

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bakr Belkaid - Tlemcen  
Faculté de Technologie, Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de  
MASTER en Génie civil  
Option : Structure.

THEME :

**ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE  
METALLIQUE A USAGE D'HABITATION (RDC + 15 +  
SOUS-SOL) à Maghnia.Tlemcen**

Présenté le 24/09/2020 par :

**BENABADJI Rachida**

**YELLES CHAUCHE Choukri**

Devant le jury composé de :

Pr.BEZZAR.A

Président

Mme.GHEZALI.S

Examinatrice

Dr.RAS.A

Encadrant

# *Dédicace*

*Je dédie cet évènement marquant de ma vie*

*A ma famille....*

*A toi père, toi qui m'as doté d'une éducation digne, tes sacrifices, ton courage et tout ce que tu as fait pour nous a fait de moi la femme que je suis aujourd'hui.*

*A ma très cher mère mon rayon de soleil mon idole, elle qui a toujours cru en moi, qui m'a soutenue et encouragé durant ces années d'étude. Merci d'avoir fait de moi ce que je suis aujourd'hui.*

*Je ne vous remercierai jamais assez !*

*A mes 2 frères que j'aime plus que tout AMEL et NAZIM*

*Que dieu vous gardes pour moi !*

*A toute la famille BENABADJI-TALEB*

*A mon binôme YELLES CHAOUCHE Choukri, avec qui j'ai passé des moments difficile, ainsi que de bon moments tout au long de notre cursus, et a toute sa famille.*

*A tous mes amis proches, mes camarades de génie civile plus précisément de la promotion 2019-2020. Merci d'avoir rendu ces dernières années si exceptionnelle, nos moment de joie et de bonheur resterons gravé dans ma mémoire à tout jamais. C'était un plaisir d'être parmi vous !*

*A tous mes professeurs, sans vous on n'en sera jamais arrivé à ce niveau. Merci pour vos efforts et vos judicieux conseils.*

*Et en dernier je dédie ce travail a toutes celles et tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et encouragé.*

*BENABADJI Rachida*

# *Dédicace*

*C'est par la volonté de dieu tout puissant que j'ai pu finaliser ce travail, et qui est dédié :*  
*À la prunelle de mes yeux, la flemme qui fait battre mon cœur. À la femme qui a toujours crue en moi, à toi maman.*

*À mon exemple éternel, celui qui m'a toujours soutenue et fait de moi l'homme que je suis aujourd'hui, à toi père.*

*À mes chers petits frères que j'adore, Yacine et Adil.*

*À mes grands parents pour leurs prières et leurs encouragements, que Dieu vous procure santé et bonheur.*

*À toute la famille YELLES CHAOUICHE et BABA-AHMED.*

*À mes amis, Anas, Abdelatif, Younes, Khadir, Abdelhadi, Mehdi, Abdalilah, qui m'ont assisté dans les moments les plus difficiles.*

*À mon binôme BENABADJI Rachida avec qui j'ai surmonté tellement d'épreuves pendant notre cursus.*

*À tous mes camarades de la promotion génie civil (2019-2020) et plus particulièrement la promotion spécialité structure avec qui j'ai partagé des moments inoubliables.*

*À tous mes professeurs qui m'ont transmis savoir et connaissance, cela tout au long de mon parcours scolaire, et à qui je dois mon respect.*

*À tout ceux que j'ai aimés de citer, qui m'ont aidé et soutenue d'une manière ou d'une autre.*

*YELLES CHAOUICHE Choukri.*

# *Remerciement*

*A l'issu du cycle de notre formation, nous tenons à remercier dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage pour l'accomplissement de notre travail.*

*Je tiens à témoigner toutes ma reconnaissance aux personnes suivantes :*

*Un très grand merci à nos deux familles pour leurs soutiens et leurs encouragements.*

*Nos chaleureux remerciements vont aussi à notre encadreur Dr. RAS Abdelouahab qui nous a fait bénéficier d'une formation de très haut niveau et très adaptée aux réalités du génie civil.*

*Je tiens a remercié profondément toute l'équipe du CTC Tlemcen, et en particulier Mr. OUAHRANI Chakib qui nous a fait partager son expérience et son savoir-faire. Merci monsieur pour votre disponibilité et vos judicieux conseils.*

*Merci à tout le corps professoral de notre faculté d'avoir contribué à notre formation, merci de nous avoir donné la chance d'apprendre tellement de choses sur ce magnifique domaine.*

*Notre profond respect et remerciement vont aussi aux membres du jury :Pr.BEZZAR.A et Mme.GHEZALI.S, votre présence nous honore !.*

*Sans oublié de remercier toute personne qui a contribué de prêt ou de loin à la réussite de ce modeste travail.*

*Veillez recevoir Messieurs, mesdames, l'assurance de mes*

*Sentiments les Meilleurs.*

*BENABADJI Rachida*

*YELLES CHAUCHE Choukri*

## Résumé

Ce projet constitue l'étude détaillée d'un bâtiment en charpente métallique R+15 à usage d'habitation implanté à Meghnia dans la wilaya de Tlemcen .Cette étude comporte plusieurs étapes, en premier lieu la présentation du projet et des matériaux utilisés pour sa réalisation regroupés dans le « chapitre I ». Avec l'évaluation des charges et surcharges appliquées à la structure, et l'étude climatique, ces sollicitations sont déterminées et regroupées dans le « chapitre II » .Par la suite on passe au « chapitre III » avec un pré-dimensionnement des éléments structuraux (charpente métallique et béton armée). Le plancher mixte, plancher corps creux et dalle pleine pour ascenseur ont été regroupé dans le « chapitre IV ». Ensuite dans le « chapitre V », l'étude dynamique du bâtiment est réalisée en calculant l'effort sismique à la base et en modélisant la structure avec l'ensemble de ces charges afin de pouvoir vérifier dans le « chapitre VI » la résistance des éléments structuraux. Le calcul des assemblages se fait avec les combinaisons d'action les plus défavorables, par une modélisation de chaque type pour assurer sa stabilité, et faire une vérification vis-à-vis des sollicitations appliquées à ce dernier, cela fait l'objet du « chapitre VII ». Et en dernier lieu on passe au dernier chapitre qui concerne l'étude des fondations pour un radier, les résultats extraits du logiciel après modélisation ont permis de vérifier sa stabilité.

**Mots clés :** Charpente métallique ; béton armé ; plancher mixte ; dalle pleine ; plancher corps creux ; structure ; effort sismique ; radier ; assemblage ; modélisation.

## Abstract

This project constitutes the detailed study of a R + 15 metal frame building for residential use located in Meghnia in the wilaya of Tlemcen. This study includes several stages, firstly the presentation of the project and the materials used for its achievement grouped together in “Chapter I”. With the evaluation of the loads and overloads applied to the structure, and the climatic study, these stresses are determined and grouped together in “Chapter II”. Then we go to “Chapter III” with a pre-dimensioning of the structural elements (metal frame and reinforced concrete). The mixed floor, hollow body floor and solid slab for elevators have been grouped together in "Chapter IV". Then in “Chapter V”, the dynamic study of the building is carried out by calculating the seismic force at the base and by modeling the structure with all of these loads in order to be able to verify in “Chapter VI” the resistance of the structural elements. The calculation of the assemblies is done with the most unfavorable combinations of action, by a modeling of each type to ensure its stability, and to make a check vis-à-vis the stresses applied to the latter, this is the subject of «chapter VII”. And lastly, we move on to the last chapter, which concerns the study of the foundations for a raft foundation, the results extracted from the software after modeling were used to verify its stability.

**Keywords:** Metal framework; reinforced concrete; mixed floor; full slab; hollow body floor; structure; seismic force; write off; assembly; modelization.

## ملخص

يشكل هذا المشروع الدراسة التفصيلية لمبنى بإطار معدني R + 15 للاستخدام السكني يقع في مجنبا بولاية تلمسان. تتضمن هذه الدراسة عدة مراحل، أولاً: عرض المشروع والمواد المستخدمة لإنجازه مجمعة في "الفصل الأول". مع تقييم الأحمال والزائدة المطبقة على الهيكل، والدراسة المناخية، يتم تحديد هذه الضغوط وتجميعها معاً في "الفصل الثاني". ثم ننتقل إلى "الفصل الثالث" بأبعاد مسبقة للعناصر الهيكلية (الإطار المعدني والخرسانة المسلحة). تم تجميع الأرضية المختلطة وأرضية الهيكل المجوفة والبلاطة الصلبة للمصاعد معاً في "الفصل الرابع". ثم في "الفصل الخامس"، يتم إجراء الدراسة الديناميكية للمبنى عن طريق حساب القوة الزلزالية في القاعدة ونمذجة الهيكل مع كل هذه الأحمال حتى يمكن التحقق في "الفصل السادس" من مقاومة العناصر الهيكلية. يتم حساب التجميعات بأكثر مجموعات العمل غير المواتية، عن طريق نمذجة كل نوع لضمان ثباته، وإجراء فحص مقابل الضغوط المطبقة على الأخير، وهذا هو موضوع "الفصل سابعاً" وأخيراً ننتقل إلى الفصل الأخير الذي يختص بدراسة أسس الأساسات، والنتائج المستخرجة من البرنامج بعد النمذجة استخدمت للتحقق من ثباتها.

الكلمات الرئيسية: إطار معدني ; خرسانة مسلحة ; أرضية مختلطة ; لوح كامل ; أرضية جسم مجوفة بناء; القوة الزلزالية ; الجسم؛ النمذجة.

# TABLE DE MATIERE

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : Généralité sur la conception de l’ouvrage.....</b>	<b>2</b>
I. 1. INTRODUCTION .....	3
I. 2. PRESENTATION DU PROJET. ....	3
I. 2.1. Données géométriques du projet. ....	3
I. 2.2. Localisation et données concernant le site. ....	3
I. 3. REGLEMENTS UTILISÉS. ....	4
I. 4. LOGICIELS UTILISÉS .....	4
I. 5. MATERIAUX. ....	4
I. 5.1. Acier de construction. ....	4
I. 5.2. Acier pour ferrailage. ....	5
I. 5.3. Le béton .....	6
<b>CHAPITRE II : Evaluation des charges.....</b>	<b>7</b>
II. 1. INTRODUCTION. ....	8
II. 2. CHARGES PERMANENTES. ....	8
II. 2.1. Les planchers .....	8
II. 2.2. Les cloisons .....	12
II. 2.3. Les escaliers .....	13
II. 2.4. L’acrotère (terrasse inaccessible) .....	14
II. 2.5. Garde-corps (terrasse accessible) .....	14
II. 3. CHARGES D’EXPLOITATION. ....	15
II. 4. CHARGE CLIMATIQUE .....	15
II. 4.1. Charge de neige .....	15
II. 4.2. Charge du vent .....	16
II. 5. CONCLUSION .....	36
<b>CHAPITRE III : Pré dimensionnement des éléments structuraux.....</b>	<b>37</b>
III. 1. INTRODUCTION .....	38
III. 2. PRE DIMENSIONNEMENT. ....	39
III. 2.1. Les solives .....	39
III. 2.2. Les poutres principales .....	44
III. 2.3. Les poteaux .....	50
III. 3. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON ARMEE. ....	57
III. 3.1 Introduction .....	57
III. 3.2 Poteaux. ....	57
III. 3.3 Poutres. ....	59



## **CHAPITRE IV : Etude des planchers.**

IV. 1. INTRODUCTION .....	62
IV. 2. CALCUL PLANCHER MIXTE. ....	62
IV. 2.1. Phase de construction .....	62
IV. 2.2. Phase final .....	65
IV. 3. ETUDE DU PLANCHER A CORPS CREUX. ....	72
IV. 3.1. Définition et rôle du plancher à corps creux .....	72
IV. 3.2. Vérification des conditions. ....	72
IV. 3.3. Type de poutrelles. ....	73
IV. 3.4. La charge des poutrelles .....	73
IV. 3.5 Détermination des efforts internes .....	74
IV. 3.6. Ferrailage des poutrelles. ....	79
IV. 3.7 Ferrailage de la dalle de compression .....	84
IV. 4. ETUDE DE L'ASCENSEUR. ....	85
IV. 4.1. Introduction .....	85
IV. 4.2. Epaisseur de la dalle d'ascenseur .....	85
IV. 4.3. Evaluation des charges. ....	86
IV. 4.4. Evaluation des moments .....	86
IV. 4.5. Calcul ferrailage. ....	93
IV. 4.6. Vérification au poinçonnement .....	99
IV. 4.7. Vérification au cisaillement .....	100

## **CHAPITRE V : Etude sismique.....101**

V. 1. INTRODUCTION .....	102
V. 2. PRINCIPE DE LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE .....	102
V. 3. PRINCIPE DE LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE. ....	102
V. 4. CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99V2003. ....	103
V. 4.1. Classification de l'ouvrage .....	103
V. 5. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE .....	103
V. 5.1. Modélisation de la structure. ....	103
V. 5.2. Spectre de réponse de calcul. ....	104
V. 5.3. Analyse modale. ....	106
V. 5.4. Méthode Statique équivalente .....	108
V. 6. VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE.....	110
V. 6.1. Vérification de la force sismique à la base .....	110
V. 6.2 Vérification des déplacements .....	113
V. 6.3 Vérification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ . ....	115
V. 7. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DU JUIN SISMIQUE. ....	116

## **CHAPITRE VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires.....117**

VI. 1. INTRODUCTION .....	118
VI. 2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES. ....	118

VI. 2.1	Poutre de rive terrasse inaccessible. . . . .	118
VI. 2.2.	Poutre intermédiaire terrasse inaccessible . . . . .	119
VI. 2.3.	Poutre de rive terrasse accessible. . . . .	120
VI. 2.4.	Poutre intermédiaire terrasse accessible. . . . .	121
VI. 2.5.	Poutre principale en console terrasse accessible. . . . .	122
VI. 2.6.	Poutre de rive étage courant. . . . .	123
VI. 2.7.	Poutre intermédiaire étage courant. . . . .	124
VI. 2.8.	Poutre principale en console étage courant . . . . .	125
VI. 2.9.	Poutre secondaire . . . . .	126
VI. 3.	DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX . . . . .	127
VI. 3.1.	Tronçons du RDC au 3 <sup>ème</sup> étage . . . . .	127
VI. 4.	DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS. . . . .	132
VI. 4.1.	Contreventement en V (Palée) . . . . .	132
VI. 4.2.	Contreventement en X. . . . .	133
VI. 5.	DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON ARMEE. . . . .	135
VI. 5.1.	Introduction . . . . .	135
VI. 5.2.	Les poteaux . . . . .	135
VI. 5.3.	Poutre principale. . . . .	140
VI. 5.4.	Poutre secondaire . . . . .	145
VI. 5.5.	Voiles. . . . .	150
VI. 6.	MUR DE SOUTÈNEMENT (VOILE PÉRIFÉRIQUE) . . . . .	156
VI. 6.1	Dimensionnement. . . . .	156
VI. 6.2.	Evaluation des charges . . . . .	156
VI. 6.3.	Détermination du ferrailage du voile. . . . .	157
VI. 7.	DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS. . . . .	162
VI. 7.1.	Le nombre de marches . . . . .	163
VI. 7.2.	Longueur de la volée (LV) . . . . .	163
VI. 7.3.	Dimensionnement des éléments porteurs . . . . .	163
VI. 8.	CALCUL DE L'ACROTÈRE. . . . .	167
VI. 8.1.	Introduction . . . . .	167
VI. 8.2.	Calcul séisme. . . . .	167
VI. 8.3.	Sollicitations agissantes sur l'acrotère. . . . .	168
VI. 8.4.	Ferrailage de l'acrotère. . . . .	170
<b>CHAPITRE VII : Etude des assemblages.....</b>		<b>172</b>
VI. 1.	INTRODUCTION . . . . .	173
VII. 1.1.	Qu'est-ce qu'un assemblage. . . . .	173
VII. 2.	ROLE DES ASSEMBLAGES. . . . .	173
VII. 3.	CALCUL DES ASSEMBLAGES . . . . .	173
VII. 3.1.	Assemblage poteau – poutre (HEB 360 – IPE 360) . . . . .	173
VII. 3.2.	Assemblage poteau – poutre secondaire (HEB 360 – IPE 270) . . . . .	181
VII. 3.3.	Assemblage poutre – solive (IPE 360 – IPE 180) . . . . .	183
VII. 3.4.	Assemblage poteau – poteau (HEB 360 – HEA 360) . . . . .	185
VII. 3.5.	Assemblage des contreventements . . . . .	189
VII. 4.	PIED DE POTEAU . . . . .	196

VII. 4.1. Effort sollicitant . . . . .	196
VII. 4.2. Dimensionnement de la plaque d'assise . . . . .	197
VII. 4.3. Vérification de la résistance du poteau . . . . .	200
<b>CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>209</b>
VIII. 1. CALCUL DES FONDATIONS . . . . .	210
VIII. 1.1 Introduction . . . . .	210
VIII. 1.2. Stabilité des fondations. . . . .	210
VIII. 1.3. Rapport du sol. . . . .	210
VIII. 1.4. Choix du type de fondation . . . . .	211
VIII. 1.5. Radier général. . . . .	212
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>226</b>
<b>ANNEXE.....</b>	<b>228</b>
Annexe A : Modélisation (Logiciel SAP2000) . . . . .	229
Annexe B : Etude des plancher . . . . .	233
Annexe C : Dimensionnement des éléments . . . . .	234
Annexe D : Etude des assemblages . . . . .	237
Annexe E : Rapport géotechnique . . . . .	243
Annexe F : plans de ferrailage. . . . .	255
Annexe G : plans architecturaux . . . . .	258

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I : Présentation du projet

<u>Figure I.1</u> : Localisation du site du projet	2
<u>Figure I.2</u> : Vue aérienne du terrain à bâtir (Google Earth)	2

## Chapitre II : Evaluation des charges

<u>Figure II.1</u> : Plancher étage courant (dalle collaborant)	9
<u>Figure II.2</u> : Plancher terrasse inaccessible	10
<u>Figure II.3</u> : Plancher terrasse accessible	11
<u>Figure II.4</u> : Les cloisons	12
<u>Figure II.5</u> : Composition de la marche	13
<u>Figure II.6</u> : Schéma garde-corps	14
<u>Figure II.7</u> : Hauteur de référence.	19
<u>Figure II.8</u> : Hauteur de référence et profil correspondant de la pression dynamique.	19
<u>Figure II.9</u> : Forme simplifié de la structure	23
<u>Figure II.10</u> : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V1, V3)	24
<u>Figure II.11</u> : Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	25
<u>Figure II.12</u> : Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de toiture (direction V1, V3).	26
<u>Figure II.13</u> : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V2, V4)	27
<u>Figure II.14</u> : Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	28
<u>Figure II.15</u> : Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la toiture (direction V2, V4).	29
<u>Figure II.16</u> : Pression du vent (V1, V3) sur A, B et C.	31
<u>Figure II.17</u> : Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et I	32
<u>Figure II.18</u> : Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C.	34
<u>Figure II.19</u> : Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.	35

## Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

<u>Figure III.1</u> : Espacement et longueur des solives	40
<u>Figure III.2</u> : Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis.	40
<u>Figure III.3</u> : Poutre principale uniformément chargée sur plusieurs appuis.	45
<u>Figure III.4</u> : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.	51
<u>Figure III.5</u> : Surface reprise par le poteau	52

## **Chapitre IV : Etude des planchers**

<u>Figure IV.1</u> : Plancher mixte acier-béton.	62
<u>Figure IV.2</u> : Dimensions de la tôle nervurée.	63
<u>Figure IV.3</u> : Diagramme de moment fléchissant de la tôle profilée.	64
<u>Figure IV.4</u> : Largeur efficace de la dalle.	66
<u>Figure IV.5</u> : Goujons à tête soudée avec le profilé.	69
<u>Figure IV.6</u> : Les dimensions d'un connecteur.	69
<u>Figure IV.7</u> : Dimension de la tôle profilée et connecteur.	71
<u>Figure IV.8</u> : Coupe transversale du plancher a corps creux.	72
<u>Figure IV.9</u> : Poutrelle type 01.	73
<u>Figure IV.10</u> : Poutrelle type 02.	73
<u>Figure IV.11</u> : Poutrelle type 01.	73
<u>Figure IV.12</u> : Schéma statique de poutrelle type 3.	74
<u>Figure IV.13</u> : Diagramme des moments a l'ELU au niveau des poutrelles (Type 03).	77
<u>Figure IV.14</u> : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU au niveau des poutrelles (Type 03)	77
<u>Figure IV.15</u> : Diagramme des moments a l'ELS au niveau des poutrelles (Type 03).	78
<u>Figure IV.16</u> : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS au niveau des poutrelles (Type 03).	78
<u>Figure IV.17</u> : Treillis soudé de la dalle de compression.	84
<u>Figure IV.18</u> : Schéma statique d'un ascenseur.	85
<u>Figure IV.19</u> : Schéma statique de la dalle d'ascenseur.	86
<u>Figure IV.20</u> : Schéma dalle pleine.	91

## **Chapitre V : Etude sismique**

<u>Figure V.1</u> : Modèle de la structure en 3D.	104
<u>Figure V.2</u> : Spectre de réponse suivant X.	106
<u>Figure V.3</u> : Spectre de réponse suivant Y.	106
<u>Figure V.4</u> : Les 3 premiers modes de vibration lors d'un séisme.	109

## **Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires**

<u>Figure VI.1</u> : Voile soumis a la flexion.	152
<u>Figure VI.2</u> : Schéma statique du voile périphérique.	156

<u>Figure VI.3</u> : Escaliers à deux volées parallèles et un palier intermédiaire.	162
<u>Figure VI.4</u> : Constituants d'un escalier.	162
<u>Figure VI.5</u> : Descente des charges sur escalier.	165
<u>Figure VI.6</u> : Charge équivalente.	166
<u>Figure VI.7</u> : Shema statique de lacrotère.	168
<u>Figure VI.8</u> : Acrotère en 3D.	168
<u>Figure VI.9</u> : Charges agissantes sur l'acrotère.	169
<u>Figure VI.10</u> : Disposition des armatures dans l'acrotère.	171
<b>Chapitre VII : Etude des assemblages</b>	
<u>Figure VII.1</u> : Assemblage poteau poutre.	174
<u>Figure VII.2</u> : Distance entre l'axe de la semelle comprimée et les boulons.	176
<u>Figure VII.3</u> : Assemblage poteau-poutre secondaire.	181
<u>Figure VII.4</u> : Assemblage poutre-solive.	183
<u>Figure VII.5</u> : Assemblage poteau-poteau.	186
<u>Figure VII.6</u> : Assemblage contreventement en X.	189
<u>Figure VII.7</u> : Assemblage contreventement en V.	192
<u>Figure VII.8</u> : Assemblage pied de poteau.	196
<u>Figure VII.9</u> : Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b).	198
<u>Figure VII.10</u> : Longueurs d'ancrages pied de poteau.	200
<u>Figure VII.11</u> : Paramètre des mécanismes.	202
<u>Figure VII.12</u> : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.	204
<b>Chapitre VIII : Etude des fondations</b>	
<u>Figure VIII.1</u> : Schéma statique d'une semelle filante.	211
<u>Figure VIII.2</u> : Distribution des contraintes.	213
<u>Figure VIII.3</u> : Répartition des contraintes sur le radier.	215
<u>Figure VIII.4</u> : Moment au niveau de la dalle.	218
<u>Figure VIII.5</u> : Moment au niveau des nervures.	218

# LISTE DE TABLEAUX

## Chapitre II : Evaluation des charges

<u>Tableau II.1</u> : Charge permanente pour plancher étage courant.	6
<u>Tableau II.2</u> : Charge permanente pour plancher terrasse inaccessible.	7
<u>Tableau II.3</u> : Charge permanente pour plancher terrasse accessible.	8
<u>Tableau II.4</u> : Charge permanente pour plancher sous-sol.	9
<u>Tableau II.5</u> : Charge permanente cloisons extérieurs.	10
<u>Tableau II.6</u> : Charge permanente cloisons intérieurs.	10
<u>Tableau II.7</u> : Charge permanente de la volée.	11
<u>Tableau II.8</u> : Charge permanente du palier.	11
<u>Tableau II.9</u> : Charges d'exploitations pour les différents éléments de la structure.	13
<u>Tableau II.10</u> : Calcule du coefficient dynamique.	16
<u>Tableau II.11</u> : Valeur du coefficient de rugosité pour V1, V3.	19
<u>Tableau II.12</u> : Valeur du coefficient de rugosité pour V2, V4.	19
<u>Tableau II.13</u> : Valeur de l'intensité de turbulence sur V1, V3.	19
<u>Tableau II.14</u> : Valeur de l'intensité de turbulence sur V2, V4.	20
<u>Tableau II.15</u> : Valeur du coefficient d'exposition sur V1, V3.	20
<u>Tableau II.16</u> : Valeur du coefficient d'exposition sur V2, V4.	20
<u>Tableau II.17</u> : Valeur de la pression dynamique sur V1, V3.	21
<u>Tableau II.18</u> : Valeur du coefficient d'exposition sur V2, V4.	21
<u>Tableau II.19</u> : Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	23
<u>Tableau II.20</u> : Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).	24
<u>Tableau II.21</u> : Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	26
<u>Tableau II.22</u> : Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de toiture (direction V2, V4).	27
<u>Tableau II.23</u> : Valeurs de $q_j$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3) pour le 1 <sup>er</sup> tronçon.	29
<u>Tableau II.24</u> : Valeurs de $q_j$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3) pour le 2 <sup>ème</sup> tronçon.	29

<u>Tableau II.25</u> : Valeurs de qj suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3) pour le 3 <sup>ème</sup> tronçon.	30
<u>Tableau II.26</u> : Valeurs de qj suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).	30
<u>Tableau II.27</u> : Valeurs de qj suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4) pour le 1 <sup>er</sup> tronçon.	31
<u>Tableau II.28</u> : Valeurs de qj suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4) pour le 2 <sup>ème</sup> tronçon.	32
<u>Tableau II.29</u> : Valeurs de qj suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).	32
<b>Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments structuraux</b>	
<u>Tableau III.1</u> : Limites recommandées pour les flèches verticales.	37
<u>Tableau III.2</u> : Vérification de la flèche des solives.	41
<u>Tableau III.3</u> : Vérification des sollicitations sur les solives.	41
<u>Tableau III.4</u> : Caractéristique du profilé IPE160.	42
<u>Tableau III.5</u> : Caractéristique du profilé IPE180.	42
<u>Tableau III.6</u> : Charges permanentes et d'exploitations.	42
<u>Tableau III.7</u> : Vérification de la flèche des poutres.	45
<u>Tableau III.8</u> : Vérification des sollicitations sur les poutres.	46
<u>Tableau III.9</u> : Caractéristique du profilé IPE 200.	47
<u>Tableau III.10</u> : Caractéristiques du profilé IPE240.	48
<u>Tableau III.11</u> : Caractéristique du profilé IPE 330.	48
<u>Tableau III.12</u> : Caractéristique du profilé IPE 360.	50
<u>Tableau III.13</u> : Les charges reprises par les poteaux.	53
<u>Tableau III.14</u> : Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité.	53
<u>Tableau III.15</u> : Les charges reprises par le poteau de la terrasse inaccessible.	53
<u>Tableau III.16</u> : Caractéristique du profilé HEA 180.	54
<u>Tableau III.17</u> : Caractéristique du profilé HEA 220.	54
<u>Tableau III.18</u> : Caractéristique du profilé HEA 300.	54
<u>Tableau III.19</u> : Caractéristique du profilé HEA 500.	54
<u>Tableau III.20</u> : Caractéristique du profilé HEA 550.	55



## **Chapitre IV : Etude des planchers**

<u>Tableau IV.1</u> : Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55.	61
<u>Tableau IV.2</u> : Charges supportées par les poutrelles.	71
<u>Tableau IV.3</u> : Récapitulatif des sollicitations agissantes sur les poutrelles.	76
<u>Tableau IV.4</u> : Résultat de calcul.	87
<u>Tableau IV.5</u> : Descente de charge de la dalle.	87
<u>Tableau IV.6</u> : Les valeurs de $\mu_x\mu_y$ .	88
<u>Tableau IV.7</u> : Récapitulation des espacements.	95
<u>Tableau IV.8</u> : Vérification des contraintes en travée.	96
<u>Tableau IV.9</u> : Vérification des contraintes en appuis.	97

## **Chapitre V : Etude sismique**

<u>Tableau V.1</u> : Valeur du facteur de qualité suivant les deux sens.	103
<u>Tableau V.2</u> : Poids de chaque plancher.	105
<u>Tableau V.3</u> : Effort à chaque étage.	106
<u>Tableau V.4</u> : Les forces sismiques suivant les deux sens.	110
<u>Tableau V.5</u> : Comparaison de V statique avec 80% de $V_{\text{dynamique}}$ .	110
<u>Tableau V.6</u> : Les forces sismiques après correction suivant les deux sens .	111
<u>Tableau V.7</u> : Comparaison de V statique avec 80% de v dynamique.	111
<u>Tableau V.8</u> : Déplacement résultant suivant X.	112
<u>Tableau V.9</u> : Déplacement résultant suivant Y.	113
<u>Tableau V.10</u> : Vérification de l'effet du 2 <sup>ème</sup> ordre.	113

## **Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires**

<u>Tableau VI.1</u> : Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.	129
<u>Tableau VI.2</u> : Résistance et déplacements des poteaux.	129
<u>Tableau VI.3</u> : Ferrailage des poteaux.	136
<u>Tableau VI.4</u> : Ferrailage transversale des poteaux.	138
<u>Tableau VI.5</u> : L'espacement des armatures transversales et leurs diamètres.	143
<u>Tableau VI.6</u> : Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale.	143
<u>Tableau VI.7</u> : Ferrailage de poutre principale (30x50).	143
<u>Tableau VI.8</u> : L'espacement des armatures transversales et leurs diamètres.	147

<u>Tableau VI.9</u> : Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire.	147
<u>Tableau VI.10</u> : Ferrailage de poutre secondaire (30x35).	147
<u>Tableau VI.11</u> : Sollicitation dans le voile.	149
<u>Tableau VI.12</u> : Vérification de la contrainte de cisaillement.	153
<u>Tableau VI.13</u> : Ferrailage du voile.	153
<b>CHAPITRE VII : Etude des assemblages</b>	
<u>Tableau VII.1</u> : Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.	201
<b>Chapitre VIII : Etude des fondations</b>	
<u>Tableau VII.1</u> : Les différentes sollicitations.	215

# LISTE DES NOTATIONS

## Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

N : Surcharge climatique de la neige.

