces qualités lui permettent d'offrir un bon comportement face au séisme.

Au cours de cette étude, nous avons essayé de cerner l'ensemble des connaissances liées à ce genre de structure. De même, cette étude nous a permis d'apprendre l'utilisation de l'outil informatique pour évaluer le comportement sismique de la structure.

Dans la réalisation de ce projet on a remarqué l'intérêt de faire une étude thermique pour les murs de remplissage donne une isolation thermique importante. Elle minimise les déperditions calorifiques ; et permet donc d'économiser l'énergie de chauffage.

Pour finir, l'étude de ce projet nous a permis d'approfondir les connaissances acquises durant notre cursus et on est persuadé que les efforts fournis durant ces quelques mois nous seront d'une grande utilité dans notre vie professionnelle.