V : Surcharge climatique du vent.

$V_x$  : Effort sismique a la base du bâtiment suivant x.

$V_y$  : Effort sismique a la base du bâtiment suivant y.

## Les caractéristiques d'un profiles en I ou H

A : Section brute d'une pièce.

b : La longueur de la semelle.

d : La hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

$t_w$  : Epaisseur de l'âme de profile.

$t_f$  : Epaisseur de la semelle de profile.

P : Poids par mètre linaire.

## Les caractéristiques d'une section en béton

b : La largeur de l'élément.

h : La hauteur de l'élément.

L : Longueur ou porté.

d : Distance entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inf).

## Majuscules latines

A : Coefficient d'accélération de zone.

$A_{st}$  : Section d'armature.

$A_r$  : Section de répartition.

$A_{net}$  : Section nette d'une pièce.

$A_w$  : Section de l'âme.

$A_v$  : Aire de cisaillement.

$B_c$  : Section de poteau.

$B_r$  : Section brute.

$C_T$  : Coefficient de période.

$C_t$  : Coefficient de topographie.

$C_r$  : Coefficient de rugosité.

$C_e$  : Coefficient d'exposition.

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale.

$E_a$  : Module d'élasticité de l'acier de construction.

$E'_c$  : Module d'équivalence du béton.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.

$E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.

$F$  : Force en générale.

$G$  : Module d'élasticité transversale.

$H$  : Altitude du site.

$I$  : Moment d'inertie.

$K$  : Coefficient de raideur du sol.

$K_0$  : Coefficient de flambement.

$K_t$  : Facteur de terrain.

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

$M$  : Moment fléchissant.

$M_{Sd}$  : Moment fléchissant sollicitant.

$M_{Rd}$  : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

$M_{Pl}$  : Moment plastique.

$M_{pl,Rd}$  : Moment plastique résistant.

$M_{b,Rd}$  : Moment de la résistance au déversement.

$M_a$  : Moment fictif.

$N$  : Effort normal.

$N_{pl,Rd}$  : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.  
 $N_{b,Rd}$  : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.  
 $N_{Sd}$  : Effort normal sollicitant.  
 $N_{tSd}$  : Effort normale de traction.  
 $N_{cSd}$  : Effort normal de compression.  
 $N_{c,Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.  
 $N_d$  : L'effort normal de calcul qui s'exerce sur une section du béton.  
 $P_u$  : Charge du plancher.  
 $Q$  : Facteur de qualité.  
 $R$  : Coefficient de comportement global de la structure.  
 $S$  : Surface supporté par le poteau le plus sollicité.  
 $S_t$  : Espacement.  
 $T$  : La période propre, Effort tranchant.  
 $V_{Sd}$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant.  
 $V_{réf}$  : Vitesse de référence du vent.  
 $V_m$  : Vitesse moyenne du vent  
 $V$  : Effort de cisaillement tiré par la combinaison la plus défavorable.  
 $W_{pl}$  : Module de résistance plastique.  
 $W$  : Poids de la structure.

**Minuscules latines**

$f$  : La flèche.  
 $f_{adm}$  : Flèche admissible.  
 $f_{bc}$  : Contrainte de calcul.  
 $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge.  
 $f_{cj}$  : Résistance à la compression du béton a {j} jours.  
 $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge.  
 $f_{tj}$  : Résistance à la traction du béton a {j} jours.  
 $f_y$  : Limite d'élasticité.  
 $f_u$  : Résistance a la traction de l'acier.  
 $h_c$  : Hauteur de la dalle en béton.

$h_p$  : Hauteur de nervure.

$h$  : Hauteur d'une pièce.

$g$  : Giron.

$l$  : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

$l_f$  : Longueur de flambement.

$t$  : Épaisseur d'une pièce.

$n$  : Nombre d'étage.

$z$  : Hauteur au-dessus du sol.

$z_0$  : Paramètre de rugosité.

$z_{eq}$  : Hauteur équivalente.

$k$  : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures.

$n_{l,x}$  : Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent Minuscules grecques.

$\chi$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

$\Phi$  : Diamètre des armatures.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\beta$  : Coefficient de correction.

$\gamma_M$  : Coefficient de sécurité.

$\lambda$  : Élancement.

$\lambda_{LT}$  : Élancement de déversement.

$\lambda_g$  : Élancement géométrique du poteau.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection.

$a$  : Position relative de la fibre neutre.

$\tau$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}$  : Contrainte ultime de cisaillement.

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\sigma_{st}$  : Contrainte de l'acier.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton.

$\overline{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible de l'acier.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible du béton.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques.

$\mu$  : Coefficient de forme de la charge de neige.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\delta$  : Décrément logarithmique d'amortissement.

$i_x, i_y$  : Rayon de giration.

$\rho_a$  : Coefficient correcteurs.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_c$  : Coefficient de sécurité de l'acier.

$z$  : Bras de levier.

### **Indices**

crit : Critique.

adm : Admissible.

eff : efficace.

fr : Frottement.

m : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

corresp : Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y : Sens y.

S : Surface.

## INTRODUCTION GENERAL

De façon générale, les séismes se produisent à la limite des plaques tectoniques avec une libération d'énergie accumulée due à la fracturation des roches en profondeurs par l'intermédiaire d'un mouvement entre les plaques. De part sa situation géographique, l'Algérie se situe à proximité de l'interface entre la plaque Eurasienne au nord, et la plaque Africaine au sud. Ce qui fait de l'Algérie un pays à sismicité active, qui peut être sujet à des séismes violents. Cela a été clairement observé à travers l'histoire des séismes en Algérie.

Lorsqu'un séisme atteint une zone urbaine, les secousses sont traduites en mouvement horizontal à la base de la structure, ces mouvements produisent par la suite des forces de même direction sur toute la hauteur du bâtiment, celles-ci se transmettent à la structure verticale par les planchers et pénètrent ensuite dans le sol. L'une des conditions critiques pour empêcher la dislocation d'un immeuble lors d'un séisme est sa capacité à se déformer sans rupture brusque, on parle ici de ductilité. En plus de plusieurs autres facteurs comme l'ajout des contreventements pour l'augmentation de la résistance verticale de l'édifice.

La ductilité de l'acier est un facteur essentiel au bon comportement des ouvrages sous séisme. Les éléments qui constituent la structure métallique ont la capacité de se déformer et s'étirer, sans rupture ou sans ruine prématurée. L'acier est aussi très résistant permettant de créer des structures fines et légères (5 à 6 fois moins lourdes qu'en béton par exemple). Réduire les masses mises en mouvement en cas de séisme, c'est réduire en proportion l'inertie du bâtiment et donc les sollicitations qu'il subit.

Pour assurer la stabilité d'un bâtiment en acier face aux sollicitations du séisme, une étude sismique est nécessaire pour la détermination des caractéristiques dynamiques propre de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait appel à des modélisations sur logiciel.

Dans le cadre de notre formation de Master en Génie Civil à l'université Abou Baker Belkaid, nous sommes menés, à l'issue de la fin de notre cursus, à réaliser un projet de fin de cycle (PFE) et d'appliquer l'ensemble des connaissances acquises durant notre parcours universitaire, ces derniers seront appliqués pour effectuer une étude d'un bâtiment R+15 classé de grande hauteur selon le RPA99 en charpente métallique avec sous sol en béton armé dans la wilaya de Tlemcen considérée zone sismique I, caractériser par une ossature contreventée.

L'objectif de cette étude est de dimensionner à la fois les éléments structuraux et secondaires de façon à résister aux sollicitations appliquées et cela pour assurer la stabilité de l'immeuble.



Université Abou Baker Belkaid

# CHAPITRE I

Généralité sur la  
conception de l'ouvrage

# CHAPITRE I

Généralité sur la conception de l'ouvrage

---

## I. 1. INTRODUCTION

La phase de conception est une étape clé dans la réalisation de n'importe quel procédé de construction : Construction en béton armée, en précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique.

L'étude des structures permet de déterminer le meilleur système structurel d'un projet qui offre stabilité et résistance vis-à-vis des sollicitations agissantes sur l'édifice.

## I. 2. PRESENTATION DU PROJET

Ce présent mémoire consiste à étudier et à dimensionner les différents éléments et leurs résistances face aux charges appliquées d'un bâtiment R+15 à usage d'habitation avec sous-sol se situant à Maghnia dans la Wilaya de Tlemcen, Algérie.

La structure comporte des portiques contreventés (poteau, poutre, système de contreventement) en charpente métallique pour les étages courants et en béton armée au niveau du sous-sol, avec des planchers mixtes à dalle collaborant pour les étages courants, et corps creux pour le plancher du RDC.

L'ouvrage est composé de :

- ✚ Rez-de-chaussée plus 15 étages chaque niveau comporte 4 appartements F6/F5/F4
- ✚ Un parking souterrain.
- ✚ 2 ascenseurs (1.50\*1.75m<sup>2</sup>) et escaliers de secours.

### I. 2.1. DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET

Les données géométriques du projet sont données comme suit :

- ✚ Surface bâtie : 490m<sup>2</sup>
- ✚ Hauteur totale du bâtiment 52.02m + l'acrotère (0.6m) = 52.62m
- ✚ Hauteur de l'étage courant et RDC : 3.06 m
- ✚ Hauteur sous-sol : 3.06 m
- ✚ Type de terrasse : - accessible (dernier étage)  
- Inaccessible (5ème étage)
- ✚ Largeur totale : 19.90m
- ✚ Longueur totale : 30m

### I. 2.2. LOCALISATION ET DONNEES CONCERNANT LE SITE

Ce projet se situe dans un complexe résidentiel dans la commune de Maghnia à Tlemcen, cette région se caractérise par :

- ✚ Altitude : 400 m
- ✚ Contrainte admissible du sol : 2.2 Bar.

# CHAPITRE I

## Généralité sur la conception de l'ouvrage

- ✚ Zone de neige par commune : zone A
- ✚ Zone de vent : zone II
- ✚ Zone sismique : zone I



Figure I.1 : Localisation du site du projet.



Figure I.2 : Vue aérienne du terrain à bâtir (Google Earth).

# CHAPITRE I

## Généralité sur la conception de l'ouvrage

---

### I. 3. REGLEMENTS UTILISE

- **CCM97** : Règles de calcul des constructions en acier.
- **EUROCODE 4** : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- **EUROCODE 3** : règles de calcul des structures métalliques.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- **RPA99-V2003** : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- **RNV-V2013** : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- **BAEL 91** : Béton Armé aux Etats Limites 91.
- **C.B.A 93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.

### I. 4. LOGICIELS UTILISES

- AUTODESK Auto CAD 2019
- AUTODESK ROBOT 2020
- SAP 2000
- SAFE 12

### I. 5. MATERIAUX

#### I. 5.1. L'acier de construction

La charpente acier, couramment appelé aussi acier de construction, est la plus courante parmi les différentes typologies et elle est utilisée surtout dans le domaine du génie civil de par ces caractéristiques mécaniques (légèreté de la structure, ductilité ...).

L'acier est un matériau ferreux. C'est une mixture métallique dont l'élément chimique essentiel est le fer et le deuxième élément est le carbone, il peut prendre n'importe quelle forme et dimensions possible, ses constructions peuvent être adaptées selon les circonstances, sont faciles à entretenir a réhabilité et sont évolutives.

Dans notre projet l'acier utiliser pour les éléments porteurs est un acier non allié à usage général, ces caractéristiques sont :

- Nuance d'acier :  $Fe360$
- La limite élastique :  $f_y = 235 MPa$
- La résistance a la traction :  $f_u = 360 MPa$
- La masse volumique :  $\rho = 7850 Kg/m^3$
- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000 MPa$
- Module d'élasticité transversal :  $G = 81000 MPa$
- Coefficient de POISSON :  $\nu = 0.3$

# CHAPITRE I

## Généralité sur la conception de l'ouvrage

---

### I. 5.2. Acier de ferrailage

Utilisé comme armature dans le béton armé et comme armature passive dans le béton précontraint. Il englobe les barres lisses, les barres à haute adhérence et les treillis soudés.

Son ajout complète la résistance du béton à la traction.

- Nuance d'acier (Armature haute adhérence) : *Fe400*
- Nuance d'acier (Armature rond lisse) : *Fe240*

✚ Contrainte limite de l'acier  $\sigma_s$ , à l'ELU :

$$\sigma_s = f_s / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

✚ Contrainte limite de l'acier  $\bar{\sigma}_s$ , à l'ELS :

-Fissuration non préjudiciable : pas de limitation  $\bar{\sigma}_s = \sigma_s$

-Fissuration peu préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min ( 2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} )$

-Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min ( 1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} )$

✚ Contrainte limite de l'acier  $\sigma_s$ , sous charge accidentelle :

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

### I. 5.3 Le béton

Le béton est un assemblage de plusieurs matériaux, granulats ou agrégats (gravier, sable, etc.), liant (ciment) et mêlé à de l'eau pour obtenir finalement une pâte.

La large utilisation du béton est à cause de sa résistance à la compression mieux que l'effort de traction, cette résistance à la compression est de l'ordre de 20 MPa jusqu'à 40 MPa pour les bétons ordinaires, par contre la résistance à la traction varie de 2 MPa à 4 MPa uniquement, c'est pour cette raison qu'on incorpore un ferrailage dans les éléments en béton pour compenser cette incapacité à résister à la traction.

Pour notre projet nous allons opter pour un béton dont les caractéristiques mécaniques sont :

- ✚ La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✚ La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- ✚ Masse volumique :  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- ✚ Module d'élasticité :  $E = 322000 \text{ MPa}$

Université Abou Baker Belkaid

# CHAPITRE II

## Evaluation des charges

## CHAPITRE V

### Evaluation des charges

---

## II. 1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, notre objectif consiste à déterminer les différentes actions auxquelles notre structure sera exposée. Ces actions sont définies par :

- Charges permanentes : charges de la structure porteuse et éléments non porteurs.
- Charges d'exploitations : charges des meubles, résidents, entretien...
- Surcharges climatiques : sont les charges dues au vent et à la neige.
- Charge sismique : charges appliquées sur le bâtiment lors d'un séisme. (Chapitre 5)

## II. 2. CHARGES PERMANENTES

Les charges permanentes notées « G » sont des charges qui ne varient pas dans le temps, incluent le poids propre des éléments porteurs ainsi que les poids des éléments incorporés tels que : plafond, sol, enduits et revêtements...

Ces charges sont données par un document technique réglementaire (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

### II. 2.1. Les planchers

Pour notre projet les planchers seront des planchers mixtes collaborant en béton armé de 12 cm d'épaisseur et reposent sur un coffrage de type (HI-bond 55), et un plancher corps creux (16+5) cm au niveau du sous-sol.

#### II. 2.1.1. Plancher d'étage courant

Tableau II.1 : Charge permanente pour plancher étage courant.

Elément	Charge [daN/m <sup>2</sup> ]
Dalle de compression en béton armé (ép = 12cm)	300daN/m <sup>2</sup>
Revêtement plancher y compris mortier de pose	120 daN/m <sup>2</sup>
Lit de sable (ép = 2 cm)	34 daN/ m <sup>2</sup>
Tôle d'acier nervuré HI-bond 55( ép = 1.20 mm)	15.30daN/m <sup>2</sup>
Cloisons intérieures	110 daN/m <sup>2</sup>
Faux plafond BA13 (ép = 13 mm)	13daN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>étage</sub> = 592.3daN/m<sup>2</sup></b>

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

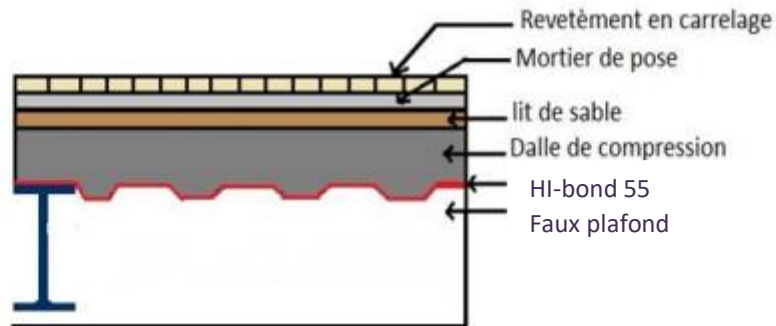


Tableau II.1 : Charge permanente pour l'étage courant (PFE-TABET-BOUAYED).

#### II. 2.1.2. Plancher de terrasse (inaccessible)

Tableau II.2 : Charge permanente pour plancher terrasse inaccessible.

Elément	Charge [daN/m <sup>2</sup> ]
Gravillon de protection	20 daN/m <sup>2</sup>
Etanchéité multicouche (ép = 2 cm)	12 daN/m <sup>2</sup>
Isolation thermique (blocs de liège : ep = 4cm)	16 daN/ m <sup>2</sup>
Forme de pente (dalle flottante, ép = 10 cm)	220 daN/m <sup>2</sup>
Dalle de compression (ép = 12 cm)	300daN/m <sup>2</sup>
Tôle d'acier nervuré HI-bond 55 (ép= 1.20 mm)	15.30daN/m <sup>2</sup>
Faux plafond BA13 (ép = 13 mm)	13daN/m <sup>2</sup>
	$G_{terrasse} = 596.30 \text{ daN/m}^2$



## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

#### II. 2.1.3. Plancher de terrasse (accessible)

Tableau II.3 : Charge permanente pour plancher terrasse accessible.

Elément	Charge [daN/m <sup>2</sup> ]
Dalle de compression en béton armée (ép = 12 cm)	300daN/m <sup>2</sup>
Revêtement plancher y compris mortier de pose	120 daN/m <sup>2</sup>
Lit de sable (ép = 2 cm)	34 daN/ m <sup>2</sup>
Tôle d'acier nervuré HI-bond 55 (ép = 1.20 mm)	15.30daN/m <sup>2</sup>
Forme de pente (dalle flottante, ép = 10 cm)	220 daN/m <sup>2</sup>
Faux plafond BA13 (ép = 13 mm)	13daN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>terrasse</sub> = 702.30daN/m<sup>2</sup></b>	

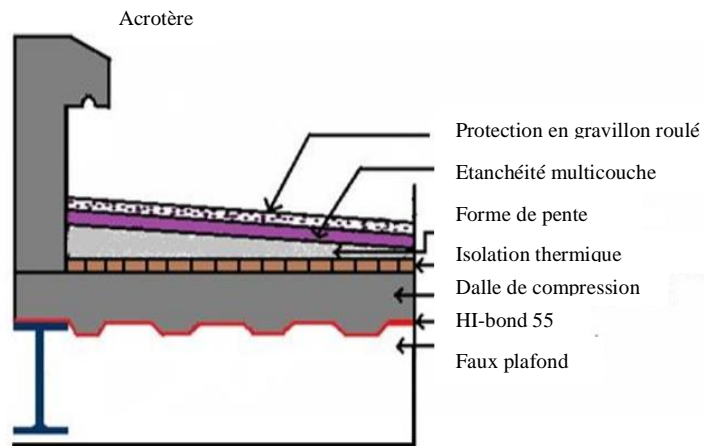


Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible (PFE-TABET-BOUAYED).

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

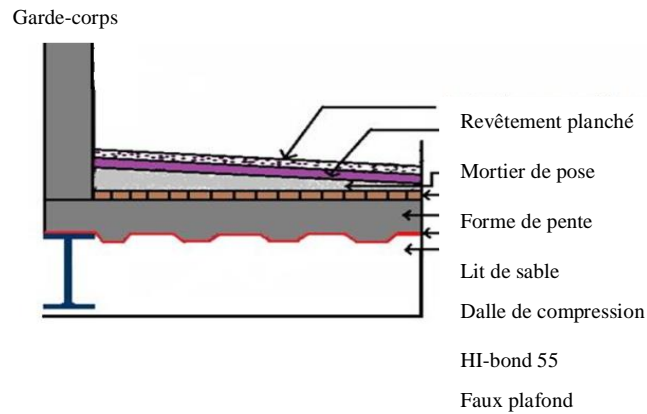


Figure II.3 : Plancher terrasse accessible (PFE-TABET-BOUAYAD)

#### II. 2.1.4. Plancher parking au sous-sol

Tableau II.4 : Charge permanente pour plancher sous-sol.

Élément	e [cm]	Poids [daN/m <sup>2</sup> ]
Cloisons légère de séparation	10	110
Carrelage + mortier	2	120
Lit de sable	3	34
Plancher dalle corps creux	16+5	310
Enduit en plâtre	2	20
		$G_{\text{sous-sol}}=594 \text{ daN/m}^2$

#### II. 2.2. Les cloisons

##### II. 2.2.1 Cloisons extérieures

Tableau II.5 : Charge permanente cloisons extérieures.

Élément	Charge [daN/m <sup>2</sup> ]
Enduit intérieur en plâtre (e=1cm)	10 daN/m <sup>2</sup>
Briques creuses (e=10+15cm)	220 daN/m <sup>2</sup>
Enduit extérieur en ciment (e=2cm)	36 daN/m <sup>2</sup>
Lame d'aire (e=5cm)	0.00 daN/m <sup>2</sup>

## CHAPITRE II

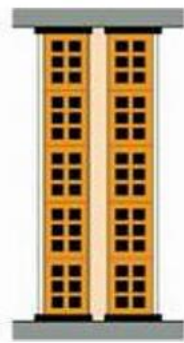
### Evaluation des charges

$$G_{ce}=266 \text{ daN/m}^2$$

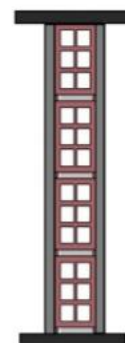
#### II. 2.2.2 Cloisons intérieures

Tableau II.6 : Charge permanente cloisons intérieures.

Elément	Charge [daN/m <sup>2</sup> ]
Enduit en plâtre (e=1cm)	10 daN/m <sup>2</sup>
Briques creuses (e=10cm)	90 daN/m <sup>2</sup>
Enduit en plâtre (e=1cm)	10 daN/m <sup>2</sup>
	$G_{ci}=110 \text{ daN/m}^2$



Cloison de façade



Cloison de répartition

Figure II.4 : Les cloisons (PFE-TABET-BOUAYED).

#### II. 2.3. Les escaliers

##### II. 2.3.1. Volée

Tableau II.7 : Charge permanente de la volée.

Elément	Charges [daN/m <sup>2</sup> ]
Tôles striées	45 daN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose (e=2cm)	40 daN/m <sup>2</sup>
Revêtement en carrelage (e=2cm)	40 daN/m <sup>2</sup>

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

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

#### II. 2.3.2. Palier

Tableau II.8 : Charge permanente du palier.

Eléments	Charges [daN/m <sup>2</sup> ]
TN40	10 daN/ m <sup>2</sup>
Dalle en béton (épaisseur = 8cm)	200 daN/m <sup>2</sup>
Mortier de repos (épaisseur = 2cm)	36 daN/m <sup>2</sup>
Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm)	40 daN/m <sup>2</sup>
	$G_{\text{palier}}=286 \text{ daN/m}^2$

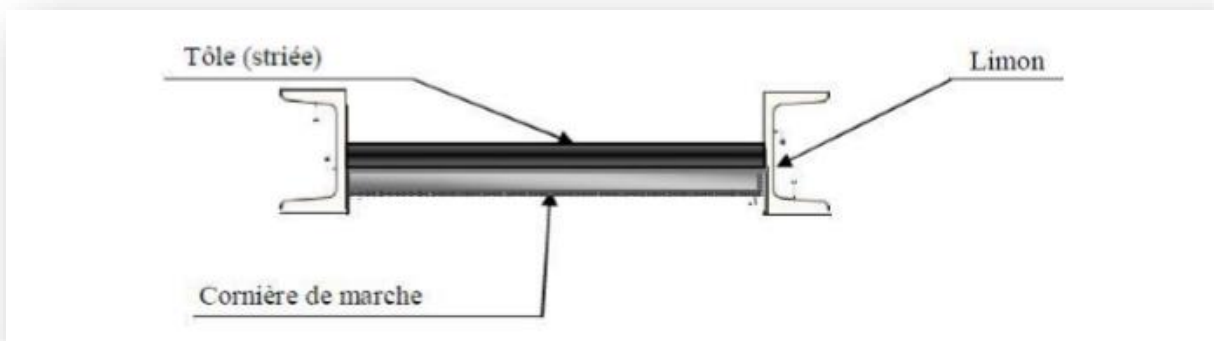


Figure II.5 : Composition de la marche (PFE-TABET-BOUAYED).

#### II. 2.4. Acrotère (terrasse inaccessible)

$$Surface = (0.02 \times 0.1)/2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

Eléments	Charges [daN/m <sup>2</sup> ]
Le poids propre de l'acrotère (0.069*2500)	172.5 daN/m <sup>2</sup>

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

#### II. 2.5. Garde-corps (terrasse accessible)

Eléments	Charges [daN/m <sup>2</sup> ]
Cloison légère (épaisseur = 10cm)	10 daN/m <sup>2</sup>

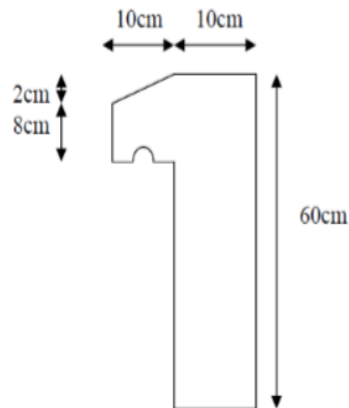


Figure II.6 : Schéma de l'acrotère (PFE-TABET-BOUAYED).

#### II. 3. CHARGES D'EXPLOITATIONS

Dans les bâtiments, les charges d'exploitation (notée Q dans la réglementation) est une charge qui varie dans le temps correspondent aux mobiliers, au matériel, et aux personnes qui fréquentent ou habitent cet ouvrage. Elles varient selon l'affectation des locaux, ne tient pas compte des équipements lourds particuliers.

Ces charges sont déterminées à partir du document technique règlementaire DTR B.C 2.2

Eléments	Charges [daN/m <sup>2</sup> ]
Plancher terrasse accessible	150daN/m <sup>2</sup>
Plancher étage courant	150 daN/m <sup>2</sup>
Plancher terrasse inaccessible	100daN/m <sup>2</sup>
Escalier	250 daN/m <sup>2</sup>
Balcon	350 daN/m <sup>2</sup>

Tableau II.9 : Charges d'exploitations pour les différents éléments de la structure.

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

---

## II. 4. CHARGES CLIMATIQUES

Dans cette étape, les différentes sollicitations climatiques appliquées sur notre structure produites par la neige et les vents doivent être prise en considération afin d'être déterminé.

Le règlement RNV99 comprend des règles et des normes bien précisent pour déterminé ces sollicitations.

### II. 4.1. Charge de neige

Le règlement RNV version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu Sk [KN/m^2]$$

- ✚  $Sk$  : est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV version 2013), en fonction de l'altitude et la zone de neige.
- ✚  $\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée au paragraphe 6 (RNV version 2013).

#### II. 4.1.1. Charge de neige au sol ( $Sk$ )

Notre structure se situe à Maghnia wilaya de TLEMCEM-Algérie :

D'après l'annexe 1 : zone de neige par commune (RNV version 2013)

Zone de neige : zone A avec une altitude de 400 m

D'après le RNV version 2013

$$Sk = \frac{0.07 \times H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 400 + 15}{100} = 0.43 KN/m^2$$

#### II. 4.1.2. Coefficient d'ajustement ( $\mu$ )

L'inclinaison de la toiture est  $\alpha = 0^\circ$ . Et d'après le tableau 6.1. (RNV version 2013) on a :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0,8$$

#### II. 4.1.3. Charge de neige ( $S$ )

$$S = 0.8 \times 0.43 = 0.344 KN/m^2$$

$$S \approx 34.40 daN/m^2$$

## II. 4.2. Charge du vent

L'effet du vent sur les structures à une influence majeure sur leurs stabilités. Pour cette partie, il y a lieu d'élaborée une analyse approfondie ; dans les directions possibles ; afin de

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

---

déterminer les différentes sollicitations dû au vent sur les éléments constructifs. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent version 2013 (RNV version 2013), qui fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions dû au vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

#### II. 4.2.1. Données relatives au site

La géo-localisation de notre projet se situe dans la commune de Maghnia, Wilaya de Tlemcen dont :

- Zone de vent II (annexe 1) :  $q_{ref} = 43.5 \text{ daN/m}^2$
- Catégorie du terrain IV (chapitre 2, tableau 2.4) :  
 $K_T = 0.234 ; Z_0 = 1 \text{ m} ; Z_{min} = 10 \text{ m} ; \xi = 0.67$
- Nature du site : Plat  $C_T = 1$

#### II. 4.2.2. Détermination de la pression due au vent

Selon le RNV99 version 2013 la pression due au vent est calculée par la formule :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{daN/m}^2]$$

- $C_d$  : le coefficient dynamique.
- $q_{dyn}$  : la pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $z_j$ .
- $C_{pe}$  : le coefficient pression extérieure.
- $C_{pi}$  : le coefficient de pression intérieure.

##### II. 4.2.2.1. Coefficient dynamique

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte de la mise en vibration de la structure engendré par la turbulence, il en fonction de la hauteur et la distance horizontale perpendiculaire à la direction de vent.

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature est comportant des murs, et dont la hauteur  $h$  est inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent, la valeur simplifiée est conservative  $C_d = 1$  peut être considérée (cf. chapitre 3 § 3.2).

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

Le tableau ci-dessous figure les différentes étapes de calcul du coefficient Cd afin de prouver l'applicabilité de la procédure.

Paramètre	Formule analytique	Référence	Résultat (V1, V3) b=19.60m	Résultat (V2, V4) b=30 m
$Li(Zeq)$	$Li(Zeq) = 300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^\xi$	Cf.§3.3.1 formule 3.3a	87.089 m	87.089 m
$Q^2$	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{b+h}{Li(Zeq)}\right)^{0.63}}$	Cf. §3.3.1 formule 3.2	0.555	0.534
$n_{1,x}$	$n_{1,x} = \frac{46}{h}$	Cf.§3.3.4.2 formule 3.14	0.874 Hz	0.874 Hz
$\delta$	$\delta = \delta_s + \delta_a \quad \delta_a = 0$	Cf.§3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0.08	0.08
$V_m(Zeq)$	$V_m(Zeq) = C_r(Zeq) \times C_t(Zeq) \times V_{ref}$	Cf. annexe 2	21.80 m/s	21.80 m/s
$N_x$	$N_x = \frac{n_{1,x} \times Li(Zeq)}{V_m(Zeq)}$	Cf.§3.3.2 formule 3.6	3.49	3.49
$R_N$	$\frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	Cf.§3.3.2 formule 3.5	0.058	0.058
$\eta$	$\eta = \frac{4.6 \times N_x \times h}{Li(Zeq)}$	Cf.§3.3.2 formule 3.8a	9.699	9.699
	$\eta = \frac{4.6 \times N_x \times h}{Li(Zeq)}$	Cf.§3.3.2 formule 3.8b	3.613	5.53
$R_h$	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta_h})$	Cf.§3.3.2 formule 3.7a	0.097	0.097



## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

$R_h$	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta_b})$	Cf.§3.3.2 formule 3.7b	0.238	0.164
$R^2$	$R^2 = \left(\frac{\pi^2}{2 \times \delta}\right) \times R_h \times R_N \times R_b$	Cf.§3.3.2 formule 3.4	0.082	0.056
$v$	$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08$	Cf.§3.3.3 formule 3.12	0.313	0.264
$g$	$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$	Cf.§3.3.3 formule 3.11	3.421	3.371
$I_v(Zeq)$	$I_v(Zeq) = \frac{1}{Ct(Zeq) \times \ln\left(\frac{Zeq}{Z0}\right)}$	Cf.§2.4.6 formule 2.5a	0.289	0.289
$C_d$	$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Zeq) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Zeq)}$	Cf.§3.3 formule 3.1	<b>0.852</b>	<b>0.825</b>

Tableau II.10 : Calcul du coefficient dynamique.

#### II. 4.2.2.2. Pression dynamique

La pression due au vent est calculée au centre de chaque surface pour les parois verticales et à la hauteur de référence du bâtiment pour la toiture, par la formule suivante :

$$q_{dyn}(ze) = q_{ref} \times C_e(ze) \quad [daN/m^2]$$

- $q_{ref}$  : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- $C_e$  : Coefficient d'exposition au vent.

#### II. 4.2.2.2.1. Hauteur de référence ( $Z_e$ )

Selon le RNV99 version 2003 (cf. chapitre 2 § 2.3.2)

-Pour les parois verticales  $Z_e$  est déterminé en fonction de la hauteur maximale  $h$  du bâtiment, et la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent,  $Z_e$  est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment.

- Pour les toitures  $Z_e$  est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment.

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

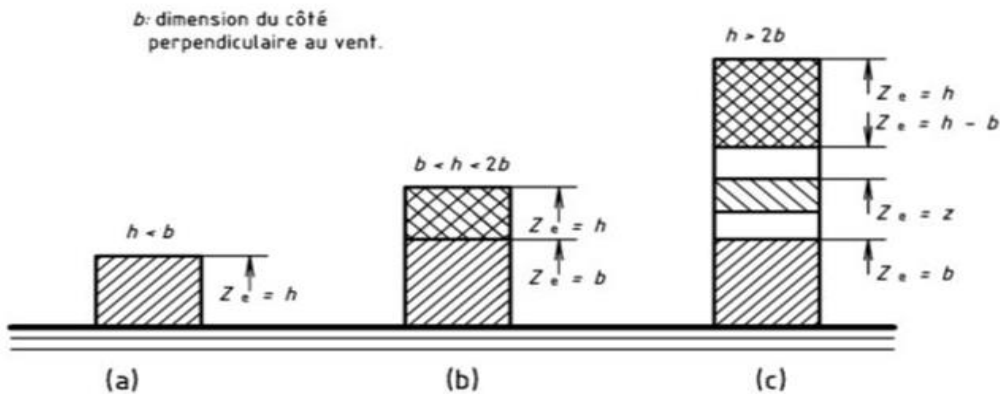
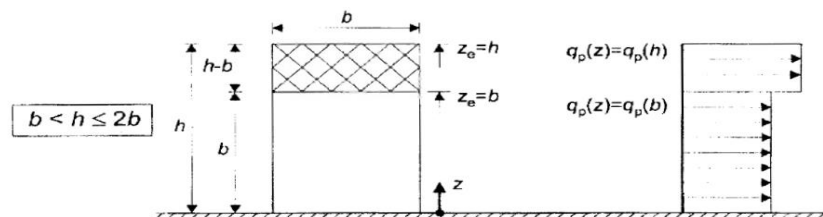


Figure II.7 : Hauteur de référence.

- La direction V1, V3 du vent ( $b = 19.60$  m) :  $h = 52.62 \geq 2 \times b = 2 \times 19.60 = 39.20$  (cas c) La hauteur  $h$  est supérieure à  $2b$ , donc la paroi doit être considérée comme étant constitués de plusieurs parties :
  - Une partie inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur égale à  $b$ .
  - Une partie supérieure s'étendant vers le bas, depuis le sommet, sur une hauteur égale à  $b$ .
  - Une partie intermédiaire, entre la partie inférieure et la partie supérieure, divisée en un nombre suffisant de bandes horizontales de hauteur maximale  $b$ .
- La direction V2, V4 du vent ( $b = 30$  m) :  $b = 30 \leq h = 52.62 \leq 2 \times b = 2 \times 30 = 60$  (cas b) La hauteur  $h$  est supérieure à la longueur  $b$  du côté, mais inférieure à  $2b$ , donc la paroi doit être considérée comme étant constitués de deux parties :
  - Une partie inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur égale à  $b$ .
  - Une partie supérieure du reste de la hauteur jusqu'au sommet.

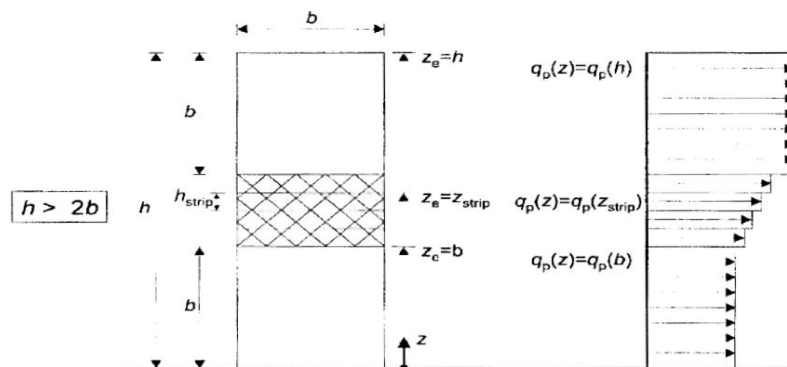
Cas de vent

V2, V4



Cas de vent

V1, V3



## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

---

Figure II.8 : Hauteur de référence et profil correspondant de la pression dynamique.

#### II. 4.2.2.2.2 Coefficient de rugosité ( $C_r$ )

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  tient compte de l'état de surface du site ainsi que la hauteur, au-dessus de sol, de la facette recevant le vent. Il est donné par la loi logarithmique comme suit (cf. chapitre 2 § 2.4.4) :

$$C_r(z_e) = \begin{cases} K_t \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{Pour } Z_e \leq Z_{min} \\ K_t \times \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) & \text{Pour } Z_{min} \leq Z_e \leq 200 \text{ m} \end{cases}$$

Les valeurs de  $C_r$  sont obtenues dans les tableaux suivants :

Tronçons	Hauteur de référence ( $Z_e$ )	Coefficient de rugosité ( $C_r$ )
0 à 19.60 m	19.60 m	0.696
19.60 m à 33.02 m	33.02 m	0.818
33.02 m à 52.62 m	52.62 m	0.927

Tableau II.11 : Valeur du coefficient de rugosité pour V1, V3.

Tronçons	Hauteur de référence ( $Z_e$ )	Coefficient de rugosité ( $C_r$ )
0 à 30 m	30 m	0.795
30 m à 52.62 m	52.62 m	0.927

Tableau II.12 : Valeur du coefficient de rugosité pour V2, V4.

#### II. 4.2.2.2.3. Intensité de turbulence ( $I_v$ )

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation (cf. chapitre 2 § 2.4.4) :

$$I_v(Z_e) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right)} & \text{Pour } Z_e \geq Z_{min} \\ \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{Pour } Z_e \leq Z_{min} \end{cases}$$

Les valeurs de  $I_v$  sont obtenues dans les tableaux suivant :

Tronçons	Hauteur de référence ( $Z_e$ )	Intensité de turbulence ( $I_v$ )
0 à 19.60 m	19.60 m	0.336
19.60 m à 33.02 m	33.02 m	0.285
33.02 m à 52.62 m	52.62 m	0.252

Tableau II.13 : Valeur de l'intensité de turbulence sur V1, V3.

Tronçons	Hauteur de référence ( $Z_e$ )	Intensité de turbulence ( $I_v$ )
0 à 30 m	30 m	0.294
30 m à 52.62 m	52.62 m	0.252

Tableau II.14 : Valeur de l'intensité de turbulence sur V2, V4.

#### II. 4.2.2.2.4. Coefficient d'exposition ( $C_e$ )

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e$  tient en compte des effets de la rugosité du terrain ( $C_r$ ) et de la topographie du site ( $C_t$ ) et de la nature turbulente du vent ( $I_v$ ) (cf. chapitre 2 § 2.4.2).

$$C_e(Z_e) = C_t^2(Z_e) \times C_r^2(Z_e) \times [1 + 7 \times I_v(Z_e)]$$

Les valeurs de  $C_e$  sont obtenus dans les tableaux suivants :

Tronçons	Hauteur de référence	Coefficient d'exposition
----------	----------------------	--------------------------

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

---

0 à 19.60 m	19.60 m	1.623
19.60 m à 33.02 m	33.02 m	2.004
33.02 m à 52.62 m	52.62 m	2.375

Tableau II.15 : Valeur du coefficient d'exposition sur V1, V3.

Tronçons	Hauteur de référence	Coefficient d'exposition
0 à 30 m	30 m	1.932
30 m à 52.62 m	52.62 m	2.375

Tableau II.16 : Valeur du coefficient d'exposition sur V2, V4.

#### II. 4.2.2.2.5. Valeur de la pression dynamique ( $q_{dyn}$ )

Les valeurs de  $q_{dyn}$  sont obtenues dans les tableaux suivants :

Tronçons	$Z_e$	$C_t$	$C_r$	$C_e$	$I_v$	$q_{dyn}[\text{daN/m}^2]$
0 à 19.60 m	19.60 m	1	0.696	1.623	0.336	70.601
19.60 m à 33.02 m	33.02 m	1	0.818	2.004	0.285	87.174
33.02 m à 52.62 m	52.62 m	1	0.927	2.375	0.252	103.312

Tableau II.17 : Valeur de la pression dynamique sur V1, V3.

Tronçons	$Z_e$	$C_t$	$C_r$	$C_e$	$I_v$	$q_{dyn}[\text{daN/m}^2]$
0 à 30 m	30 m	1	0.795	1.932	0.294	84.042
30 m à 52.62 m	52.62 m	1	0.927	2.375	0.252	103.312

# CHAPITRE II

## Evaluation des charges

---

Tableau II.18 : Valeur du coefficient d'exposition sur V2, V4.

### II. 4.2.2.3. Coefficient de pression extérieur (Cpe)

Le coefficient de pression extérieure Cpe dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée(cf. chapitre 5 §5.1) . Avec :

- b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- d : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$Cpe = Cpe.1 \dots \dots \dots si \ S \leq 1 m^2$$

$$Cpe = Cpe.1 + (Cpe.10 - Cpe.1) \times \log_{10}(S) \dots \dots \dots si \ 1 m^2 \leq S \leq 10 m^2$$

$$Cpe = Cpe.10 \dots \dots \dots si \ S \geq 10 m^2$$

Avec S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Toutes les surfaces exposées au vent sont supérieures à 10 m² donc :

$$Cpe = Cpe.10$$

la forme qui suit est une simplification de notre structure qui montre les différentes directions du vent :

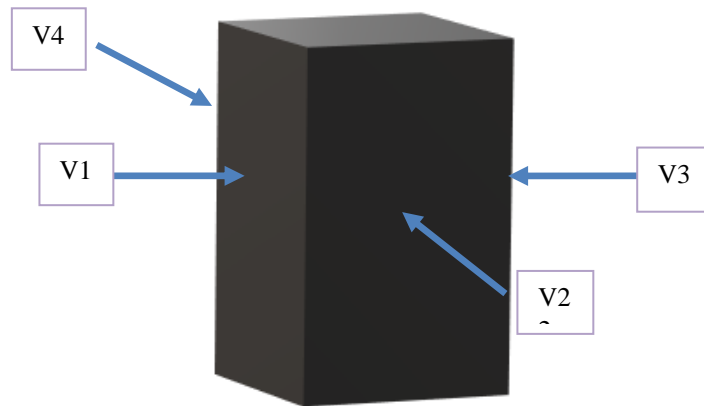


Figure II.9 : Forme simplifiée de la structure.

Les valeurs du Cpe pour la structure sont les suivantes :

#### II. 4.2.2.3.1. direction V1, V3 du vent (b = 19.60 m, d=30 m, h=52.62m)

Pour un vent dont la direction V1 et V3, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessous.

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

- Parois vertical

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99 version 2013). Les valeurs de  $C_{pe}$  sont données dans le tableau 5.1 (RNV99 version 2013).

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 19.60 \text{ m} \\ d = 30 \text{ m} \\ h = 52.62 \text{ m} \end{array} \right. \quad e_{min} = \min [b, 2h] = \min [19.60, 105.24] \longrightarrow e_{min} = 19.60 \text{ m}$$

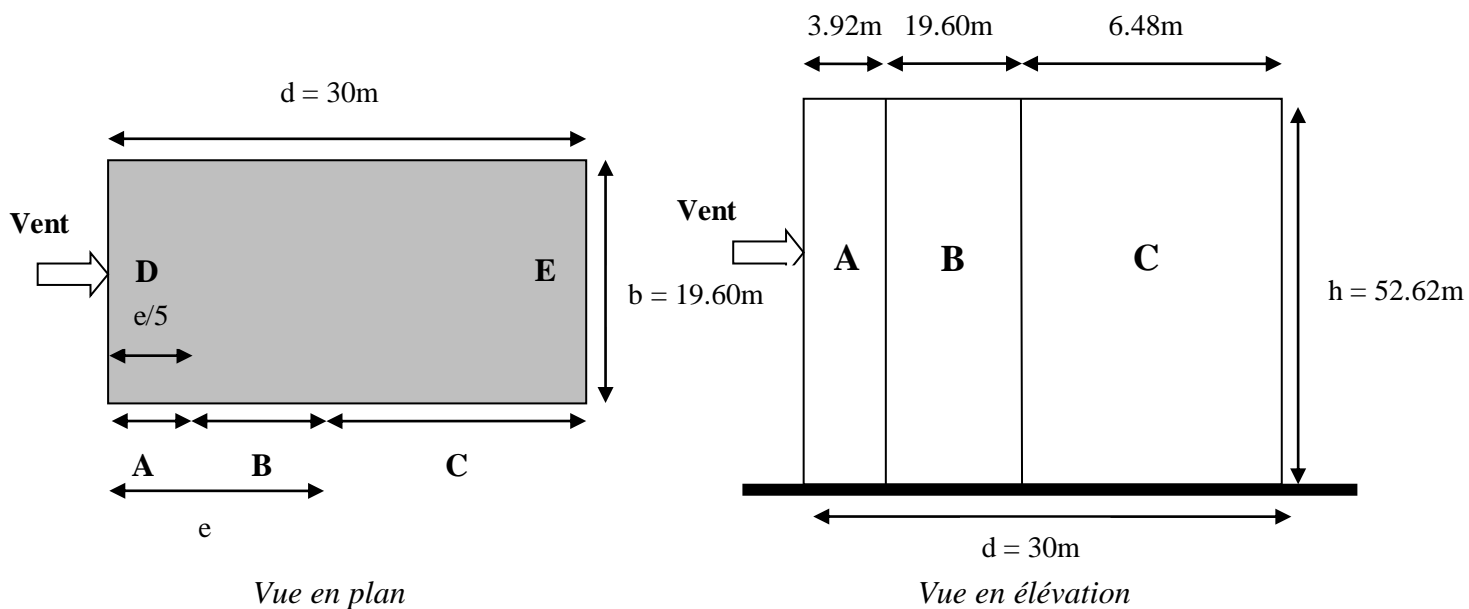


Figure II.10 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V1, V3).

- Dans ce cas  $S = 1031.352 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

Paroi latéral			Paroi au vent	Paroi sous le vent
A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

Tableau II.19 : Valeurs de C<sub>pe.10</sub> suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

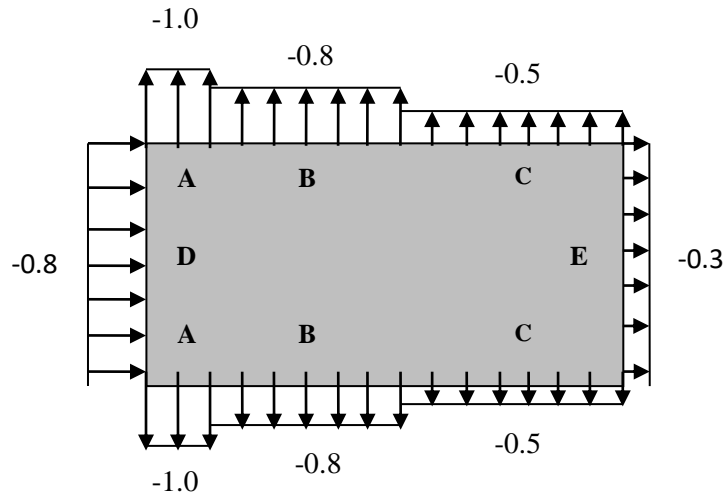


Figure II.11 : Valeurs de C<sub>pe.10</sub> sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

- Toiture

On considère une toiture comme plate si sa pente est inférieure à 5°.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.2 (RNV99 version 2013). Les valeurs de C<sub>pe</sub> sont données dans le tableau 5.2 (RNV99 version 2013).

Dans notre cas :  $\frac{hp}{h} = \frac{0.6}{52.02} = 0.012$

*hp* : Hauteur de l'acrotère

Les valeurs de C<sub>pe.10</sub> sont obtenus par l'interpolation linéaire entre les valeurs :  $\frac{hp}{h} = 0$  (sans acrotère) et  $\frac{hp}{h} = 0.012$  (avec acrotère) sont données dans le tableau qui suit :

$$e_{min} = \min [b, 2h] = \min [19.60, 105.24] \longrightarrow e_{min} = 19.60 \text{ m}$$

<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.10</sub>
-1.70	-1.15	-0.7	±0.2

Tableau II.20 : Valeurs de C<sub>pe.10</sub> suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).



## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

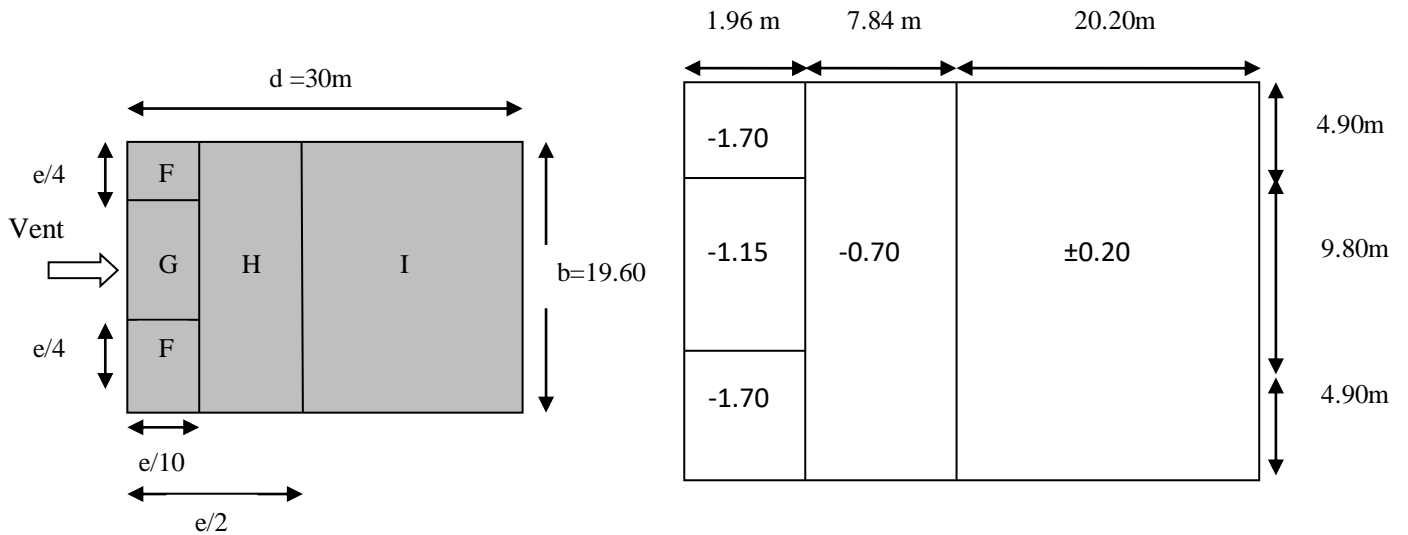


Figure II.12 : Valeurs de  $C_{pe.10}$  sur les zones de toiture (direction V1, V3).

#### II. 4.2.2.3.2. direction V2, V4 du vent ( $b = 30 \text{ m}$ , $d=19.60 \text{ m}$ , $h=52.62\text{m}$ )

Pour un vent dont la direction V2 et V4, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus.

- Parois vertical

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99 version 2013). Les valeurs de  $C_{pe}$  sont données dans le tableau 5.1 (RNV99 version 2013).

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ m} \\ d = 19.60 \text{ m} \\ h = 52.62 \text{ m} \end{array} \right. \quad e_{min} = \min[b, 2h] = \min[30, 105.24] \rightarrow e_{min} = 30 \text{ m}$$

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

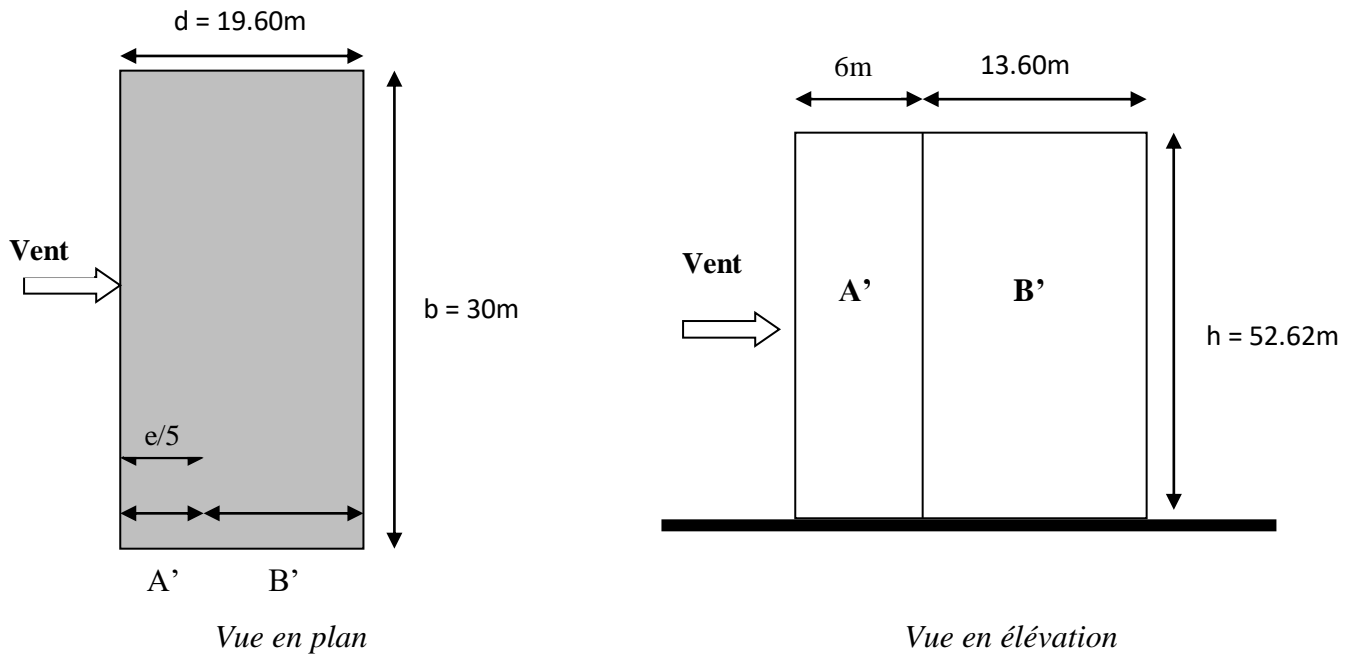


Figure II.13 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V2, V4).

Dans ce cas :  $S = 1578.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

A'	B'	C'	D'
$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau II.21 : Valeurs de  $C_{pe.10}$  suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

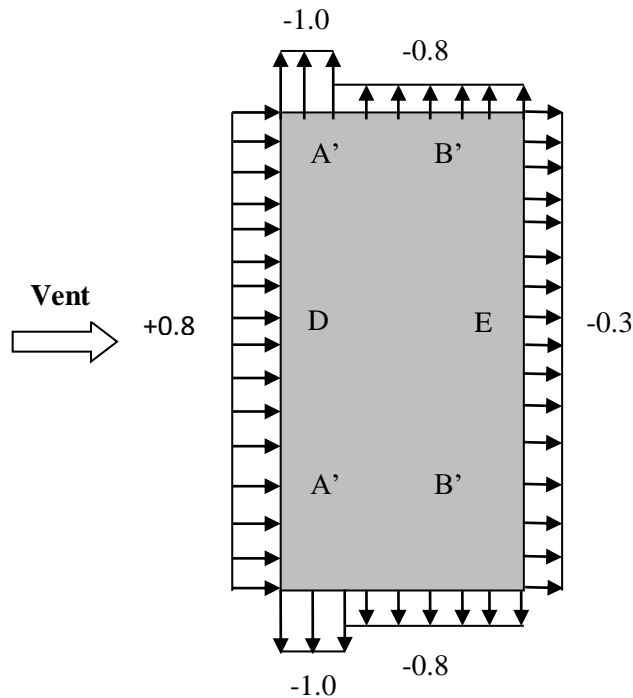


Figure II.14 : Valeurs de  $C_{pe,10}$  sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

- Toiture

La pente de notre toiture est inférieure à  $5^\circ$ , donc notre toiture est considérée comme toiture plate.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.2 (RNV99 version 2013). Les valeurs de  $C_{pe}$  sont données dans le tableau 5.2 (RNV99 version 2013).

Dans notre cas  $h_p/h = 0,6/50 = 0,012$  ou  $h_p$  La hauteur de l'acrotère ( $h_p = 0.6m$ ). Les valeurs de  $C_{pe,10}$  sont obtenus par l'interpolation linéaire entre les valeurs  $h_p/h = 0$  (sans acrotère) et  $h_p/h = 0.025$  et représentées dans le tableau II.13.

$$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [30 ; 101.20] = 30 \text{ m}$$

<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.70	-1.15	-0.70	$\pm 0.20$

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

Tableau II.22 : Valeurs de  $C_{pe.10}$  suivant les zones de toiture (direction V2, V4).

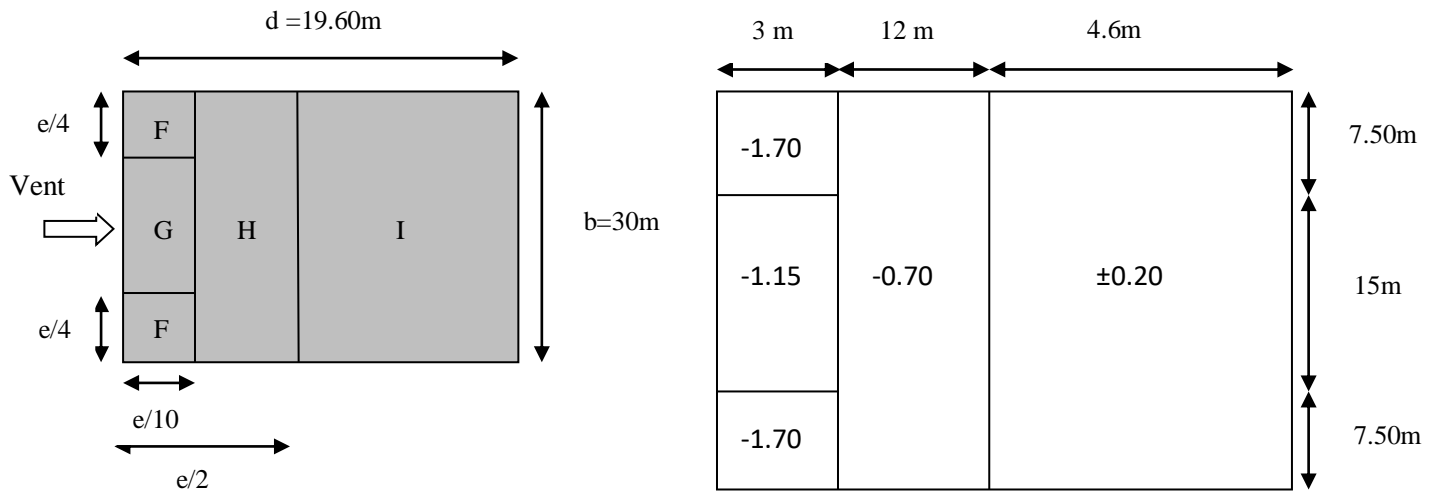


Figure II.15: Valeurs de  $C_{pe.10}$  sur les zones de la toiture (direction V2, V4).

#### II. 4.2.2.4. Coefficient de pression intérieure ( $C_{pi}$ )

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure, il est en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  et du rapport  $h/d$ .

Dans ce cas il s'agit d'un bâtiment résidentiel (bâtiment cloisonné) donc l'indice de perméabilité doit être nul, mais d'après la figure 5.14 du (RNV99 version 2013) ce dernier est pris au minimum  $\mu_p = 0.3 \Rightarrow C_{pi} = 0.35$

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

#### II. 4.2.2.5. Valeurs de la pression due au vent ( $q_j$ )

Après avoir défini tous les coefficients, il est possible donc de calculer la pression due au vent :

##### II. 4.2.2.5.1. direction V1, V3 du vent ( $b = 19.60$ m, $d=30$ m, $h=52.62$ m)

- Paroi verticale

1<sup>er</sup> tronçon : De 0 à 19.60 m

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j$ [daN/m <sup>2</sup> ]
A	1	103.312	-1	0.35	-1.35	-139.471
B	1	103.312	-0.8	0.35	-1.15	-118.808
C	1	103.312	-0.5	0.35	-0.85	-87.815
D	1	70.601	0.8	0.35	0.45	31.77
E	1	70.601	-0.3	0.35	-0.65	-45.89

Tableau II.23 : Valeurs de  $q_j$  suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3) pour le 1<sup>er</sup> tronçon.

2<sup>ème</sup> tronçon : de 19.60 m à 33.02 m

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j$ [daN/m <sup>2</sup> ]
A	1	103.312	-1	0.35	-1.35	-139.471
B	1	103.312	-0.8	0.35	-1.15	-117.808
C	1	103.312	-0.5	0.35	-0.85	-87.815
D	1	87.174	0.8	0.35	0.45	39.228
E	1	87.174	-0.3	0.35	-0.65	-56.663

Tableau II.24 : Valeurs de  $q_j$  suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3) pour le 2<sup>ème</sup> tronçon.

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

3<sup>ème</sup> tronçon : de 33.02 m à 52.62 m

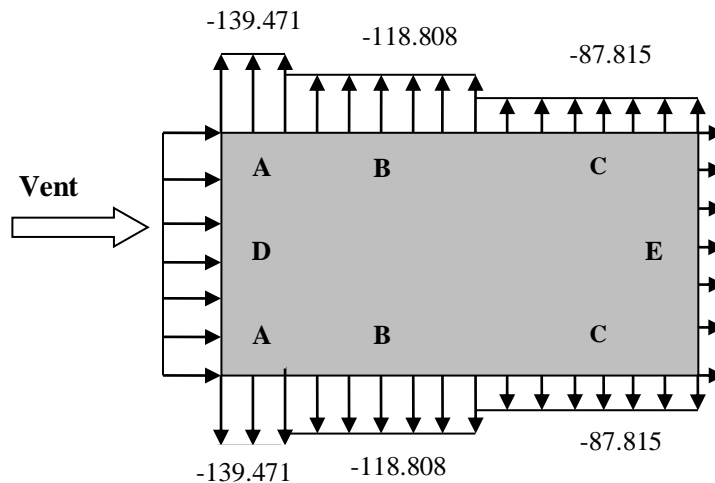
Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j$ [daN/m <sup>2</sup> ]
A	1	103.312	-1	0.35	-1.35	-139.471
B	1	103.312	-0.8	0.35	-1.15	-118.808
C	1	103.312	-0.5	0.35	-0.85	-87.815
D	1	103.312	0.8	0.35	0.45	46.490
E	1	103.312	-0.3	0.35	-0.65	-67.152

Tableau II.25 : Valeurs de  $q_j$  suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3) pour le 3<sup>ème</sup> tronçon.

- Toiture

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j$ [daN/m <sup>2</sup> ]
F	1	103.312	-1.7	0.35	-2.05	-211.79
G	1	103.312	-1.15	0.35	-1.5	-154.968
H	1	103.312	-0.7	0.35	-1.05	-108.477
I	1	103.312	±0.3	0.35	-0.55	-56.821

Tableau II.26 : Valeurs de  $q_j$  suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).



## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

Figure II.16 : Pression du vent (V1, V3) sur A, B et C.

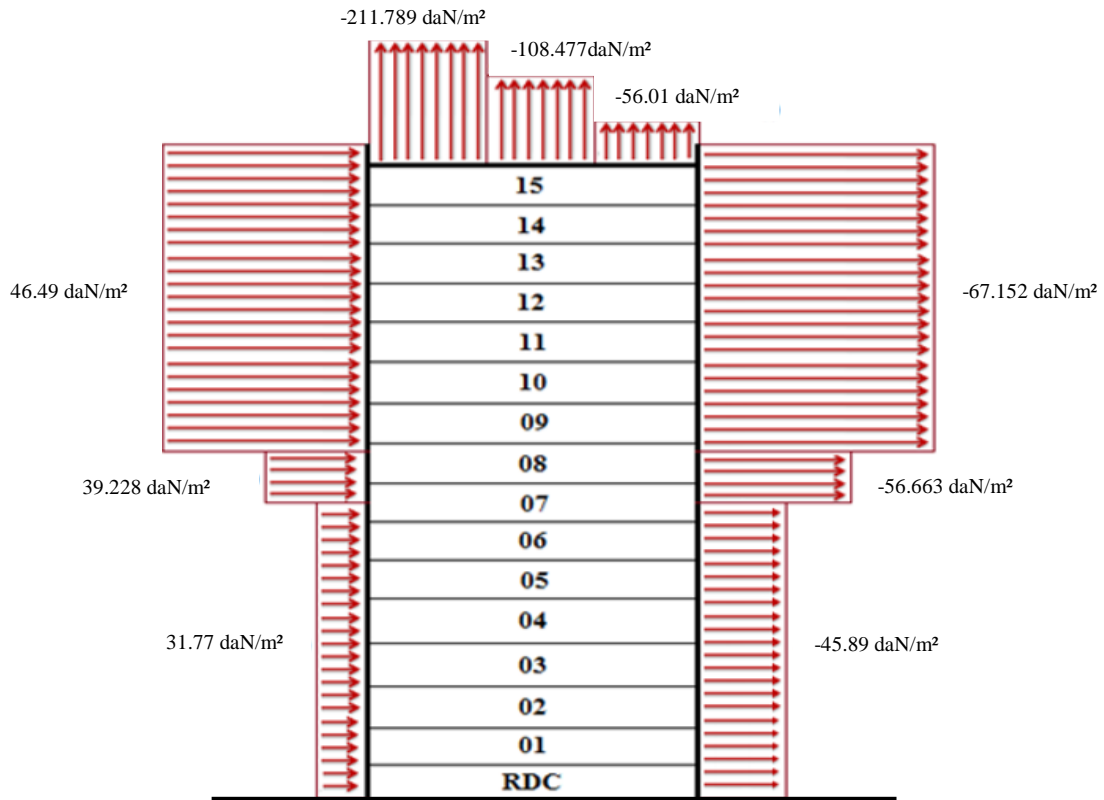


Figure II.17 Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et I

#### II. 4.2.2.5.2. direction V2, V4 du vent (b = 30 m, d=19.60 m, h=52.62m)

##### • Paroi verticale

1<sup>er</sup> tronçon: De 0 à 30 m

Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub> [daN/m <sup>2</sup> ]	C <sub>p<sub>e</sub></sub>	C <sub>p<sub>i</sub></sub>	C <sub>p<sub>e</sub></sub> -C <sub>p<sub>i</sub></sub>	q <sub>j</sub> [daN/m <sup>2</sup> ]
A'	1	103.312	-1.0	0.35	-1.35	-139.471
B'	1	103.312	-0.8	0.35	-1.15	-118.808
D	1	84.042	0.8	0.35	0.45	37.818
E	1	84.042	-0.3	0.35	-0.65	-54.627

Tableau II.27 : Valeurs de q<sub>j</sub> suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4) pour le 1<sup>er</sup> tronçon.

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

---

2<sup>ème</sup> tronçon : de 30 m à 52.62 m

Zone	$c_d$	$q_{dyn}$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j$ [daN/m <sup>2</sup> ]
A'	1	103.312	-1.0	0.35	-1.35	-139.471
B'	1	103.312	-0.8	0.35	-1.15	-118.808
D	1	103.312	0.8	0.35	0.45	46.49
E	1	103.312	-0.3	0.35	-0.65	-67.152

Tableau II.28 : Valeurs de  $q_j$  suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4) pour le 2<sup>ème</sup> tronçon.

- **Toiture**

Zone	$c_d$	$q_{dyn}$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j$ [daN/m <sup>2</sup> ]
F	1	103.312	-1.7	0.35	-2.05	-211.789
G	1	103.312	-1.15	0.35	-1.5	-154.968
H	1	103.312	-0.7	0.35	-1.05	-108.477
I	1	103.312	$\pm 0.2$	0.35	-0.55	-56.821

Tableau II.29 : Valeurs de  $q_j$  suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).



# CHAPITRE II

## Evaluation des charges

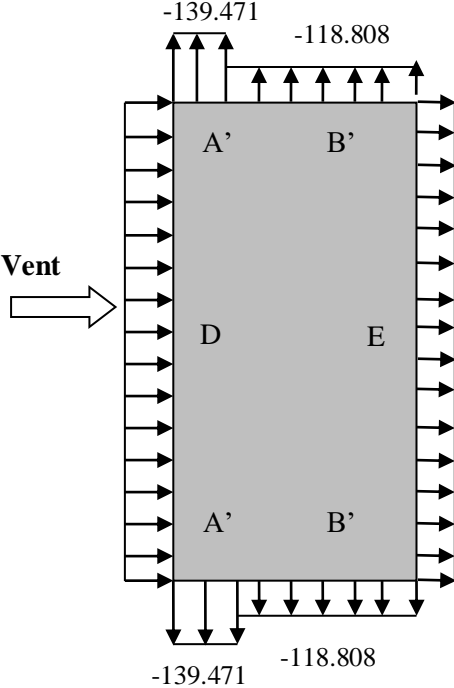


Figure II.18 : Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C.

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

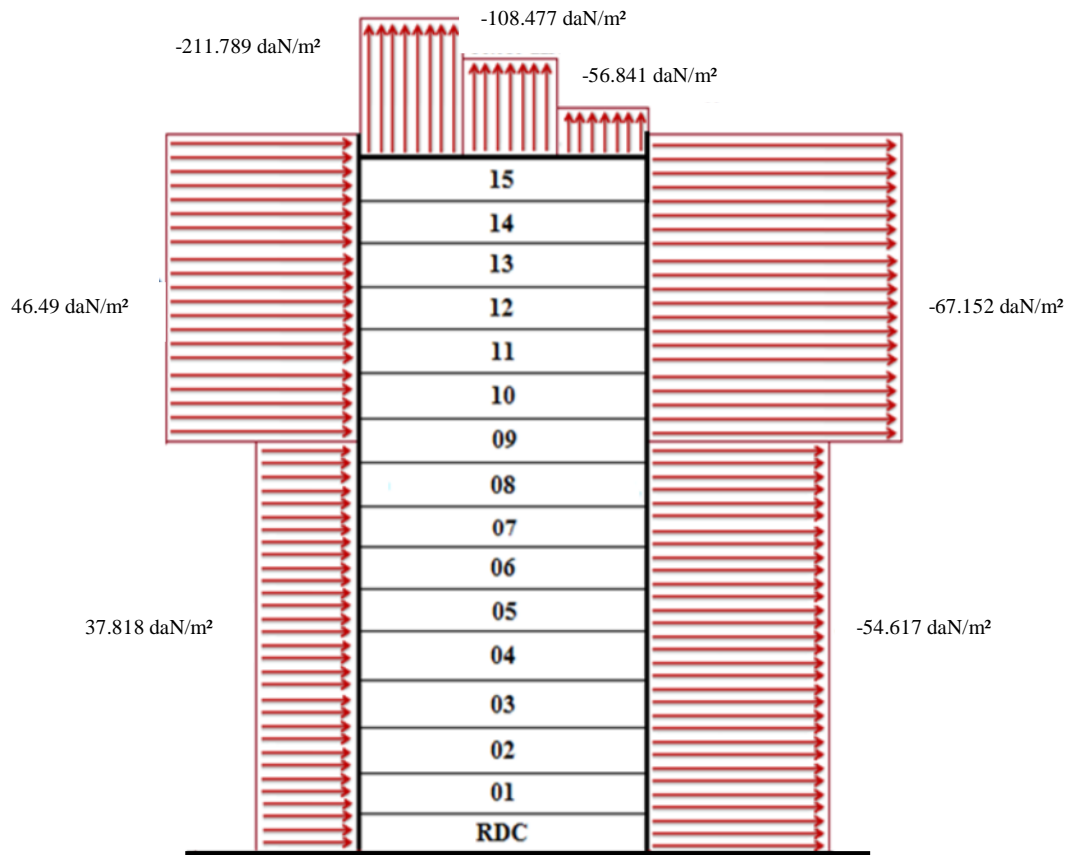


Figure II.19: Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.

#### II. 4.2.3. Détermination des forces de frottement du vent

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent et sous le vent.

Condition à vérifier :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

- Direction V1, V3 (b = 19.60 m, d=30 m, h=52.62m)

$$2 \times (30 \times 52.62) \leq 4 \times (2 \times 19.60 \times 52.62)$$

$$3157.2 \leq 8250.816 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Direction V2, V4 (b = 30 m, d=19.60 m, h=52.62m)

$$2 \times (19.60 \times 52.62) \leq 4 \times (2 \times 30 \times 52.62)$$

$$2062.704 \leq 12628.8 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE II

### Evaluation des charges

---

Les conditions sont vérifiées. Donc les forces de frottement sont négligées.

## **II. 5. Conclusion**

Dans ce présent chapitre, nous avons défini les charges et surcharges agissantes sur notre structure en se basent sur les règlements (RNV v2003, DTR) (charges permanentes, surcharges d'exploitation et surcharges climatiques). Ces contraintes trouvées seront utilisés dans les prochains chapitres pour le dimensionnement des éléments de la structure (solives, poutres, poteaux...).

Université Abou Baker Belkaid

# CHAPITRE III

Pré dimensionnement des  
éléments structuraux

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

#### III. 1. INTRODUCTION

Après avoir fait le choix de la structure porteuse (Poutres, Poteaux, Solives), on passe dans ce chapitre au pré-dimensionnement de ses derniers et cela en vue des trois conditions suivantes :

- Vérification de la condition de flèche.
- Vérification de la condition de résistance.
- Vérification de la condition de cisaillement.

Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

- Classe 1

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

- Classe 2

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

- Classe 3

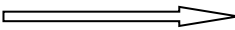
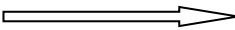
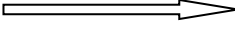
Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

- Classe 4

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

#### ➤ Coefficient partiel de sécurité

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

- |  |  |                      |
|--|--|----------------------|
| - Section de classe (1, 2, 3)                |  | $\gamma_{m0} = 1.1$  |
| - Section de classe (4)                      |  | $\gamma_{m1} = 1.1$  |
| - Cas des états limites ultimes des éléments |  | $\gamma_{m1} = 1.10$ |

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

#### ➤ Valeurs limites des flèches

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

Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiqués dans le tableau 4.1 (CCM 97).

Condition	flèche dans l'état final $\delta V_{max}$
Toitures en générale	$\frac{L}{200}$
Toitures supportant des personnels autres que les personnels d'entretien	$\frac{L}{250}$
Plancher en générale	$\frac{L}{250}$
Plancher et toitures supportant des cloisons en plâtres ou en autres matériaux fragiles ou rédiges	$\frac{L}{250}$
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	$\frac{L}{400}$
Cas où $\delta V_{max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	$\frac{L}{250}$

Tableau III.1 : Limites recommandées pour les flèches verticales

## III. 2. PRE DIMENSIONNEMENT

### III. 2.1. Les solives

Les solives sont des poutrelles continues sur 10 appuis qui reposent sur les poutres principales et qui travaillent à la flexion simple.

#### III. 2.1.1 Entraxe des solives

L'entraxe des solives est déterminé par l'équation suivante :

$$Entraxe = \frac{L_{max}}{4}$$

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

Longueur de la poutre principale  $L_{max} = 6,90 \text{ m}$

Donc : 
$$\text{Entraxe} = \frac{6,90}{4} = 1.725 \text{ m}$$

Avec le nombre de solive égale à 3

Comme les longueurs ne sont pas les mêmes on va prendre le cas le plus défavorable, C'est-à-dire la plus longue portée  $L = 3,70 \text{ m}$

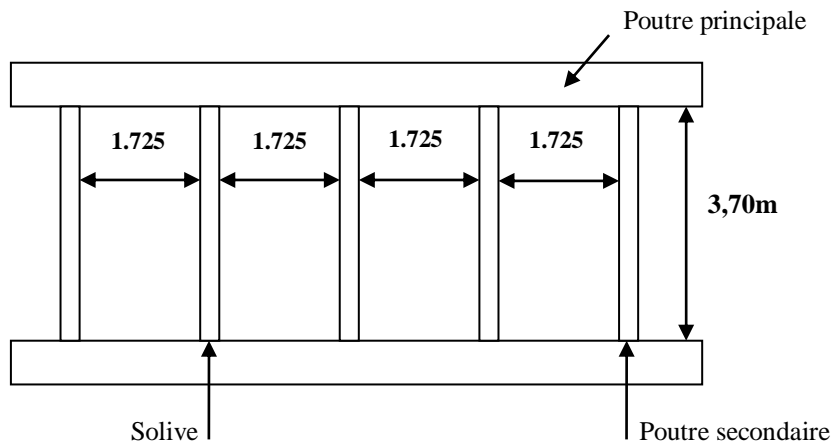


Figure III.1 : Espacement et longueur des solives.

### III. 2.1.2. Solives terrasse inaccessible

#### III. 2.1.2.1. Vérification de la condition de flèche (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f \leq \delta_{v,max}$  avec :  $\delta_{v,max} = L/200$

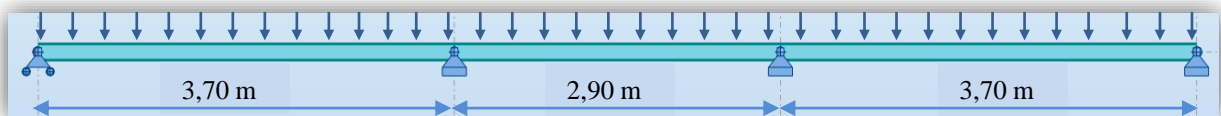


Figure III.2 : Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis.

Selon l'abaque de MAQUART la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0.519 \times f_0 = 0.519 \times \frac{5 Q L^4}{384 E I_y}$$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} f_0: \text{ La flèche d'une poutre simplement appuyée} \\ L: \text{ La longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{array} \right.$

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

La charge est de :

$$Q_{ELS} = (G + Q) \times 1,725 = (596.30 + 100) \times 1.725 = 1197.636 \text{ daN/m}^2$$

$$\delta_{v,max} = \frac{L}{200} = \frac{3.70}{200} = 0.0185 \text{ m}$$

$$I_y \geq \frac{0.519 \times 5 \times 1197.636 \times 3.70^3 \times 200}{384 \times 21 \times 10^9} = 3.904 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \quad \longrightarrow \quad I_y \geq 390.433 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE160 avec  $I_y = 869 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

On ajoute le poids propre du profilé choisit :  $Pp = 15.8 \text{ Kg/m} = 15.8 \text{ daN/ml}$

La charge sera :  $Q_{ELS} = q + p = 1197.636 + 15.8 = 1213.436 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{0.519 \times 5 \times 1213.436 \times 3.7^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 8.69 \times 10^{-6}} = 0.008 \text{ m} \leq 0.0185 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III. 2.1.2.2. Vérification de la condition de résistance (ELU)

➤ **Classe du profilé IPE160**

- **Classe de l'âme fléchie**

Selon le CCM 97 :

$$\frac{d}{tw} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{127.3}{5} = 25.44 \leq 72 \quad \longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{82/2}{7.4} = 5.54 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

➤ **Vérification au moment fléchissant**

Selon le CCM 97 (cf. § 5.4.8) :

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Selon l'abaque de MAQUART le moment le plus défavorable est de :

$$M_{sd} = 0.64 \times M_0 = 0.64 \times \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$



## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

Avec :  $\begin{cases} M_0 : \text{Le moment d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{La longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35(G + PP) + 1.5Q$$

$$Q_{ELU} = 1.35 [(596.30 \times 1.295) + 15.8] + 1.5(100 \times 1.295)$$

$$Q_{ELU} = 1663.938 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{0.64 \times 1663.938 \times 3.7^2}{8} = 1822.344 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{124 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 26490909.09 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 2649.954 \text{ daN.m} > M_{sd} = 1822.344 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ Vérification au cisaillement

Selon le CCM 97 :

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{1663.938 \times 3.7}{2} = 3078.285 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times Av}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec : } Av = A - 2 \cdot b \cdot tf + (tw + 2 \cdot r)tf = 966 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 966}{1.1} = 119696.181 \text{ N}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 5984.809 \text{ daN} > V_{sd} = 3078.285 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE160 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

**Remarque :** la procédure de calcul de la solive si dessous est la même pour les autres solives. Le calcul des autres solives est récapitulé dans les tableaux suivant :

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

Eléments	Profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	$Q_{ELS}$ (daN/ml)	$Q_{ELU}$ (daN/ml)	Flèche (m)	$\delta v_{max}$ (m)
Solives étage courant	IPE180	3.70	1.725	1299.26	1792.813	0.0055	0.0148
Solives console étage courant	IPE160	1.55	1.02	976.946	1372.427	0.0038	0.006
Solive terrasse	IPE180	3.70	1.725	1489.01	2048.976	0.0063	0.0148
Solive console terrasse accessible	IPE160	1.55	1.02	869.346	1217.897	0.0035	0.006
Solive terrasse inaccessible	IPE160	3.70	1.725	1213.436	1663.938	0.008	0.0185

Tableau III.2 : Vérification de la flèche des solives.

Eléments	Profilé	Classe de profilé	$M_{sd}$ (daN/ml)	$M_{plyrd}$ (daN/ml)	$V_{sd}$ (daN)	$0.5 V_{plyrd}$ (daN)
Solives étage courant	IPE180	Classe I	1855	3554.942	3685	7201.224
Solives console étage courant	IPE160	Classe I	1648.627	2646.954	2127.261	5984.809
Solive terrasse	IPE180	Classe I	2121	3554.942	4213	7201.224
Solive console terrasse accessible	IPE160	Classe I	1462.10	2646.954	1887.74	5984.809
Solive terrasse inaccessible	IPE160	Classe I	1822.344	2646.954	3078.285	5984.809

Tableau III.3 : Vérification des sollicitations sur les solives.

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE160	15.8	20.1	160	82	7.4	5.0	127.2	869	68.3	124	26.1	6.58	1.84

Tableau III.4 : Caractéristique du profilé IPE160.

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE180	18.8	23.9	180	91	8.0	5.3	146	1317	101	146	22.2	7.42	2.05

Tableau III.5 : Caractéristique du profilé IPE180.

### III. 2.2. Poutres principales

Les poutres principales sont des poutres continues sur 5 appuis qui reposent sur les poteaux, considérés comme éléments porteurs et qui travaillent à la flexion simple avec un entraxe de 3,65 m.

#### III. 2.2.1. Poutre intermédiaire pour étage courant

##### III. 2.2.1.1. Chargement

Chargement	Chargement linéaire
$G = 592.30 \text{ daN/m}^2$ $G_{solive} = \frac{pp}{\text{entraxe solive}} \times n_s$ $= 54.651 \text{ daN/m}^2$	$G_{total} = (592.30 + 54.651) \times 3.65$ $G_{total} = 2361.371 \text{ daN/ml}$
$G_{total} = 2361.371 \text{ daN/ml}$	
$Q = 150 \text{ daN/ml}$	$Q_{total} = 150 \times 3.65$
$Q_{total} = 547.5 \text{ daN/ml}$	

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

ELU	ELS
$Q_{ELU} = 1.35 (G_{total} + Pp) + 1.5 Q_{total}$	$Q_{ELS} = G_{total} + Q_{total}$
$Q_{ELU} = 1.35 (2361.371 + Pp_{poutre}) + 1.5 (547.5)$	$Q_{ELS} = 2361.371 + 547.5$ $Q_{ELS} = 2908.871 \text{ daN/ml}$

Tableau III.6 : Charges permanentes et d'exploitations.

### III. 2.2.1.2. Vérification de la condition de flèche (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f \leq \delta v_{max}$  avec  $\delta v_{max} = \frac{L}{250}$

$$f = 0.485 \times f_0 = 0.485 \times \frac{5 Q_{ELS} L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} f_0 : \text{la flèche d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{array} \right.$

$$I_y \geq \frac{0.485 \times 5 \times Q_{ELS} \times L^3 \times 250}{384 \times E} \longrightarrow I_y \geq \frac{0.485 \times 5 \times 2908.871 \times 6.9^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 7.184 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_y \geq 7184.109 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE330 avec  $I_y = 11770 \text{ cm}^4$

#### ➤ Vérification de la flèche (Poids propre inclus)

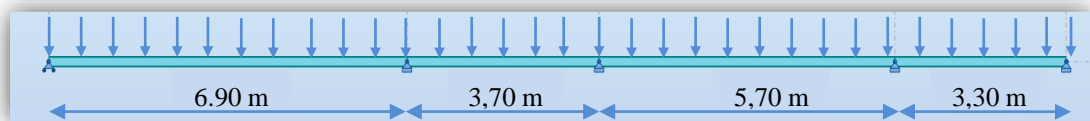


Figure III.3 : Poutre principale uniformément chargée sur plusieurs appuis.

$$f \leq \delta v_{max} \quad \text{Avec} \quad \delta v_{max} = \frac{L}{250} = 6.9/250 = 0.0276 \text{ m}$$

On ajoute le poids propre du profilé IPE 330 choisit :  $Pp = 49.1 \text{ Kg/m} = 49.1 \text{ daN/ml}$

La charge sera :  $Q_{ELS} = Q_{ELS} + Pp_{poutre} = 2908.871 + 49.1 = 2957.971 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{0.485 \times 5 \times 2957.971 \times 6.9^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 11770} \times 10^8 = 0.0017 \text{ m} \leq 0.02716 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

#### III. 2.2.2.3. Vérification de la condition de résistance (ELU)

##### ➤ Classe du profilé IPE330

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{tw} \leq 72 \varepsilon \text{ Avec } \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{271}{7.5} = 36.13 \leq 72 \quad \longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{160/2}{11.5} = 6.95 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

##### ➤ Vérification au moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Selon l'abaque de MAQUART le moment le plus défavorable est de :

$$M_{sd} = 0.617 \times M_0 = 0.617 \times \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

Avec  $\begin{cases} M_0 : \text{le moment d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35 (G + PP) + 1.5Q = 1.35 [(646.951 \times 3.65) + 49.1] + 1.5(150 \times 3.65)$$

$$Q_{ELU} = 4075.386 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{0.617 \times 4075.386 \times 6.9^2}{8} = 14964.496 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{804.3 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 171827727.3 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 17182.772 \text{ daN.m} > M_{sd} = 14964.496 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{4075.386 \times 6.9}{2} = 14060.081 \text{ daN}$$

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec : } A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f = 3080.25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.yRd} = \frac{0.58 \times 235 \times 3080.25}{1.1} = 381670.977 \text{ N}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 19083.548 \text{ daN} > V_{sd} = 14060.081 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE330 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

**Remarque :** la procédure de calcul de la poutre si dessus est la même pour les autres poutres. Le calcul des autres poutres est récapitulé dans les tableaux suivant :

Eléments	Profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q <sub>ELS</sub> (daN/ml)	Q <sub>ELU</sub> (daN/ml)	Flèche (m)	δ <sub>vmax</sub> (m)
Poutre intermédiaire étage courant	IPE330	6.9	3.65	2957.971	4075.386	0.0017	0.0276
Poutre de rive étage courant (du RDC au 6 <sup>ème</sup> )	IPE180	3.9	1.75	1375.041	1818.438	0.0077	0.0156
Poutre de rive étage courant (du 6 <sup>ème</sup> au 15 <sup>ème</sup> )	IPE180	3.7	1.75	1375.207	1895.905	0.005	0.0148
Poutre console étage courant	IPE200	1.62	1.8	1784.891	2504.103	0.004	0.0065
Poutre intermédiaire terrasse accessible	IPE360	6.9	3.65	3367.471	4628.211	0.014	0.0276
Poutre de rive terrasse accessible	IPE180	3.7	1.75	1656.216	2277.517	0.006	0.0148
Poutre console terrasse accessible	IPE200	1.62	1.8	1955.88	2734.948	0.0041	0.007

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

Poutre intermédiaire terrasse inaccessible	IPE330	6.9	3.3	2467.769	3380.988	0.012	0.0345
Poutre de rive terrasse inaccessible	IPE240	6.9	1.85	1386.42	1899.417	0.02	0.0345

Tableau III.7 : Vérification de la flèche des poutres.

Eléments	Profilé	Classe de profilé	$M_{sd}$ (daN/ml)	$M_{plyrd}$ (daN/ml)	$V_{sd}$ (daN)	$0.5 V_{plyrd}$ (daN)
Poutre intermédiaire étage courant	IPE330	Classe I	14964.496	17182.772	14060.081	19083.548
Poutre de rive étage courant (du RDC au 6 <sup>ème</sup> )	IPE180	Classe I	2212	3554.942	3545.95	7201.224
Poutre de rive étage courant (du 6 <sup>ème</sup> au 15 <sup>ème</sup> )	IPE180	Classe 1	1823.334	3554.942	3507.424	7201.224
Poutre console étage courant	IPE200	Classe I	3285.883	4712.818	4056.646	8673.636
Poutre intermédiaire terrasse accessible	IPE360	Classe I	16994.426	21769.545	15967.32	23920.65
Poutre de rive terrasse accessible	IPE180	Classe I	2190	3554.942	4213	7201.224

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

Poutre console terrasse accessible	IPE200	Classe I	3588.798	4712.818	4430.615	8673.636
Poutre intermédiaire terrasse inaccessible	IPE330	Classe I	11308.060	17182.772	11664.408	19083.548
Poutre de rive terrasse inaccessible	IPE240	Classe I	6352.79	7840.45	6552.98	11833.315

Tableau III.8 : Vérification des sollicitations sur les poutres.

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142.4	220.2	44.61	8.26	2.24

Tableau III.9 : Caractéristique du profilé IPE 200.

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE240	30.7	39.1	240	120	9.8	6.2	190.4	3892	284	367	73.9	9.9	2.69

Tableau III.10 : Caractéristiques du profilé IPE240.



## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl-y</sub>	W <sub>pl-z</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	Kg/m	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
IPE330	49.1	62.6	330	160	11.5	7.5	271	11770	788	804	154	13.7	3.5

Tableau III.11 : Caractéristique du profilé IPE 330.

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl-y</sub>	W <sub>pl-z</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	Kg/m	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
IPE360	57.1	72.2	360	170	12.7	8	298.6	16270	1043	1019	191	15	3.79

Tableau III.12 : Caractéristique du profilé IPE 360.

### III. 2.3. Poteaux

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

On considère que le poteau est encasté à la base et encasté à la tête.

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f \leq \delta v_{max}$  avec  $\delta v_{max} = L/250$

$$f = \frac{Q L^4}{8 E I_y}$$

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte la plus grande surface d'action de charge de vent (la direction V1, V3).

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

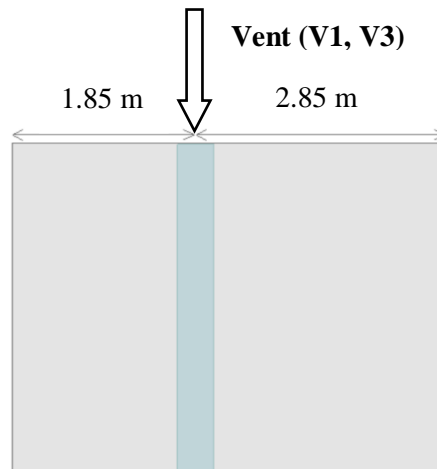


Figure III.4 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

La charge du vent est de :  $V = 67.152 \text{ daN/m}^2$

$$q = 67.152 \times (1.85 + 2.85) = 315.614 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{315.614 \times 3.06^3 \times 250}{8 \times 21 \times 10^9 \times} = 1.345 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \longrightarrow I_y \geq 1345.07 \text{ cm}^4$$

Donc les poteaux doivent être au minimum HEA180 avec :  $I_y = 2510 \text{ cm}^4$

### III. 2.3.2. Vérification de la condition de résistance (ELU)

Pour la vérification de résistance de section, on calcule les poteaux à la compression simple. Pour la raison d'économie la hauteur du bâtiment est décomposée en 4 tronçons.

La hauteur des poteaux est de  $h = 3.06 \text{ m}$ .

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface :

$$S = (1.80 + 1.85) \times (3.45 + 1.85) = 19.345 \text{ m}^2$$

La surface reprise par le poteau au niveau de la terrasse inaccessible :

$$S = (3.45 + 1.85) \times 1.85 = 9.805 \text{ m}^2$$

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

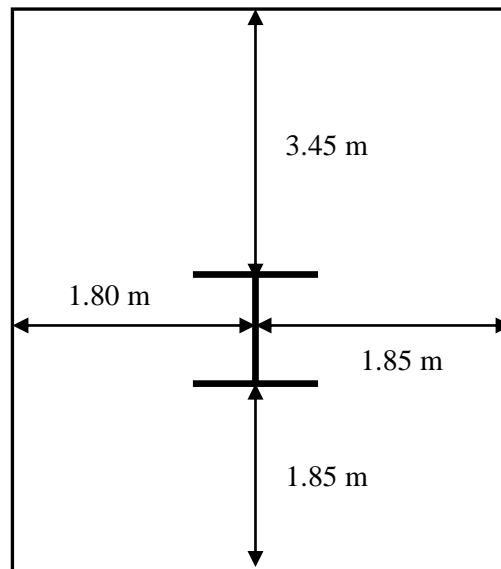


Figure III.5 : Surface reprise par le poteau.

Les charges concentrées appliquées sur les poteaux sont représentées dans le tableau :

Les charges (daN)		Terrasse accessible	Etage courant	Terrasse inaccessible
Charges permanente G	Plancher	13585.993	15091.002	5846.721
	Poutre	302.63	260.23	260.23
	Solive	274.48	274.48	230.68
Charges d'exploitation Q		2901.75	2901.75	980.50

Tableau III.13 : Les charges reprisent par les poteaux.

### III. 2.3.1. Tronçons du RDC au 3<sup>ème</sup> étage

#### III. 2.3.1.1. Chargement

##### ➤ Charges permanentes

$$G_{total} = G_{plancher\ ter\ A} + G_{slv\ ter\ A} + G_{poutre\ ter\ A} + G_{plancher\ ter\ I} + G_{slv\ ter\ I} + G_{poutre\ ter\ I} + 15 \times (G_{plancher\ étage} + G_{slv\ étage} + G_{poutre\ étage})$$

$$G_{totale} = 254886.414\ daN$$

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

➤ **Charges d'exploitation**

$$Q_{total} = Q_{plancher\ ter\ A} + Q_{plancher\ étage} + Q_{plancher\ ter\ I}$$

$$Q_{total} = 47408.5\ daN$$

**III. 2.3.1.2. Section du poteau**

$$N \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N = 1.35 G_{total} + 1.5 Q_{total} = 1.35 \times 254886.414 + 1.5 \times 47408.5 = 415209.408\ daN$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{415209.408 \times 1.1}{235 \times 10^{-1}} = 19435.333\ mm^2$$

Donc on choisit : HEA 550 avec :  $A = 21280\ mm^2$

➤ **Effort sollicitant avec poids propre inclus**

On ajoute le poids propre du profilé choisit :  $q_{pp} = 125 \times 3.06 = 507.96\ daN$

La charge sera :

$$N_{sd} = N + (1.35 \times q_{pp} \times nbr_{poteau}) = 415209.408 + (1.35 \times 507.96 \times 4)$$

$$N_{sd} = 417952.397\ daN$$

**III. 2.3.1.3. Vérification a la compression**

➤ **Classe du profilé HEA 550**

- **Classe de l'âme comprimée**

$$\frac{d}{tw} \leq 33 \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{438}{12.5} = 35.04 \geq 33$$

$$\frac{438}{12.5} = 35.04 \leq 38 \quad \longrightarrow \text{L'âme est de classe II}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{300/2}{24} = 6.25 \leq 10 \quad \longrightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe II.

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

#### ➤ Calcul de l'effort résistant

Selon le CCM 97 (cf. § 5.5.1)

$$N_{sd} \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \text{ avec } \beta_A = 1$$

On vérifie le flambement selon l'axe qui correspondant à la plus faible inertie du profilé donc selon l'axe z-z.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times (\beta_A) \quad \text{Avec:} \quad \begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 3.06}{7.15 \times 10 \times 10^{-3}} = 21.4 & \text{avec } l_f = \frac{L_{poteau}}{2} \quad (\text{Enc} - \text{Enc}) \\ \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 & \text{avec } \varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = 1 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda} = 0.228 \geq 0.2 \quad \text{Donc il y'a risque de flambement du poteau.}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Le facteur d'imperfection  $\alpha$  correspondant à la courbe de flambement appropriée, il est déterminé dans le (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3).

$$\frac{h}{b} = \frac{540}{300} = 1.8 > 1.2$$

$$t_f = 9.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Donc la courbe de flambement est b  $\rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.228 - 0.2) + 0.228^2] = 0.53$$

$$\chi = \frac{1}{0.53 + 0.53 + [0.53^2 - 0.41^2]^{0.5}} = 0.99 \leq 1$$

$$N_{plrd} = 0.99 \times 1 \times 19435.333 \times \frac{235}{1.1} = 394202.16 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 417952.397 \text{ daN} \leq N_{plrd} = 4479570 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé HEA 180 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

**Remarque :** la procédure de calcul du poteau si dessus est la même pour les autres poteaux.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau III.14 :

Tronçons	Profilés	Classe	$N_{sd}(\text{daN})$	$\chi$	$N_{plrd}(\text{ daN})$
Terrasse inaccessible	HEA180	Classe I	17383.828	0.91	88841.536
Du 11 <sup>ème</sup> au 15 <sup>ème</sup>	HEA 220	Classe I	110467.21	0.56	113660.9
Du 7 <sup>ème</sup> au 11 <sup>ème</sup>	HEA 300	Classe II	212238.51	0.99	237937.5
Du 3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup>	HEA 400	Classe I	315485.564	0.99	336285
Du RDC au 3 <sup>ème</sup>	HEA550	Classe II	417952.397	0.99	447957
Sous-sol	HEA550	Classe II	441330.054	0.99	447957

Tableau III.14 : Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité.

**Remarque :** le poteau de la terrasse inaccessible a été calculé pour une surface reprise par ce poteau de :  $S = (3.45 + 1.85) \times (1.85 + 1.45) = 17.49 \text{ m}^2$ .

Les charges appliquées sur ce poteau sont définies dans le tableau suivant :

Charges permanentes (daN)		Charges d'exploitation (daN)
Plancher	10429.287	1749
Poutre	208.56	
Solive	260.23	

Tableau III.15 : Les charges reprises par le poteau de la terrasse inaccessible.

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl-y</sub>	W <sub>pl-z</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	Kg/m	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
HEA180	33.5	31.4	133	140	8.5	5.5	92	2510	924.6	324.9	156.5	7.45	4.52

Tableau III.16 : Caractéristique du profilé HEA 180.

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl-y</sub>	W <sub>pl-z</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	Kg/m	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
HEA220	64.3	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

Tableau III.17 : Caractéristique du profilé HEA 220.

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl-y</sub>	W <sub>pl-z</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	Kg/m	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
HEA300	88.3	112.5	290	300	14	8.5	208	18260	6310	1383	641.2	12.74	7.49

Tableau III.18 : Caractéristique du profilé HEA 300.

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl-y</sub>	W <sub>pl-z</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	Kg/m	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
HEA400	125	159	390	300	19	11	298	45070	8564	2562	873	17	7.34

Tableau III.19 : Caractéristique du profilé HEA 500.

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
HEA550	166	211.8	540	300	24	12.5	438	111900	10820	4622	1107	23	7.15

Tableau III.20 : Caractéristique du profilé HEA 550

## III. 3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON ARMEE

### III. 3.1. Introduction

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA99 version 2003.

### III. 3.2. Poteaux

Le poteau le plus sollicité est le poteau dont, la surface reprise par ce dernier est la plus grande.

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m<sup>2</sup>) par étage.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions du R.P.A 99 V2003

$$\text{Pour la zone I : } \begin{cases} \min(a, b) > 25\text{cm} \\ \min(a, b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{a} \leq 4 \end{cases}$$

La surface reprise par le poteau est de :  $S = 19.345 \text{ m}^2$

La charge appliqué par les étages supérieure est de :  $N_u = 415209.408 \text{ daN}$



## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

$$N_{u_{total}} = N_u + (P_u \times S \times n) \quad \text{Avec : } P_u = 1t/m^2 = 1000 \text{ daN}/m^2$$

$$N_{u_{total}} = 415209.408 + (1000 \times 19.345.1) = 434554.408 \text{ daN}$$

Donc :  $Nu_{total} = 4.34 \text{ MN}$

- $N_u$  : étant la charge verticale a l'ELU.
- $P_u$  : charge du plancher.
- $S$  : surface supporté par le poteau le plus sollicité.
- $n$  : nombre d'étage.

- **Section réduite**

$$Br \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{be}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{100 \times \gamma_e}}$$

- $\beta$ : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 & \text{Si } \lambda \leq 50. \\ \beta = 0.85(\lambda^2/1000) & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On fixe :  $\lambda = 35$

$$\text{Donc : } \beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.2$$

On a :

$$f_e = 400 \text{ Mpa} ; f_{bc} = 14.16 \text{ Mpa} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5 ; \theta = 1 ; \gamma_s = 1.15$$

$$Br \geq \frac{1.2 \times 4.34}{\frac{14.16}{0.9} + \frac{0.85}{100 \times 1.15}} = 0.2186 \text{ m}^2$$

Alors :

$$Br \geq (a - 0.02)^2 \quad \longrightarrow \quad a \geq \sqrt{Br} + 0.02 = 0.547$$

Donc on prend :  $a = b = 60 \text{ cm}$

Au final on opte pour un poteau en béton armée de  $(60 \times 60) \text{ cm}^2$ .

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

- **Vérification selon le RPA**

- ✓  $a = 60 > 25$  Condition vérifiée.

- ✓  $a = 60 > \frac{306}{20} = 15.3$  Condition vérifiée.

- ✓  $\frac{1}{4} < \frac{b}{a} = 1 < 4$  Condition vérifiée.

- **Vérification au flambement**

- Calcul du moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1080000 \text{ cm}$$

- Rayon de giration

$$i_x, i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \text{ Avec } A = a \times b = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow i_x = i_y = \frac{1080000}{3600} = 17.32 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élancement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \text{ Avec } l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 12.36 < 50 \text{ Condition vérifiée.}$$

### III. 3.3. Poutres

#### III. 3.3.1. Poutres principales

D'après le B.A.E.L91 :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L = 6.9 \text{ m}$$

Avec :

- $L$  : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- $h$  : hauteur de la poutre.

Donc :

$$46 \text{ cm} < h < 69 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 50 \text{ cm}$$

On a aussi :

$$\frac{h}{5} < b \leq \frac{h}{2}$$

- $b$  : base de la poutre.

## CHAPITRE III

### Pré dimensionnement des éléments structuraux

---

Donc :

$$10 \text{ cm} < b < 25 \text{ cm} \quad \text{On prend :} \quad b = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 41.67 \leq 4 \longrightarrow \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Condition vérifiée.} \end{array}$$

### III. 3.3.2 Poutres secondaire

Les poutres secondaires sont des éléments qui relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après le CBA93 :

$$\frac{500}{15} < h \leq \frac{100}{10} \quad \text{Avec :} \quad L = 3.70 \text{ m}$$

Donc on prend :  $h = 35 \text{ cm}$

$$\frac{h}{5} < b \leq \frac{h}{2}$$

$$7 \text{ cm} < b \leq 17.5 \text{ cm}$$

Donc on prend le minimum du RPA :  $b = 30 \text{ cm}$

Université Abou Baker Belkaid

# CHAPITRE IV

## Etude des plancher

Etude des plancher

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

#### Etude d'un bâtiment en charpente métallique

---

## IV. 1. INTRODUCTION

Le plancher collaborant est un plancher mixte béton-acier. Il est constitué de bacs acier en tôle mince nervurés utilisés en guise de coffrage, d'armatures et d'une dalle en béton coulée sur place.

L'acier et le béton collaborent pour offrir une résistance et une capacité portante élevée. En effet, l'acier particulièrement ductile, offre une excellente résistance à la traction, tandis que le béton bénéficie d'une très bonne résistance à la compression.

L'ossature du plancher est constituée d'une tôle reposant sur une solive, qui fait office de coffrage. De plus, les nervures longitudinales des tôles remplissent déjà le rôle d'armatures évitant l'ajout d'armatures supplémentaires.

La conception d'un plancher collaborant comprend deux étapes qui sont :

- la phase de montage
- de coulage du béton puis la phase de service.

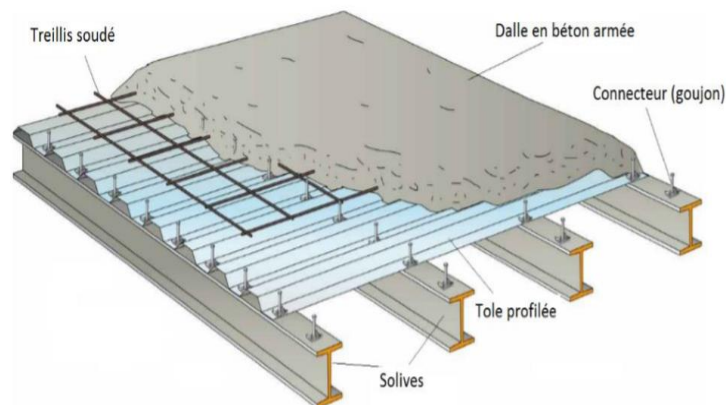


Figure IV.1 : Plancher mixte acier-béton.

## IV. 2. CALCULE PLANCHER MIXTE

Pour l'étude du plancher collaborant, on calcule la dalle pour 2 phases :

- **Phase de construction** : vérification de la résistance de la tôle profilée lors du bétonnage
- **Phase final** : vérification de résistance de la dalle mixte après durcissement du béton

### IV. 2.1. Phase de construction

Le plancher est soumis aux charges permanentes dues au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

#### IV. 2.1.1. Caractéristique de la tôle nervurée

Pour cette structure on a réalisé notre plancher mixte en utilisant la tôle HI-bond 55.750.

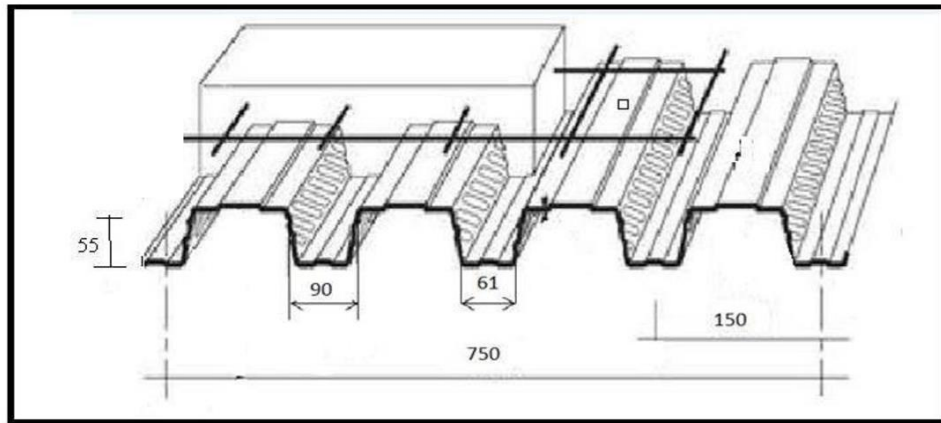


Figure IV.2 : Dimensions de la tôle nervurée.

Hauteur des nervures (mm)	Espacement nervure (mm)	Largueur utiles de bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids propre (daN/m <sup>2</sup> )	Contrainte de rupture (MPa)	Contrainte élastique (MPa)
55 mm	150 mm	750 mm	1.20 mm	15.30 daN/m <sup>2</sup>	400 MPa	160 MPa

Moment d'inertie $I_{eff}$ (cm <sup>4</sup> )	$M_{plrd}$ (Mpa)	
94.015	Travée	544.96
	Appui	560.48

Tableau IV.1 : Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55.

#### IV. 2.1.2. Chargement

##### ➤ Chargement permanent

$$G_{Dalle\ béton} = 2500 \times 1.725 \times 0.12 = 516\ daN/ml$$

$$G_{tôle} = 15.30\ daN/ml$$

$$G_{total} = 516 + 15.30 = 531.30\ daN/ml$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

#### ➤ Surcharge d'exploitation

$$Q = 150 \times 1.725 = 258 \text{ daN/ml}$$

#### IV. 2.1.3 Vérification à l'état limite ultime (ELU)

Le diagramme des moments fléchissant est montré ci-dessous :

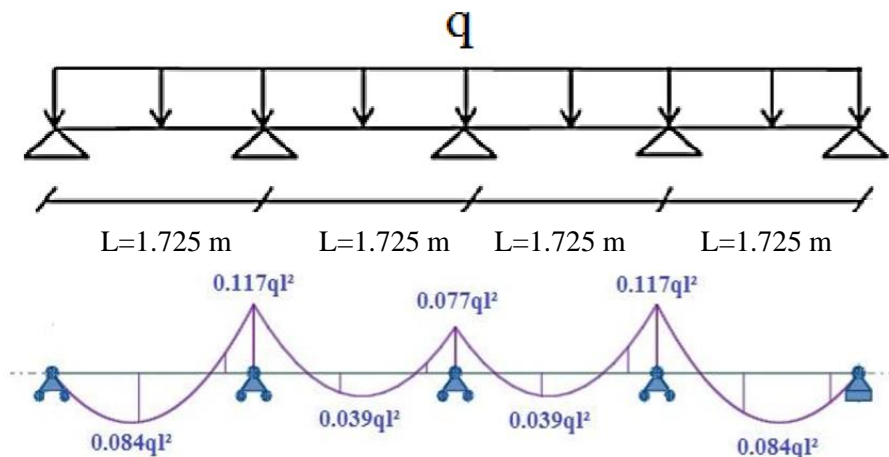


Figure IV.3 : Diagramme de moment fléchissant de la tôle profilée.

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$Q_{ELU} = 1.35 \times 531.30 + 1.5 \times 258$$

$$Q_{ELU} = 1104.255 \text{ daN/ml}$$

En travée :

$$M_{sd} = 0.117 q l^2 = 0.117 \times 1104.255 \times 1.725^2 = 382.218 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 384.218 \text{ daN.m} \leq M_{plrd} = 544.96 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$M_{sd} = 0.084 q l^2 = 0.084 \times 1104.255 \times 1.725^2 = 274.413 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 384.218 \text{ daN.m} \leq M_{plrd} = 560.48 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

#### IV. 2.1.4. Vérification à l'état limite ultime (ELS)

Cette vérification consiste à étudier le comportement de la tôle et à vérifier la résistance sous son poids propre et sous le poids du béton frais. Pour cela on doit vérifier que :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

Pour trouver les flèches d'une poutre continue, on utilise l'abaque de MAQUART (ANNEXE B). On prend la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessous pour trouver les flèches de la poutre.

$$\text{Avec :} \quad f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1.725}{250} = 0.007 \text{ m}$$

$$f = 0.485 f_0 = 0.485 \frac{5Q_{ELS}L^4}{384 E I_{eff}}$$

$$Q_{ELS} = G + Q = 531.30 + 258 = 789.30 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{0.485 \times 5 \times 789.30 \times 1.725^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 0.0022 \text{ m} \leq 0.007 \text{ m} \text{ Condition vérifiée.}$$

#### IV. 2.2. Phase finale

Afin d'obtenir une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, et limiter les glissements qui se développent à l'interface, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à ce que ces deux dernières condition se réalisent.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher

- Pour effectuer cette vérification on doit choisir le plancher le plus sollicité.
- La dalle est considérée comme une série de poutres simples et que tout ce calcul se fait pour une largeur efficace ( $b_{eff}$ ) calculé

#### IV. 2.2.1. Plancher terrasse accessible

Considéré comme le plancher le plus sollicité avec une dalle de compression de 12 cm et des solives en IPE 180.

#### IV. 2.2.1.1. Vérification de la section mixte

##### ➤ Largeur efficace de la dalle

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{Avec} \quad b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

$$L_0: \text{ La portée de la poutre} \quad L_0 = 3.70 \text{ m}$$



## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

$$b_i = \frac{\text{Entraxe solive}}{2} = \frac{1.725}{2}$$

$$b_1 = b_2 = 0.86 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{3.70}{8}; 0.86\right) = 0.463 \text{ m} \longrightarrow b_{eff} = 2 \times 0.463$$

$$b_{eff} = 0.926 \text{ m}$$

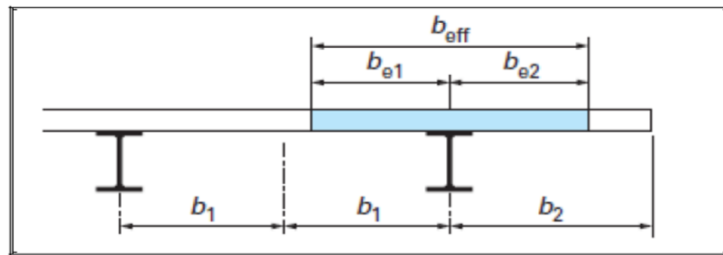


Figure IV.4 : Largeur efficace de la dalle.

#### ➤ Chargement

##### • Charges permanentes

$$G_{solive} = 18.8 \text{ daN/ml}$$

$$G_{terrasse} = 702.30 \times b_{eff} = 650.329 \text{ daN/ml}$$

$$G_{total} = 669.13 \text{ daN/ml}$$

##### • Surcharge d'exploitation

$$Q = 150 \times b_{eff} = 138.90 \text{ daN/ml}$$

#### ➤ Position de l'axe neutre

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_M}$$

Désignons respectivement par  $F_c$  et  $F_a$  les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

- $h_c = 120 \text{ mm}$
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

- $\gamma_c = 1.5$
- $\gamma_m = 1.1$
- $A_a$  : Section du profilé  $A_a = 2390 \text{ mm}^2$

Donc :

$$F_c = 926 \times 120 \times \left(0.85 \times \frac{25}{1.5}\right) \times 10^{-1} = 157420 \text{ daN}$$

$$F_a = 2390 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-1} = 51059.09 \text{ daN}$$

$F_a < F_c$  Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{51059.09}{926 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}} = 38.921 \text{ mm} < 120 \text{ mm}$$

#### ➤ Vérification au moment fléchissant

Selon le CCM 97

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

$$M_{pl.Rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

- $h_a$  : hauteur du profilé IPE 180
- $h_p$  : hauteur de nervure
- $h_c$  : épaisseur de la dalle en béton

$$M_{pl.Rd} = 51059.90 \times \left( \frac{0.18}{2} + 0.12 + 0.055 - \frac{0.0389}{2} \right) = 12537.048 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 669.13 + 1.5 \times 138.90$$

$$Q_{ELU} = 1111.675 \text{ daN/ml}$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

$$M_{sd} = \frac{1111.675 \times 3.70^2}{8} = 1902.353 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 12537.048 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 1902.353 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ Vérification au cisaillement

Selon le CCM 97 :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{1111.675 \times 3.70}{2} = 2056.598 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{f_y A_v}{\gamma_{mo}} \quad \text{Avec} \quad A_v = 1125 \text{ mm}^2$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{235 \times 1125}{1.1} \times 10^{-1} = 6969.886 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 6969.886 \text{ daN} > V_{sd} = 2056.598 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ Vérification de la condition de flèche

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{Avec} \quad f_{adm} = L/250 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5 Q_{ELS} L^4}{384 E I_1}$$

$$I_h = I_a + A_a (z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} h_c}{n} \left( \frac{h_c^2}{12} + \left( z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

- $I_a$  : Moment d'inertie de la poutre ( $I_a = I_y$ ).
- $n$  : Coefficient d'équivalence Avec  $n = \frac{E_a}{E_c}$

$E_a$  : Module d'élasticité de l'acier de construction.  $E_a = 210000 \text{ MPa}$

$E'_c$  : Module d'équivalence du béton avec [ $E'_c = E_{cm}/2$ ] pour les bâtiments d'habitation :

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$  Pour un béton de classe C25/30.

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13.77$$

$$z_a = \frac{h_a}{2} + h_p + h_c = \frac{180}{2} + 55 + 120 = 265 \text{ mm}$$

$$I_h = 1317 \times 10^4 + 2390(265 - 38.92)^2 + \frac{926 \times 120}{13.77} \times \left( \frac{120^2}{12} + \left( 38.92 - \frac{120}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 148.597 \times 10^{-6} \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q = 669.13 + 138.90$$

$$Q_{ELS} = 808.03 \text{ daN/ml}$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

$$f_{adm} = \frac{5 \times 808.03 \times 3.70^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 148.597 \times 10^{-6}} = 0.0006 \text{ m}$$

$$f_{adm} = 0.0006 < f_{max} = \frac{3.70}{250} = 0.0148 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### IV. 2.2.1.1. Etude des connecteurs

##### ➤ Définition

En l'absence de toute connexion, la dalle et le profilé métallique glissent l'un par rapport à l'autre. Dans la plupart des poutres mixtes, les connecteurs sont répartis le long du profilé et apportent donc leur résistance vis-à-vis du cisaillement longitudinal seulement de manière locale au niveau de la semelle supérieure.

En résumé, la connexion doit être capable de transférer le cisaillement direct à sa base, de résister aux forces de flexion et de créer une liaison extensible au sein du béton.

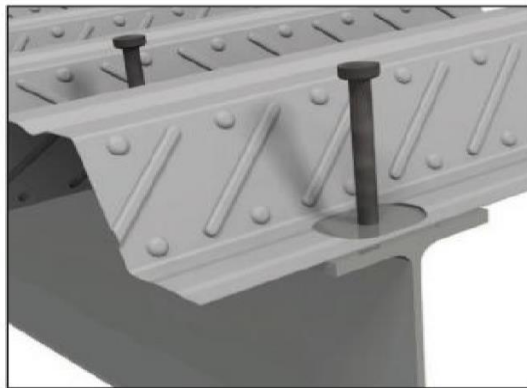


Figure IV.5 : Goujons à tête soudée avec le profilé.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

- $d = 16 \text{ mm}$
- $h = 80 \text{ mm}$
- $f_y = 275 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$

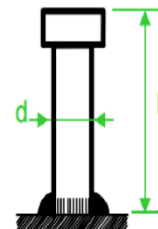


Figure IV.6 : Les dimensions d'un connecteur.

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

#### ➤ Résistance du connecteur isolé

Résistance du goujon en cisaillement :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_1 = \frac{0.8 \times k \times f_u \times \left(\frac{\pi d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \\ P_2 = \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

- $\gamma_v$  : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.
- $d$  : diamètre du fut du goujon.
- $f_u$  : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.
- $E_{cm}$  : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.
- $F_{ck}$  : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.
- $a$  : Facteur correctif

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq h/d \leq 4 \\ 1 & \text{pour } h/d \geq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 \geq 4 \quad \text{donc} \quad \alpha = 1$$

- $k$ : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaire au nervures de la tôle profilé donc il est calculé comme suite :

$$k = \begin{cases} 0.6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1 & \text{Les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq k_{t,max} & \text{Les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

- $k_{t,max}$  : Limite supérieur pour le facteur k pris égal à 1 (ANNEXE B Tableau 6.2)
- $N_r$  : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 1
- $b_0 = \frac{90+61}{2} = 75.5$  mm
- $h_p = 55$  mm
- $h_{sc} = 80$  mm

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

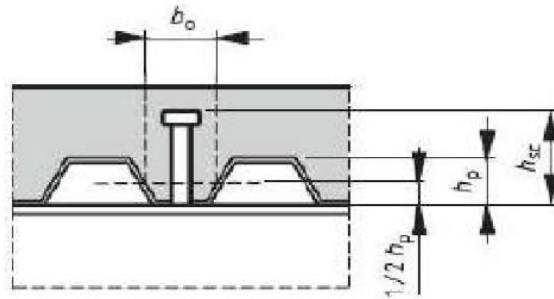


Figure IV.7 : Dimension de la tôle profilée et connecteur.

$$\begin{cases} k = 0.6 \times \frac{75.5}{55} \times \left( \frac{80}{55} - 1 \right) = 0.37 \leq 1 \\ k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{75.5}{55} \cdot \left( \frac{80}{55} - 1 \right) = 0.43 \leq 1 \end{cases}$$

Dans ce cas on opte pour le cas le plus défavorable c'est-à-dire, qu'on suppose que les nervures sont  $\perp$  a l'effort de cisaillement.

Donc :  $k = 0.43$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.43 \times 430 \times \left( \frac{3.14 \times 16^2}{4} \right)}{1.25} = 2378.08 \text{ daN} \\ \frac{0.29 \times 0.43 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 2230.05 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 2230.05 \text{ daN}$$

➤ nombre de connecteurs

$$n = \frac{V_l}{P_{rd}}$$

Avec :

- $n$  : Le nombre de connecteurs.
- $V_l$  : Efforts de cisaillement longitudinal.  
 $V_l = \min [F_a ; F_c] = \min [51059.09 ; 157420] = 51059.09 \text{ daN}$
- $P_{rd}$  : Résistance d'un connecteur isolé.

$$n = \frac{51059.09}{2230.05} = 22.89$$

On prend 23 connecteurs pour chaque solive.

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

#### ➤ Espacement des connecteurs

Soit  $S$  l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{370}{23-1} = 16.81 \text{ cm}$$

#### IV. 2.2.1.3. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h_c} \geq 0.4\% \longrightarrow A_s \geq 0.004 \times b \times h_c = 0.004 \times 1000 \times 120 = 480 \text{ mm}^2$$

$$\text{On choisit } \varnothing 8, \text{ maillage de } 100\text{mm} \longrightarrow A_s = 502.04 \text{ mm}^2$$

## IV. 3. ETUDE DU PLANCHER A CORPS CREUX

### VI. 3.1. Définition et rôle du plancher à corps creux

La structure étudiée comporte un seul plancher à corps creux au sous-sol. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de 16 cm, avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- Celle de résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales

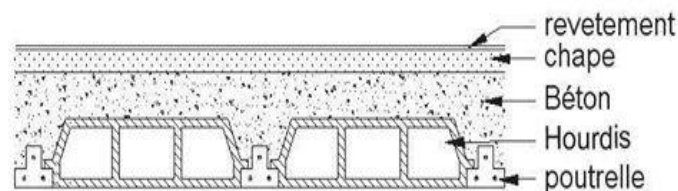


Figure IV.8 : Coupe transversale du plancher a corps creux.

### IV. 3.2. Vérification des conditions

D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments

#### IV. 3.3. Type des poutrelles

- Type 01

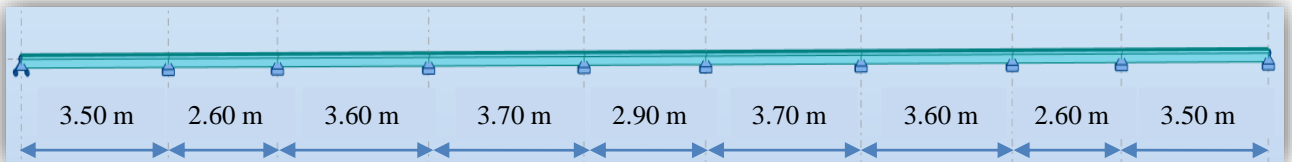


Figure IV.9 : Poutrelle type 01

- Type 02

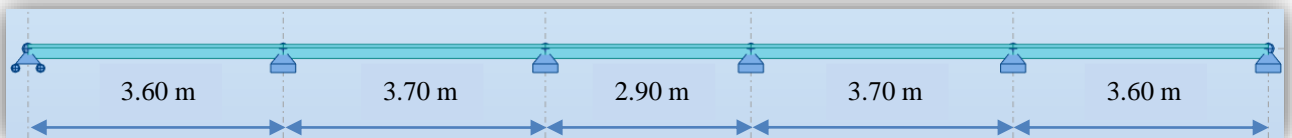


Figure IV.10 : Poutrelle type 02

- Type 03

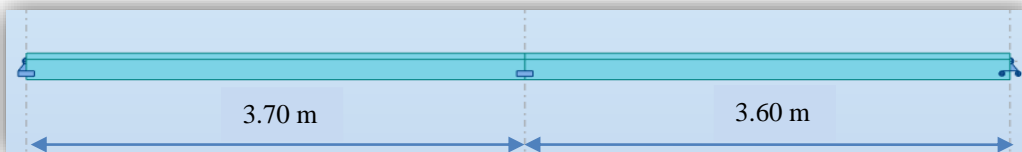


Figure IV.11 : Poutrelle type 01

#### IV. 3.4. La charge des poutrelles

Niveau	G (daN/m <sup>2</sup> )	Q (daN/m <sup>2</sup> )	b <sub>poutrelle</sub> (m)	ELU (daN/ml) (1.35G + 1.5Q) × b <sub>poutrelle</sub>	ELS (daN/ml) (G + Q) × b <sub>poutrelle</sub>
Sous-sol	594	150	65	667.485	483.6

Tableau IV.2 : Charges supportées par les poutrelles.



## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

#### IV. 3.5. Détermination des efforts internes

##### IV. 3.5.1. Exemple de calcul

On prend comme exemple la poutrelle type 03 :

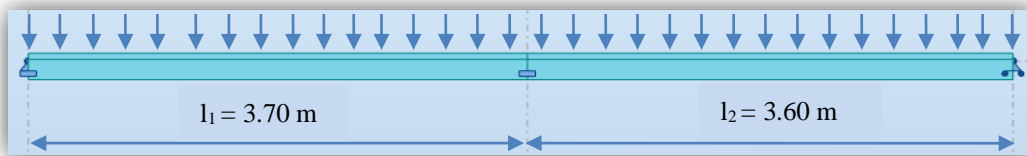


Figure IV.12 : Schéma statique de poutrelle type 3.

##### IV. 3.5.1.1. Méthode des 3 moments

###### ➤ ELU

L'équation des 3 moments :

$$l_i \times M_{i-1} + 2M_i \times (l_i + l_{i+1}) + l_{i+1} \times M_{i+1} + 6A_i = 0$$

- Moment en appui

$$l_1 \times M_0 + 2M_1 \times (l_1 + l_2) + l_2 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

Avec :  $M_0$  et  $M_2 = 0$                       et                       $A_1 = R_{1,d} + R_{1,g}$

$$2 \times (3.7 + 3.6) \times M_1 + 6A_1 = 0$$

Donc :

$$A_1 = \left( \frac{Q_{ELU} \times l_1^3}{24} + \frac{Q_{ELU} \times l_2^3}{24} \right) = \left( \frac{667.485 \times 3.7^3}{24} + \frac{667.485 \times 3.6^3}{24} \right)$$

$$A_1 = 2706.345 \text{ daN} \cdot \text{m}^2$$

$$M_1 = \frac{-6A_1}{2 \times (l_1 + l_2)} = \frac{-6 \times 2706.345}{2 \times (3.7 + 3.6)}$$

$$M_1 = -1112.196 \text{ daN}$$

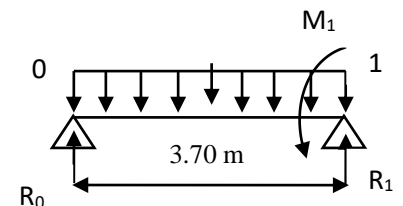
- Moment et effort tranchant en travée

###### Travée 0 - 1

$$\Sigma M/1 = 0 \quad R_0 \times 3.7 - 667.425 \times \frac{3.7^2}{2} - M_1 = 0$$

$$\implies R_0 = 934.253 \text{ daN}$$

$$\Sigma M(x) = 0 \quad M(x) = R_0 x - \frac{Q_{ELU} \times x^2}{2} = 934.253 x - 333.742 x^2$$



## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

$$\Sigma M(x) = \begin{cases} \text{Pour } :x = 0 & \longrightarrow M(0) = 0 \text{ daN.m} \\ \text{Pour } :x = 3.70 \text{ m} & \longrightarrow M(3.7) = -1112.191 \text{ daN.m} \\ M'(x) = 0 & 934.253 - 667.485 x = 0 \\ & x = 1.40 \text{ m} \end{cases}$$

$$\implies M_{max} = M(1.40) = 653.82 \text{ daN.m}$$

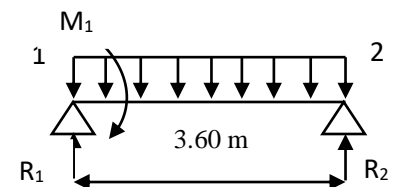
$$T(x) = R_0 - Q_{ELU} x = 934.253 - 667.485 x$$

$$T(x) = \begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \longrightarrow T(0) = 934.253 \text{ daN} \\ \text{Pour } x = 3.70 \text{ m} & \longrightarrow T(3.7) = -1535.44 \text{ daN} \end{cases}$$

#### Travée 1 - 2

$$\Sigma M/2 = 0 \quad R_1 \times 3.6 - 667.485 \times \frac{3.6^2}{2} + M_1 = 0$$

$$\implies R_1 = 1510.416 \text{ daN}$$



$$\Sigma M(x) = 0 \quad M(x) = R_1 x - \frac{Q_{ELU} \times x^2}{2} + M_1 = 1510.416 x - 334.742 x^2 - 1112.196$$

$$\Sigma M(x) = \begin{cases} \text{Pour } x = 0 : & \longrightarrow M(0) = -1112.196 \text{ daN.m} \\ \text{Pour } x = 3.60 \text{ m} & \longrightarrow M(3.6) = 0 \text{ daN.m} \\ M'(x) = 0 & 1510.416 - 667.485 x = 0 \\ & x = 2.26 \text{ m} \end{cases}$$

$$\implies M_{max} = M(2.26) = 591.615 \text{ daN.m}$$

$$T(x) = R_1 - Q_{ELU} \times x = 1510.416 - 667.485 x$$

$$T(x) = \begin{cases} \text{Pour } x = 0 : & \longrightarrow T(0) = 1510.416 \text{ daN} \\ \text{Pour } x = 3.60 \text{ m} : & \longrightarrow T(3.6) = -892.53 \text{ daN} \end{cases}$$

#### ➤ ELS

L'équation des 3 moments :

$$l_i \times M_{i-1} + 2M_i \times (l_i + l_{i+1}) + l_{i+1} \times M_{i+1} + 6A_i = 0$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

- Moment en appui

$$l_1 \times M_0 + 2M_1 \times (l_1 + l_2) + l_2 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

$$\text{Avec : } M_0 \text{ et } M_2 = 0 \quad \text{et} \quad A_1 = R_{1,d} + R_{1,g}$$

$$2 \times (3.7 + 3.6) \times M_1 + 6A_1 = 0$$

Donc :

$$A_1 = \left( \frac{Q_{ELS} \times l_1^3}{24} + \frac{Q_{ELS} \times l_2^3}{24} \right) = \left( \frac{483.6 \times 3.7^3}{24} + \frac{483.6 \times 3.6^3}{24} \right)$$

$$A_1 = 1960.776 \text{ daN.m}^2$$

$$M_1 = \frac{-6A_1}{2 \times (l_1 + l_2)} = \frac{-6 \times 1960.776}{2 \times (3.7 + 3.6)}$$

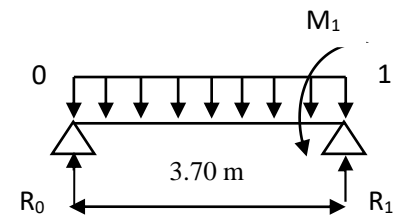
$$M_1 = -805.798 \text{ daN}$$

- Moment et effort tranchant en travée

#### Travée 0 - 1

$$\Sigma M/1 = 0 \quad R_0 \times 3.7 - 483.6 \times \frac{3.7^2}{2} - M_1 = 0$$

$$\implies R_0 = 676.876 \text{ daN}$$



$$\Sigma M(x) = 0 \quad M(x) = R_0 x - \frac{Q_{ELS} \times x^2}{2} = 676.876 x - 241.8 x^2$$

$$\Sigma M(x) = \begin{cases} \text{Pour } :x = 0 & \longrightarrow M(0) = 0 \text{ daN.m} \\ \text{Pour } :x = 3.70 \text{ m} & \longrightarrow M(3.7) = -805.8 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \quad 682.426 - 483.6 x = 0$$

$$x = 1.40 \text{ m}$$

$$\implies M_{max} = M(1.40) = 473.70 \text{ daN.m}$$

$$T(x) = R_0 - Q_{ELS} \times x = 682.426 - 483.6 x$$

$$T(x) = \begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \longrightarrow T(0) = 682.426 \text{ daN} \\ \text{Pour } x = 3.70 \text{ m} & \longrightarrow T(3.7) = -1106.894 \text{ daN} \end{cases}$$

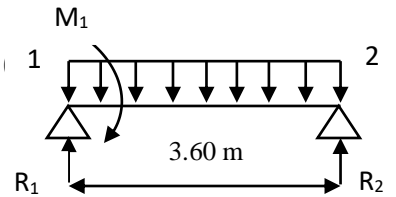
## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

#### Travée 1 - 2

$$\Sigma M/2 = 0 \quad R_1 \times 3.6 - 481.498 \times \frac{3.6^2}{2} + M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = 1094.31 \text{ daN}$$



$$\Sigma M(x) = 0 \quad M(x) = R_1 \times x - \frac{Q_{ELS} \times x^2}{2} + M_1 = 1094.31 x - 241.8 x^2 - 805.798$$

$$\Sigma M(x) = \begin{cases} \text{Pour } x = 0 : \longrightarrow M(0) = -805.798 \text{ daN.m} \\ \text{Pour } x = 3.60 \text{ m} \longrightarrow M(3.6) = 0 \text{ daN.m} \\ M'(x) = 0 \quad 1094.31 - 483.6 x = 0 \\ x = 2.26 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{max} = M(2.26) = 432.324 \text{ daN.m}$$

$$T(x) = R_1 - Q_{ELS} \times x = 1094.31 - 483.6 x$$

$$T(x) = \begin{cases} \text{Pour } x = 0 : \longrightarrow T(0) = 1094.31 \text{ daN} \\ \text{Pour } x = 3.60 \text{ m} : \longrightarrow T(3.6) = -646.65 \text{ daN} \end{cases}$$

➤ **Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU et l'ELS obtenues par SAP2000**

- **ELU**

- Moment fléchissant

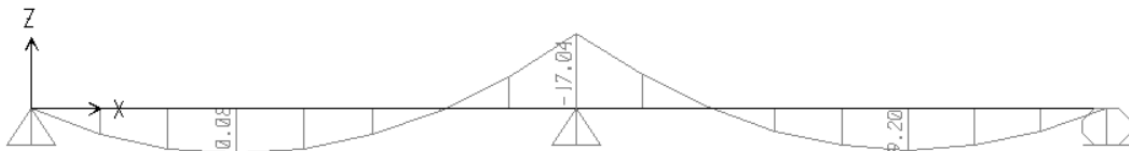


Figure IV.13 : Diagramme des moments a l'ELU au niveau des poutrelles (Type 03).

- Effort tranchant

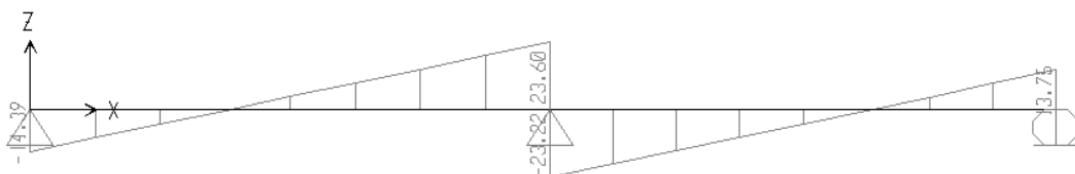


Figure IV.14 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU au niveau des poutrelles (Type 03).

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

- **ELS**
  - Moment fléchissant

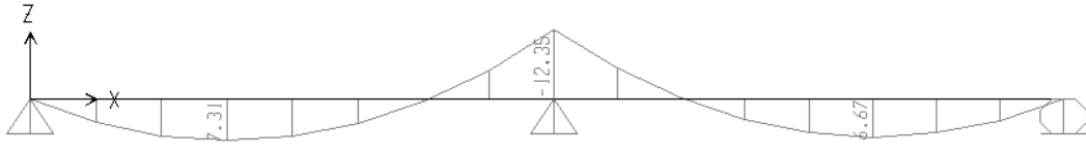


Figure IV.15 : Diagramme des moments à l'ELS au niveau des poutrelles (Type 03).

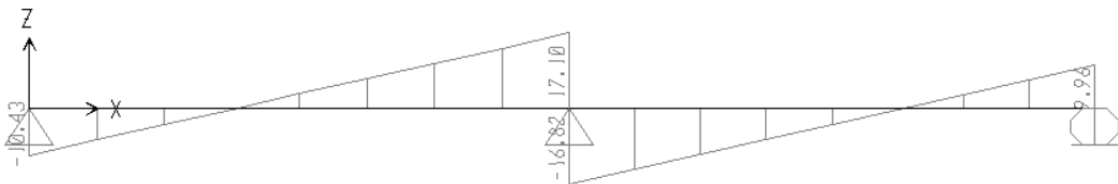


Figure IV.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS au niveau des poutrelles (Type 03).

Les résultats suivants sont obtenus par le SAP2000 en considérant les appuis comme semi encastrer, avec poids propre de la poutrelle inclus.

	Poutrelle sous-sol	M appuis (KN.m)	M travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)
<b>Type 01</b>	ELU	15.26	11.80	24.75
	ELS	11.09	8.57	18
<b>Type 02</b>	ELU	17.43	11.71	26.47
	ELS	12.63	8.81	19.24
<b>Type 03</b>	ELU	19.94	12.43	27.62
	ELS	14.49	9.04	20.70

Tableau IV.3 : Récapitulatif des sollicitations agissantes sur les poutrelles.

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

#### IV. 3.6. Ferrailage des poutrelles

##### IV. 3.6.1. Armatures longitudinales

➤ **ELU**

- En travée :

$$M_{max.u} = 12.43 \text{ KN.m} = 0.01243 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Avec :

$$b = 0.65 \text{ m} ; h_0 = 0.05 \text{ m} ; h = 0.21 \text{ m} ; d = 0.9 \times h = 0.189$$

$$f_{bc} = 14.16 \text{ Mpa} ; d' = 0,1 \times h = 0.021$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.16 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_t = 0.0754 \text{ MN.m}$$

$$M_{max.u} = 0.0124 \text{ MN.m} < M_t = 0.0754 \text{ MN.m}$$

→ Section rectangulaire fictive (b.h)

$$\mu_u = \frac{M_{max.u}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0124}{0.65 \times 0.189^2 \times 14.16} = 0.0377 < \mu_R$$

⇒ Section Simple armature

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_u)}\right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0377)}\right) = 0.047$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.189 \times (1 - 0.4 \times 0.047) = 0.185 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max.u}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0124}{0.185 \times 348} = 1.926 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \text{max} (1.365 \text{ cm}^2, 1.48 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} = 1.92 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on choisit : **2T12** →  $A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

- En appuis :

$$M_{max.u} = 19.94 \text{ KN.m} = 0.01994 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{0.01994}{0.65 \times 0.189^2 \times 14.16} = 0.0606 < \mu_R$$

→ Simple armature

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_u)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0606)}) = 0.0781$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.189 \times (1 - 0.4 \times 0.0781) = 0.183 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0.01994}{0.183 \times 384} = 2.83 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max ( 1.365 \text{ cm}^2 ; 1.48 \text{ cm}^2 )$$

$$A_{st} = 2.83 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Donc on choisit : } \mathbf{1T12+1T14} \longrightarrow A_{st} = 2.27 \text{ cm}^2$$

### ➤ ELS

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_u = 12.43 \text{ KN.m} \\ M_s = 9.04 \text{ KN.m} \\ \gamma = \frac{12.43}{9.04} = 1.375 \end{cases} \implies \alpha \leq \frac{1.375-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.048 < 0.437 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_u = 19.94 \text{ KN.m} \\ M_s = 14.47 \text{ KN.m} \\ \gamma = \frac{19.94}{14.47} = 1.378 \end{cases} \implies \alpha \leq \frac{1.378-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.0781 < 0.44 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### IV. 3.6.2 Armatures transversales

##### ➤ Vérifications au cisaillement

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b^0 \times d} \quad \text{Avec : } b_0 = 0.12 \text{ m ; } d = 0.19 \text{ m ; } V_u = 27.62 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{27.62 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189} = 1.21 \text{ Mpa}$$

○ Pour  $\alpha=90^\circ$  :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} < \tau_u = 1.21 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{l.min}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t = \min(0.6 \text{ cm}, 1.2 \text{ cm}, 1.2 \text{ cm})$$

$$\implies \phi_t = 6 \text{ mm}$$

##### ➤ Calcul de l'espacement des cadres

On utilise la méthode RPA99 (premier cadre sera disposé à 5 cm)

• Zone nodale

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12, \phi_{l.min}, 30 \text{ cm}\right)$$

$$St \leq \min(5.25, 14.4, 30)$$

$$\implies St = 5 \text{ cm}$$



## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

- Zone courante

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10.50 \text{ cm}$$

$$\implies St = 10 \text{ cm}$$

#### ➤ Vérifications au glissement

En appuis :

$$V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 27.62 - \frac{19.94}{0.9 \times 0.189} = -89.60 \text{ KN} < 0 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

#### ➤ Vérifications de la flèche pour armatures longitudinales (ELS)

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Avec : } f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{3.7}{500} = 0.0074 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_{st} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0.65 \times 0.21^3}{12} + 15 \times 2.67 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.21}{2} - 0.021\right)^2$$

$$\implies I_0 = 5.3 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times b} = \frac{2.67 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.189} = 0.0117$$

$$\implies \lambda_i = 3.51$$

$$\bullet \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\implies \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0117 \times 348 + 2.1} = 0.8$$

$$\bullet I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 5.3 \times 10^{-4}}{1 + 3.51 \times 0.8}$$

$$\implies I_{fi} = 1.53 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{s, travée}}{E_i \times I_{fi}} = \frac{9.04 \times 10^{-3}}{32164.195 \times 1.53 \times 10^{-4}}$$

$$\text{Avec : } E_i = 32164.195 \text{ Mpa}$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

$$\implies \frac{1}{\gamma} = 0.00183 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Donc la flèche : } f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{3.7^2}{10} \times 0.00183$$

$$f = 0.0025 < f_{adm} = 0.0074 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ Ancrage des armatures

- Longueur de scellement droit

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \times \chi^2 \times f_{c28}$$

$$\chi = 1.5 \text{ Pour les barres en HA}$$

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 25 = 33.75 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les barres en T14 : } l_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 33.75} = 41.50 \text{ mm} \\ \text{Pour les barres en T12 : } l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 33.75} = 35.55 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- Longueur ancrage courbe

$$l_2 = l_s - \alpha \times l_1 - \beta \times r$$

$$\text{Avec : } r = 5.5\emptyset \quad \text{pour les HA}$$

Nous avons un ancrage à  $90^\circ$  donc :  $\alpha = 1.87$  ;  $\beta = 2.19$  ;  $l_1 = 10\emptyset$

Pour les barres en T14 :

$$l_2 = 41.50 - (1.87 \times 10 \times 14) - (2.19 \times 3 \times 14) = -312.28 < 0$$

$$\text{On prend : } l_2 = 0$$

$$\text{Donc : } l = l_2 + r + \frac{\emptyset}{2} = 0 + (3 \times 14) + \frac{14}{2} = 49 \text{ mm}$$

Pour les barres en T12 :

$$l_2 = 41.50 - (1.87 \times 10 \times 12) - (2.19 \times 3 \times 12) = -261.74 < 0$$

$$\text{On prend : } l_2 = 0$$

$$\text{Donc : } l = l_2 + r + \frac{\emptyset}{2} = 0 + (3 \times 12) + \frac{12}{2} = 42 \text{ mm}$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

#### IV. 3.7. Ferrailage de la dalle de compression

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h} \geq 0.4\% \longrightarrow A_s \geq 0.004 \times 1000 \times 50$$

$$\longrightarrow A_s \geq 200 \text{ mm}^2$$

On prend donc un treillis soudé  $\emptyset 8$ ,  $A_s = 502.4 \text{ cm}^2$  avec un maillage de 20 cm.

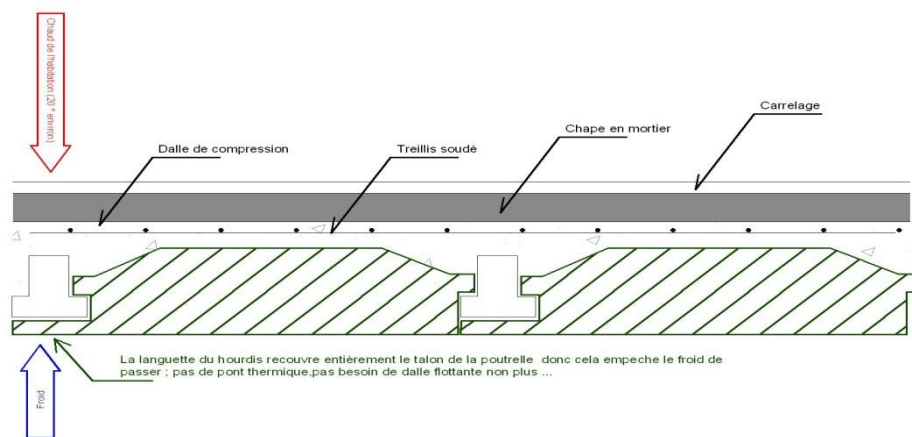


Figure IV.17 : Treillis soudé de la dalle de compression.

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

## IV. 4. ETUDE DE L'ASCENSEUR

### IV. 4.1. Introduction

Un ascenseur est un appareil mécanique utilisé dans des bâtiments de grande hauteur (de 5 étages et plus), il sert à déplacer verticalement des personnes et des charges d'un étage à un autre. Il est nécessairement utilisé dans ce genre de bâtiments afin d'éviter les escaliers.

Il est constitué de plusieurs éléments comme le montre la photo qui suit :

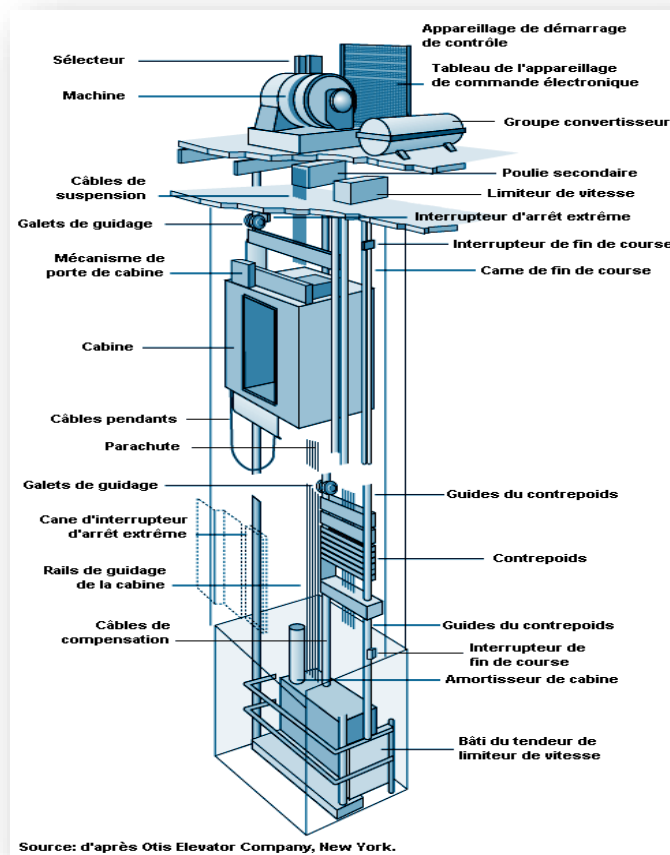


Figure IV.18 : Schéma statique d'un ascenseur.

### IV. 4.2. Epaisseur de la dalle d'ascenseur

$$L_x = 1.6 \text{ m} ; L_y = 1.85 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.85} = 0.86 \longrightarrow 0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \quad \text{Dalle portante dans les deux sens.}$$

$$\frac{L_x}{40} = \frac{160}{40} = 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{D'après CBA 93 : } h = 15 \text{ cm}$$

La dalle reprend des charges très importantes, donc on prend une épaisseur de :  $h = 20 \text{ cm}$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

Et on utilise un revêtement (Carrelage) pour que les conditions du poinçonnement soient vérifiées.

#### IV. 4.3. Evaluation des charges

##### IV. 4.3.1. Charge d'exploitation

Dans notre cas, on utilise un ascenseur pour quatre (4) personnes, le poids estimatif pour ce nombre de personnes est de 320 Kg.

##### IV. 4.3.2. Charge permanente

La charge permanente est tirée à partir d'une fiche technique :

$$G = 1447 \text{ Kg}$$

##### IV. 4.3.3. Combinaison des charges

- ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (1447) + 1.5 \times (320) = 2433.45 \text{ Kg}$$

- ELS

$$Q_s = G + Q = 1447 + 320 = 1767 \text{ Kg}$$

#### IV. 4.4. Evaluation du moment

##### IV. 4.4.1. Les moments dus aux charges concentrées

Le moteur mécanique de l'ascenseur est placé sur un châssis, et en absence d'une fiche technique concernant ce dernier, On a supposé que le châssis a une dimension de  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$  placé à l'extrémité de la dalle posé sur quatre appuis de 10 cm de chaque côté.

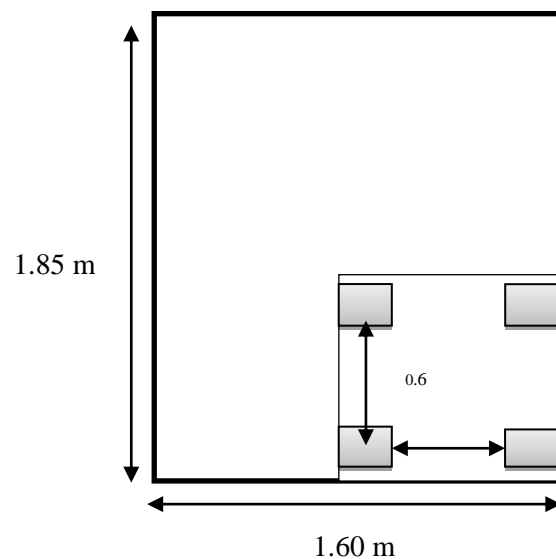
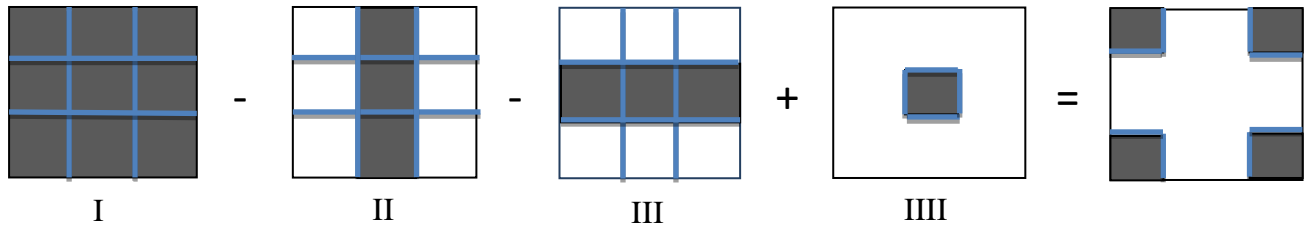


Figure IV.19 : Schéma statique de la dalle d'ascenseur

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

On calcule les moments du aux charges concentrées dans les quatre rectangle de  $(10 \times 10)$  cm<sup>2</sup> en utilisant la méthode de PIGEAUD.



$$M_{xt} = M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}$$

#### ➤ Exemple de calcul

On prend le premier panneau comme exemple :

- **ELU**

$$U = 0.80 \text{ m}; \quad V = 0.80 \text{ m}; \quad h_{dalle} = 0.20 \text{ m}; \quad h_{revetement} = 0.02 \text{ m}$$

$$P_u = q_u \times U \times V$$

Avec :

$$q_{u(machine)} = \frac{q_u}{S_4(pieds)} = \frac{2433.45}{0.1 \times 0.1 \times 4} = 60836.25 \text{ kg/m}^2$$

$$P_u = 60836.25 \times 0.8 \times 0.8 = 389.352 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} U_0 = U + h_{(dalle)} + 2 \times h_{(revetement)} = 0.8 + 0.20 + 2 \times 0.02 = 1.04 \text{ m} \\ V_0 = V + h_{(dalle)} + 2 \times h_{(revetement)} = 0.8 + 0.20 + 2 \times 0.02 = 1.04 \text{ m} \end{cases}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.85} = 0.86 \approx 0.9 \Rightarrow \text{On utilise l'abaque 3 pour la détermination des moments } M_1 \text{ } M_2$$

$$\begin{cases} \frac{U_0}{L_x} = \frac{1.04}{1.6} = 0.65 \\ \frac{V_0}{L_y} = \frac{1.04}{1.85} = 0.56 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 9.2 \times 10^{-2} \\ M_2 = 8.1 \times 10^{-2} \end{cases}$$

- Sens x-x

$$M_{xu1} = (M_1 \times v. M_2) \times P_u \times 1.35 = (0.092 + 0) \times 389.352 \times 1.35$$

$$M_{xu1} = 48.36 \text{ KN.m}$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

○ Sens y-y

$$M_{yu1} = (M_1 v \times M_2) \times P_u \times 1.35 = (0 + 0.081) \times 389.352 \times 1.35$$

$$M_{yu1} = 42.57 \text{ KN.m}$$

• **ELS**

$$P_s = q_s \times U \times V$$

Avec :

$$q_{s(machine)} = \frac{q_s}{S_{4(pieds)}} = \frac{1767}{0.1 \times 0.1 \times 4} = 44175 \text{ kg/m}^2$$

$$P_u = 44175 \times 0.8 \times 0.8 = 282.72 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + h_{(dalle)} + 2 \times h_{(revetement)} = 0.8 + 0.20 + 2 \times 0.02 = 1.04 \text{ m} \\ V = V_0 + h_{(dalle)} + 2 \times h_{(revetement)} = 0.8 + 0.20 + 2 \times 0.02 = 1.04 \text{ m} \end{array} \right.$$

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.85} = 0.86 \approx 0.9 \Rightarrow$  On utilise l'abaque 3 pour la détermination des moments  $M_1 M_2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U_0}{L_x} = \frac{1.04}{1.6} = 0.65 \\ \frac{V_0}{L_y} = \frac{1.04}{1.85} = 0.56 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 9.2 \times 10^{-2} \\ M_2 = 8.1 \times 10^{-2} \end{array} \right.$$

○ Sens x-x

$$M_{xs1} = (M_1 \times v M_2) \times P_u \times 1.35 = (0.092 + 0.081 \times 0.2) \times 282.72$$

$$M_{xs1} = 30.59 \text{ KN.m}$$

○ Sens y-y

$$M_{ys1} = (M_1 v \times M_2) \times P_u \times 1.35 = (0.092 \times 0.2 + 0.081) \times 282.72$$

$$M_{ys1} = 28.10 \text{ KN.m}$$

On a récapitulé les cas restants dans le tableau si dessous :

Panneau	U (m)	V (m)	U <sub>0</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m)	U <sub>0</sub> /L <sub>x</sub>	V <sub>0</sub> /L <sub>y</sub>
1-1	0.8	0.8	1.075	1.075	0.67	0.58
2-2	0.6	0.8	0.84	1.04	0.53	0.56
3-3	0.8	0.6	1.04	0.84	0.65	0.45

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

4-4	0.6	0.6	0.84	0.84	0.53	0.4
-----	-----	-----	------	------	------	-----

Panneau	$M_1 \times 10^{-2}$	$M_2 \times 10^{-2}$	ELU			ELS		
			$P_{ui}$ (KN)	$M_{xui}$ (KN.m)	$M_{yui}$ (KN.m)	$P_{si}$ (KN)	$M_{xsi}$ (KN.m)	$M_{ysi}$ (KN.m)
1-1	0.092	0.081	389.352	48.36	42.57	282.72	30.59	28.10
2-2	0.101	0.087	292.014	39.81	34.29	212.04	25.31	22.77
3-3	0.092	0.083	292.014	36.261	32.72	212.04	23.02	21.50
4-4	0.106	0.092	219.01	31.34	27.20	159.03	19.78	18

Tableau IV.4 : Résultat de calcul

- **ELU**

$$M_{x1} = 48.360 - 39.81 - 36.261 + 31.34 = 3.629 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 38.39 - 32.33 - 36.261 + 27.20 = 2.76 \text{ KN.m}$$

- **ELS**

$$M_{x1} = 30.59 - 25.31 - 23.02 + 19.78 = 2.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 28.10 - 22.77 - 21.5 - 18 = 1.83 \text{ KN.m}$$

#### IV. 4.4.2 Les moments dus aux charges réparties D'après le C.B.A 93 :

$$L_x = 1.6 \text{ m} ; L_y = 1.85 \text{ m} ; h = 0.2 \text{ m}$$

- Charges et surcharges de la dalle :

Désignation $\rho$	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.03	0.60
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20



## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

Dalle pleine en (B.A) 20cm	25	0.2	5
			$\Sigma = 6.6$

Tableau IV.5 : Descente de charge de la dalle

- Charge permanente :  $G = 6.6 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation (réparation et travaux d'entretien) :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- **ELU**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (6.6) + 1.5 \times (1) = 10.41 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS**

$$Q_s = G + Q = 6.6 + 1 = 7.6 \text{ KN/m}^2$$

$$0.4 < \frac{L_x}{L_y} = 0.86 < 1 \longrightarrow \text{Dalle portante dans les 2 sens}$$

- **Calcul des moments fléchissant (méthode BAEL 91)**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times P \times L_x \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

D'après l'annexe E du C.B.A 93 :

$\alpha$	ELU ( $\nu=0$ )		ELS ( $\nu=0.2$ )	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933

Tableau IV.6 : Les valeurs de  $\mu_x \mu_y$ .

**ELU**

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0496 \times 10.41 \times 1.6^2 = 1.32 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1.04 \times 0.7052 = 0.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**ELS**

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0566 \times 7.6 \times 1.6^2 = 1.10 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1.1 \times 0.7933 = 0.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

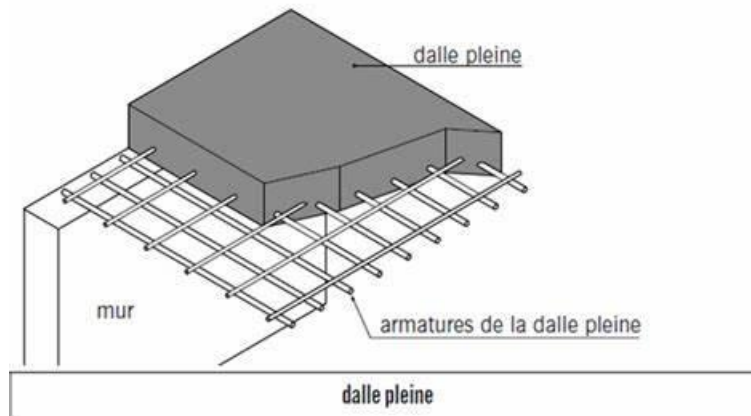


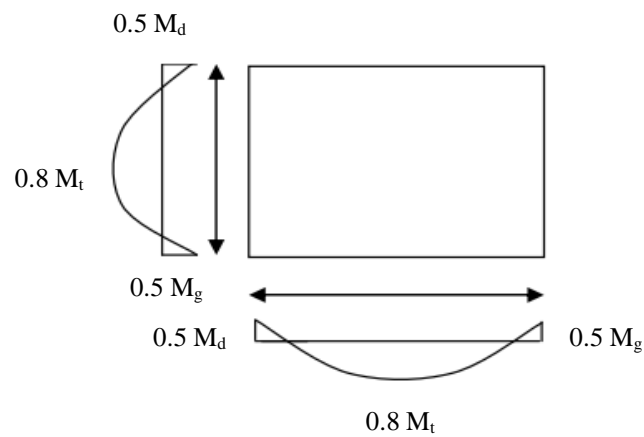
Figure IV.20 : Schéma dalle pleine

#### IV. 4.4.3 Les moments totaux appliqués sur la dalle

##### ELU

- Sens x-x

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.629 + 1.32 = 4.949 \text{ KN.m}$$



$$\begin{cases} M_t = 0.8 \times M_x = 3.95 \text{ KN.m} \\ M_g = 0.5 \times M_x = 2.47 \text{ KN.m} \\ M_d = 0.5 \times M_x = 2.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ Condition B.A.E.L 91 (chapitre A.8)

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_x$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

$$3.95 + \frac{2.47 + 2.47}{2} \geq 1.25 \times 4.949$$

$$6.42 > 6.18 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ Sens y-y

$$M_x = M_{y1} + M_{y2} = 2.76 + 0.93 = 3.69 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0.8 \times M_y = 2.952 \text{ KN.m} \\ M_g = 0.5 \times M_y = 1.845 \text{ KN.m} \\ M_d = 0.5 \times M_y = 1.845 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Condition B.A.E.L 91 (chapitre A.8)**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25M_x$$

$$2.792 + \frac{1.745 + 1.745}{2} \geq 1.25 \times 3.69$$

$$4.797 > 4.61 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### ELS

○ Sens x-x

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 2.04 + 1.10 = 3.14 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0.8 \times M_x = 2.512 \text{ KN.m} \\ M_g = 0.5 \times M_x = 1.57 \text{ KN.m} \\ M_d = 0.5 \times M_x = 1.57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Condition B.A.E.L 91(chapitre A.8)**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25M_x$$

$$2.512 + \frac{1.57 + 1.57}{2} \geq 1.25 \times 2.9$$

$$4.082 > 3.925 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

- Sens y-y

$$M_x = M_{y1} + M_{y2} = 1.83 + 0.87 = 2.7 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0.8 \times M_y = 2.16 \text{ KN.m} \\ M_g = 0.5 \times M_y = 1.35 \text{ KN.m} \\ M_d = 0.5 \times M_y = 1.35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Condition B.A.E.L 91**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25M_x$$

$$2.001 + \frac{1.255 + 1.255}{2} \geq 1.25 \times 2.7$$

$$3.51 > 3.375 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### IV. 4.5. Calcul ferrailage

##### IV. 4.5.1. Condition de non fragilité

D'après le C.B.A 93

Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant. On détermine les sections des armatures longitudinales et on prend en compte la condition de non fragilité dans le choix des armatures.

$$A_{st} \geq b \times d \times 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.2 = 0.18 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq 1 \times 0.18 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

##### IV. 4.5.2. Calcul du ferrailage a l'ELU (armature longitudinale)

- Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 3.95 \text{ KN.m} \\ M_a = 2.47 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

Le ferrailage est calculé pour une bande de 1 ml :

$$b = 1 \text{ ml} ; h = 0.2 \text{ m} ; d = 0.18 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa} ; \mu_R = 0.392$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_s} = 14.17 \text{ MPa}$$

➤ En travée:

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{3.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.0086 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

→ Section simple armature

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0086}) = 0.01$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.01) = 0.18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{3.95 \times 10^{-3}}{0.18 \times 347.82} = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ Choix : 5T10 = 3.93 cm<sup>2</sup>

➤ En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.0053 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

→ Section simple armature

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0053}) = 0.0066$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0066) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

$$A_{st} = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{0.17 \times 347.82} = 0.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ Choix : 3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

○ Sens y-y

$$\begin{cases} M_t = 2.952 \text{ KN.m} \\ M_a = 1.845 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{2.952 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.0064 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

→ Section simple armature

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0064}) = 0.008$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0064) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{2.952 \times 10^{-3}}{0.17 \times 347.82} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ Choix : 5T10 = 3.93 cm<sup>2</sup>

➤ En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1.845 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.0040 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

→ Section simple armature

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0040}) = 0.0050$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0050) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{1.845 \times 10^{-3}}{0.17 \times 347.82} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ Choix : 3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

#### IV. 4.5.3. Vérification a l'ELS

➤ En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2 \\ A_c = 0 \\ n = 15 \end{array} \right.$$

• Position de l'axe neutre

$$b \cdot \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 3.93 \times (18 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 464.43 \text{ cm} \quad x = 4.05 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie

$$I = b \frac{x^3}{3} - n A_{st}(d - x)^2$$

$$I = 100 \times \frac{4.05^3}{3} - 15 \times 3.93 \times (18 - 4.05)^2 = 13686.15 \text{ cm}^4$$

• Vérification des contraintes

Sens x-x :  $M_t = 2.512 \text{ KN.m}$

Sens y-y :  $M_t = 2.16 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\mu \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Sens	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
x-x	0.74	15	38.41	201.63	cv	cv
y-y	0.63	15	33.02	201.63	cv	cv

Tableau IV.7 : Vérification des contraintes en travée.

➤ **En appui :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 3712 = 3.39 \text{ cm}^2 \\ A_c = 0 \\ n = 15 \end{array} \right.$$

• Position de l'axe neutre

$$b \frac{x^2}{2} - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 2.36 \times (18 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 430.86 \text{ cm} \longrightarrow x = 3.80 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie

$$I = b \frac{x^3}{3} - n \cdot A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 100 \times \frac{3.80^3}{3} - 15 \times 3.39 \times (18 - 3.80)^2 = 12082.46 \text{ cm}^4$$

• Vérification des contraintes

Sens x-x :  $M_a = 1.57 \text{ KN.m}$

Sens y-y :  $M_a = 1.35 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$



## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\mu \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Sens	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
x-x	0.49	15	27.67	201.63	cv	cv
y-y	0.42	15	23.79	201.63	cv	cv

Tableau IV.8 : Vérification des contraintes en appuis

#### IV. 4.5.4. Armature de répartition

D'après le B.A.E.L 91, La quantité d'armatures est égale à  $A_{st}/4$

On a pris le même ferrailage dans les 2 sens :

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{En appui : } A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2/ml$$

On prend : 3T8 = 1.51 cm<sup>2</sup>

#### IV. 4.5.5. Espacement

D'après le C.B.A 93

Les espacements entre les armatures sont déterminés suivant la condition suivante :

$$S_t < \min(2h, 22 \text{ cm}) \longrightarrow \text{Suivant x-x}$$

$$S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) \longrightarrow \text{Suivant y-y}$$

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

Direction	Espacement adopté	Espacement max (charge concentrée)	
x-x	20 cm	$\min(2h, 22 \text{ cm})$	CV
y-y	20 cm	$\min(3h, 33 \text{ cm})$	CV

Tableau IV.9 : Récapitulation des espacements

#### IV. 4.6. Vérification au poinçonnement

Le moteur de l'ascenseur est supposé appuyé sur quatre appuis. Il risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle.

Le règlement C.B.A.93 exige la condition suivante :

$$q_u \leq 0.045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $q_u$  : la charge appliquée sur chaque appui :  $q_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{2433.45}{4} = 608.36 \text{ kg}$
- $h$  : épaisseur total de la dalle.
- $P_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

La charge concentré est appliquée sur un carrée de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$  :

Dans le cas d'un revêtement rigide (carrelage) :  $h_{(\text{revetement})} = 0.02 \text{ m}$

$$\begin{cases} U = U_0 + h_{(\text{dalle})} + 2 \times h_{(\text{revetement})} = 0.10 + 0.20 + 2 \times 0.02 = 0.34 \text{ m} \\ V = V_0 + h_{(\text{dalle})} + 2 \times h_{(\text{revetement})} = 0.10 + 0.20 + 2 \times 0.02 = 0.34 \text{ m} \end{cases}$$
$$P_c = 2 \times (U_0 + V_0) = 2 \times (0.34 + 0.34) = 1.36 \text{ m}$$

Donc :

$$0.045 \times 1.36 \times 0.2 \times \frac{2500000}{\gamma_b} = 20400 \text{ kg} > q_u = 608.36 \text{ kg} \text{ Condition vérifié.}$$

Pas de risque de poinçonnement.

## CHAPITRE IV

### Etude des plancher

---

#### IV. 4.7. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \tau_{u,adm}$$

$$\tau_{u,adm} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{u,adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T_{u,max} = \max(T_x, T_y)$$

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2 \times l_x + l_y}$$

$$T_x = \frac{10.41 \times 1.6 \times 1.85}{2 \times 1.6 + 1.85} = 6.10 \text{ KN/m}$$

$$T_y = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

$$T_y = \frac{10.41 \times 1.6}{3} = 5.552 \text{ KN/m}$$

$$T_{u,max} = 6.10 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{6.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.033 \text{ MPa} < \tau_{u,adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Université Abou Baker Belkaid

# CHAPITRE V

Etude sismique

## CHAPITRE V

### Etude sismique

---

#### V. 1. INTRODUCTION

Durant un séisme, la base d'une structure est soumise à de brusques mouvements essentiellement horizontaux dans toutes les directions. Et à la superstructure des forces d'inertie qui s'oppose aux mouvements du sol, ce qui engendre des déplacements assez importants.

L'objectif est de déterminer tout d'abord les efforts sismiques sollicitant chaque étage de la structure, et de vérifier après plusieurs paramètres.

Dans cette partie l'analyse se fera dans les deux sens:

Sens X : perpendiculaire à la façade principale (ossature contreventée par palées)

Sens Y : parallèle à la façade principale (ossature avec contreventement en X).

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse).
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

On va calculer l'effet sismique par les 2 méthodes statiques équivalentes et l'analyse modale spectral pour vérifier à la fin la condition qui suit :

$$V_{dynamique} > 80\% V_{statique}$$

#### V. 2. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale

Le principe de cette méthode réside dans la détermination 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.

Le nombre de modes propres à prendre en compte peut être spécifié comme suit :

- par la limite supérieure de la pulsation, fréquence ou période
- par la limite inférieure du total des masses participantes (en pourcentage), ou de façon directe, par le nombre de modes propres exigés

Selon le RPA99, le nombre de modes propres à prendre en compte doit être supérieur ou égale a 90% des masses participantes

#### V. 3. Principe de la méthode statique équivalente

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces sismique qui s'appliquent a la base de la structure par des forces statiques équivalents a ceux de l'action sismique.

## CHAPITRE V

### Etude sismique

---

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées dans le cas général appliquées successivement suivant les axes principaux du plan horizontal de la structure (axe X ; axe Y)

#### **V. 4. CRITERE DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99**

##### **V. 4.1. Classification de l'ouvrage**

Notre structure se trouve à Maghnia dans la wilaya de Tlemcen qui se situe dans une zone de faible sismicité zone I.

Cet ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur dépasse les 48m, cela signifie qu'il est considéré comme un ouvrage de grande importance, groupe 1B.

Et selon les données du rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, notre sol est un sol meuble S3.

#### **V. 5. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE**

L'étude dynamique d'une structure a pour but la détermination des caractéristiques dynamiques propres. Ces caractéristiques sont obtenues en considérant le comportement en vibration libre non amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

##### **V. 5.1. Modélisation de la structure**

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

Le logiciel SAP2000, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle, mais aussi de déterminer ces déplacements lors d'un chargement.

La modélisation est une étape essentiel avant la conception pour mieux comprendre le comportement de la structure afin de pouvoir dimensionner ces éléments porteurs de façons a résister aux efforts au quels la structure est soumise.

## CHAPITRE V

### Etude sismique

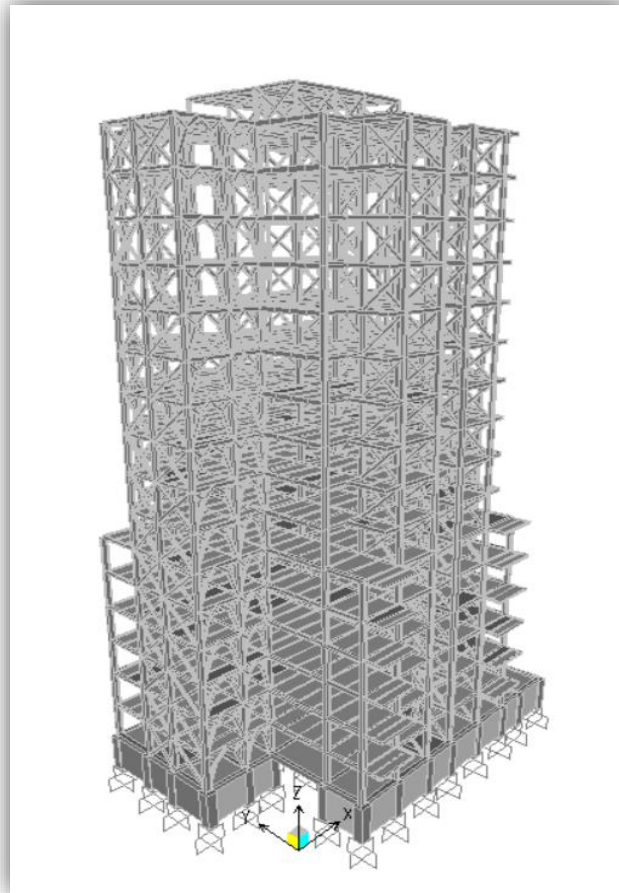


Figure V.1 : Modèle de la structure en 3D.

#### V. 5.2. Spectre de réponse de calcul

Selon le RPA99 (cf. § 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

## CHAPITRE V

### Etude sismique

- A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment  $A=0.10$ .
- $\eta$ : facteur de correction d'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

- $\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau consécutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage.

Quand :  $\xi=5\%$  (acier dense)  $\longrightarrow \eta=1$  (tableau 4.2 valeur de  $\xi\%$  RPA99 V2003)

- Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \int_1^6 Pq$$

- T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S3  $\begin{cases} T^1 = 0.15 \text{ s} \\ T^2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$

- R : coefficient de comportement  $R=4$  (contreventement en X).

Il est donné par le tableau (4.3 RPA99 V2003) en fonction du système de contreventement tel que définie en (§3.4 RPA99 V2003) :

Critère q	Pq	
	X	Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0
	<b>Qx=1.15</b>	<b>Qy=1.10</b>

Tableau V.1 : Valeur du facteur de qualité suivant les deux sens.



## CHAPITRE V

### Etude sismique

---

#### VI. 5.3 Analyse modale

Le spectre de réponse a été calculé par une application du RPA, il est caractérisé par les données suivantes :

- $A = 0.1$
- Zone sismique : 1B
- Coefficient de comportement : 4
- Amortissement :  $\xi = 5\%$
- Facteur de qualité suivant X:  $Q_x = 1.15$
- Facteur de qualité suivant Y :  $Q_y = 1.10$
- Site : meuble S3

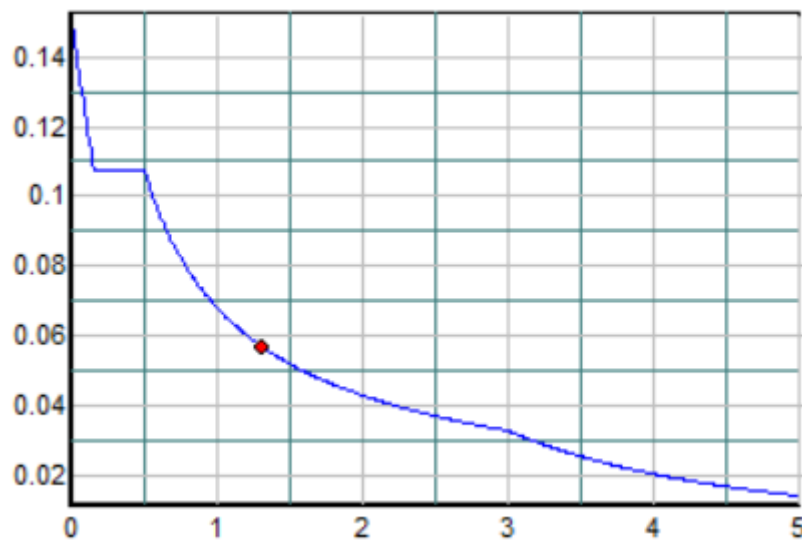


Figure V.2 : Spectre de réponse suivant X.

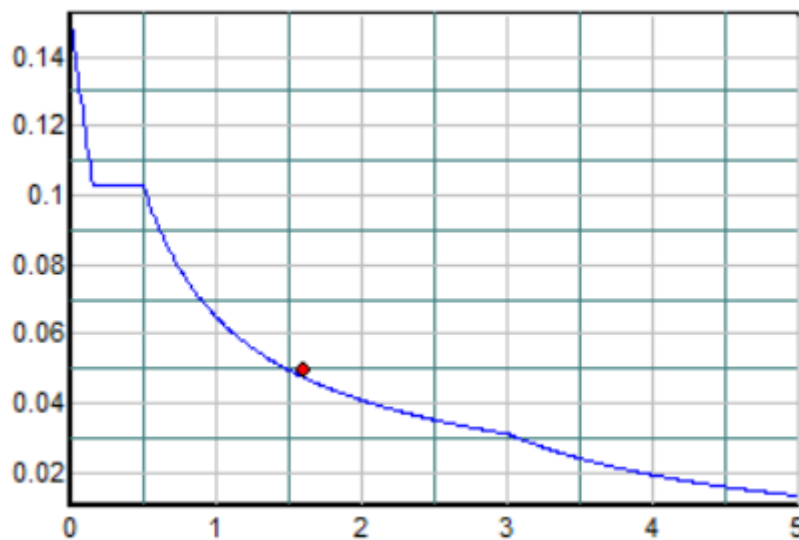


Figure V.3 : Spectre de réponse suivant Y.

## CHAPITRE V

### Etude sismique

---

**Remarque :** après introduction du spectre de réponse suivant X et Y dans le logiciel SAP2000, on a pu tirer le poids de chaque diaphragme a partir du fichier (fichier.out)

Le poids de chaque diaphragme va être utilisé dans l'application MSE99 du RPA99 pour la détermination du l'effort sismique a la base.

#### V. 5.4. Statique équivalente

Le calcul de la réponse sismique suivant les deux directions X et Y ont été déterminer par le programme du RPA99 (MSE99).

Les données introduites :

- $A = 0.1$
- Facteur de qualité :  $Q_x = 1.15$  ;  $Q_y = 1.10$
- Coefficient de comportement  $R_x = 4$  ;  $R_y = 4$
- Facteur d'amortissement :  $\xi_x = 5$  ;  $\xi_y = 5$
- $C_{tx} = 0.05$  ;  $C_{ty} = 0.05$
- Site : meuble (S3)
- Dimension X = 29.70 et dimension Y = 19.60
- Nombre de diaphragme = 18
- Masse de chaque diaphragme :

Numéro Du diaphragme	Masse de chaque Diaphragme [t]	Hauteur d'étage
1 <sup>er</sup>	636.485	3.06
2 <sup>ème</sup>	390.880	3.06
3 <sup>ème</sup>	390.880	3.06
4 <sup>ème</sup>	390.880	3.06
5 <sup>ème</sup>	388.04	3.06
6 <sup>ème</sup>	385.20	3.06
7 <sup>ème</sup>	385.20	3.06
8 <sup>ème</sup>	350	3.06
9 <sup>ème</sup>	350	3.06

## CHAPITRE V

### Etude sismique

<b>10<sup>ème</sup></b>	345.35	3.06	
<b>11<sup>ème</sup></b>	345.35	3.06	
<b>12<sup>ème</sup></b>	345.35	3.06	
<b>13<sup>ème</sup></b>	345.35	3.06	
<b>14<sup>ème</sup></b>	340.95	3.06	
<b>15<sup>ème</sup></b>	340.95	3.06	
<b>16<sup>ème</sup></b>	340.95	3.06	
<b>17<sup>ème</sup></b>	380.27	3.06	
<b>18<sup>ème</sup></b>	83.900	3.06	<b>Wt=6535.986 t</b>

Tableau V.2 : Poids de chaque plancher.

➤ **Les résultats obtenus par la méthode statique équivalente :**

- effort tranchant a la base :

$$\begin{cases} V_x = 315.232 t \\ V_y = 281.05 t \end{cases}$$

- Effort a chaque étage :

<b>Plancher</b>	<b>Fx [t]</b>	<b>Fy [t]</b>	<b>Vx [t]</b>	<b>Vy [t]</b>
<b>1<sup>er</sup></b>	3.339	2.955	315.232	281.05
<b>2<sup>ème</sup></b>	4.102	3.629	311.892	278.076
<b>3<sup>ème</sup></b>	6.153	5.443	307.791	274.447
<b>4<sup>ème</sup></b>	8.203	7.258	301.638	269.003
<b>5<sup>ème</sup></b>	10.18	9.007	293.435	261.745
<b>6<sup>ème</sup></b>	12.126	10.729	283.255	252.739
<b>7<sup>ème</sup></b>	14.147	12.517	271.129	242.01
<b>8<sup>ème</sup></b>	14.691	12.998	256.981	229.493
<b>9<sup>ème</sup></b>	16.527	14.623	242.291	216.495

## CHAPITRE V

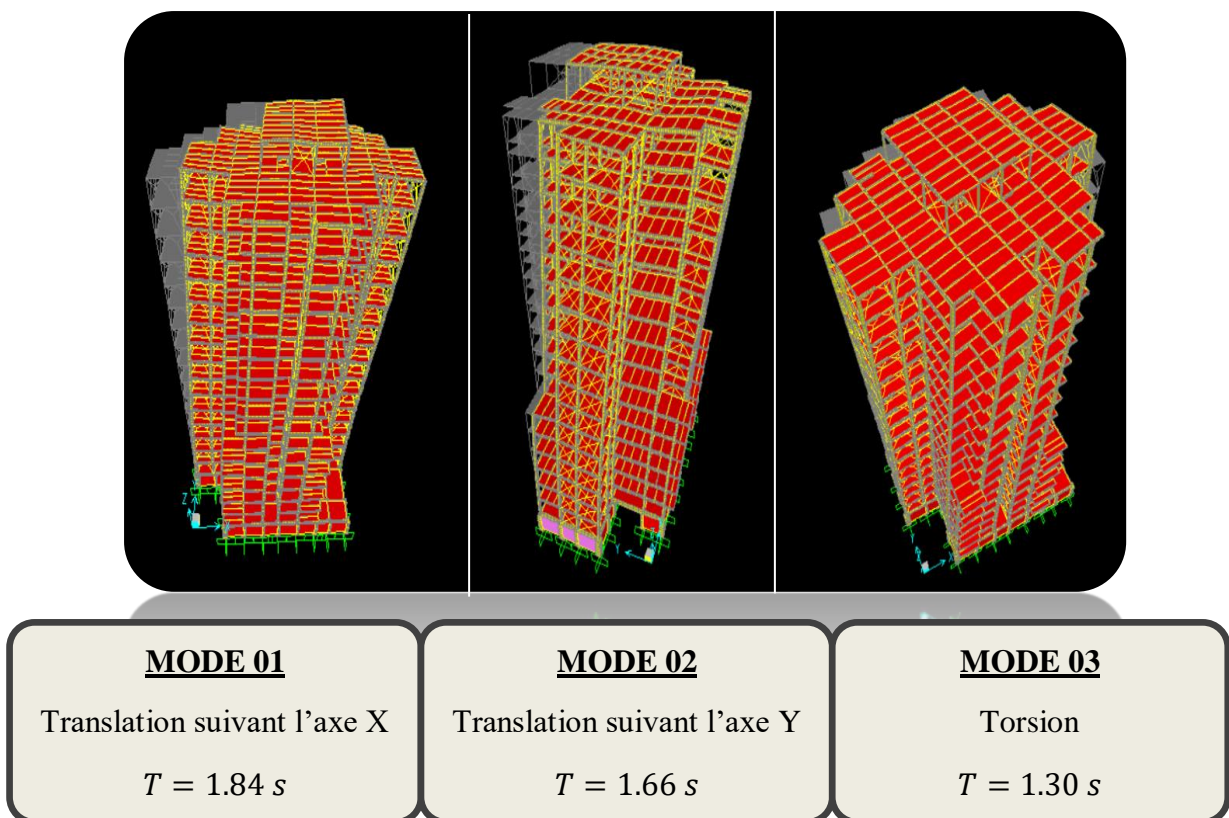
### Etude sismique

<b>10<sup>ème</sup></b>	18.12	16.031	225.763	201.873
<b>11<sup>ème</sup></b>	19.932	17.635	207.644	185.542
<b>12<sup>ème</sup></b>	21.744	13.238	187.712	168.207
<b>13<sup>ème</sup></b>	23.556	20.841	165.969	148.969
<b>14<sup>ème</sup></b>	25.044	22.188	142.413	128.129
<b>15<sup>ème</sup></b>	26.833	23.741	117.369	105.971
<b>16<sup>ème</sup></b>	28.622	25.323	90.536	82.23
<b>17<sup>ème</sup></b>	33.918	30.009	61.913	56.906
<b>18<sup>ème</sup></b>	27.995	26.897	27.995	26.897

Tableau V.3 : Effort à chaque étage.

➤ **Les différents modes obtenus par le logiciel SAP2000**

Figure V.4 : Les 3 premiers modes de vibration lors d'un séisme.



## CHAPITRE V

### Etude sismique

## V. 6. VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE

Selon le RPA99, la période fondamentale  $T$  obtenue par le logiciel SAP2000, ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenue :  $T = 1.84 \text{ s}$ .

La période empirique :  $T_{\text{emp}} = C_T \times h_n^{3/4} = 0.05 \times 55.08^{3/4} = 1.011 \text{ s}$ .

- $h_n$ : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.
- $C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. (tableau 4.6 RPA99 v2003)

Donc :  $T = 1.84 \text{ s} > 130\% T_{\text{emp}} = 1.314 \text{ s} \longrightarrow$  Condition non vérifié

**Remarque :** Une structure en charpente est flexible donc on peut tolérer une période un peu plus grande que la période empirique.

### V. 6.1 Vérification de la force sismique à la base

La force sismique totale  $V$  est donnée par la formule suivante : RPA99 (cf. § 4.2.3) :

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

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone :  $A = 0.1$
- $D$  : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :  $T = \min(Ty.min ; Tx.min)$

Selon le RPA 99 (cf. § 4.2.4) :

$$Tymin = \begin{cases} Ty = C_T \times h_n^{3/4} = 1.011 \text{ s} \\ Ty = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}} = 1.12 \text{ s} \end{cases}$$

## CHAPITRE V

### Etude sismique

---

$$Tx_{min} = \begin{cases} Tx = C_T \times h_n^{3/4} = 1.011 \text{ s} \\ Tx = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}} = 0.909 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{On a: } T = 0.909 \text{ s} \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

- $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site ( $T_2 = 0.5 \text{ s}$ ).
- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement avec  $\xi$  (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif. ( $\eta = 1$ ).

Calcul du facteur d'amplification dynamique suivant X et Y :

- Pour  $T_y = 1.011 \text{ s}$

$$\begin{cases} Dy = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \\ Dy = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{1.011}\right)^{2/3} \\ Dy = 1.563 \end{cases}$$

- Pour  $T_x = 0.909 \text{ s}$

$$\begin{cases} Dx = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \\ Dx = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{1.011}\right)^{2/3} \\ Dx = 1.678 \end{cases}$$

- Q : Facteur de qualité ( $Q_x = 1.15$  ;  $Q_y = 1.10$ ).
- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement ( $R = 4$ ).
- W : Poids total de la structure (calculée par SAP2000) :  $W_T = 6535.986 \text{ t}$

Donc :

$$V_x = \frac{0.1 \times 1.678 \times 1.15}{4} \times 6535986 = 315312.304 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0.1 \times 1.563 \times 1.10}{4} \times 6535986 = 280933.018 \text{ daN}$$

## CHAPITRE V

### Etude sismique

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.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, et à partir du SAP2000 les résultats sont comme suit :

	<b>GLOBAL FX [daN]</b>	<b>GLOBAL FY [daN]</b>
<b>Ex</b>	172203.7	829
<b>Ey</b>	828.9	190574.8

Tableau V.4 : Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x \text{ dynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{172203.7^2 + 829^2} = 172205.695 \text{ daN} \\ V_y \text{ dynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{828.9^2 + 190574.8^2} = 190576.602 \text{ daN} \end{array} \right.$$

	<b>V dynamique</b>	<b>V statique</b>	<b>80 % Vstatique</b>	<b>V dyn &gt; 80% V stat</b>
<b>Vx</b>	172205.695	351312.304	281049.843	C.N.V
<b>Vy</b>	190576.602	280933.018	224746.414	C.N.V

Tableau V.5 : Comparaison de V statique avec 80% de Vdynamique.

On remarque que :  $V_{dyn} < 80\% V_{stat}$   $\longrightarrow$  La condition n'est pas vérifiée.

Donc on doit corriger l'effort sismique et le déplacement, en calculant deux coefficients qui sont donnés comme suit, les multipliés par 9.81 ( $9.81 \times coef$ ), et les introduire par la suite au spectre (SAP2000).

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{V_{statique X}}{V_{dynamique X}} = \frac{281049.843}{172205.695} = 1.30 \leq Coef \\ 0.8 \times \frac{V_{statique Y}}{V_{dynamique Y}} = \frac{280933.018}{190576.602} = 1.12 \leq Coef \end{array} \right.$$

## CHAPITRE V

### Etude sismique

On prend donc :

$$Coef_x = 1.70 \quad Coef_y = 1.30$$

	GLOBAL FX [daN]	GLOBAL FY [daN]
Ex	292746.30	1409.30
Ey	1077.60	247747.20

Tableau V.6 : Les forces sismiques après correction suivant les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} Vx \text{ dynamique} = \sqrt{Fx^2 + Fy^2} = \sqrt{292746.3^2 + 1409.3^2} = 292749.692 \text{ daN} \\ Vy \text{ dynamique} = \sqrt{Fx^2 + Fy^2} = \sqrt{1077.6^2 + 247747.2^2} = 247749.543 \text{ daN} \end{array} \right.$$

	V dynamique	V statique	80 % Vstatique	V dyn > 80% V stat
Vx	292749.692	351312.304	281049.843	C.V
Vy	247749.543	280933.018	224746.414	C.V

Tableau V.7 : Comparaison de V statique avec 80% de v dynamique.

#### V. 6.2 Vérification des déplacements

Selon le RPA99(cf. § 4.4.3)

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

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

- $\delta_k$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).
- R : Coefficient de comportement. Le déplacement relative 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.



## CHAPITRE V

### Etude sismique

NIVEAUX	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\Delta_k$	$\frac{H_{\text{étage}}}{1000}$	$\Delta_k < \frac{H_{\text{étage}}}{1000}$
<b>S.SOL</b>	0.0077	0.0308	0.03	3.06	CV
<b>RDC</b>	0.163	0.652	0.612	3.06	CV
<b>1<sup>er</sup></b>	0.468	1.872	1.22	3.06	CV
<b>2<sup>eme</sup></b>	0.878	3.512	1.64	3.06	CV
<b>3<sup>eme</sup></b>	1.372	5.488	1.976	3.06	CV
<b>4<sup>eme</sup></b>	1.934	7.736	2.248	3.06	CV
<b>5<sup>eme</sup></b>	2.561	10.244	2.508	3.06	CV
<b>6<sup>eme</sup></b>	3.161	12.644	2.4	3.06	CV
<b>7<sup>eme</sup></b>	3.906	15.624	2.98	3.06	CV
<b>8<sup>eme</sup></b>	4.667	18.668	3.04	3.06	CV
<b>9<sup>eme</sup></b>	5.400	21.6	2.93	3.06	CV
<b>10<sup>eme</sup></b>	6.134	24.536	2.936	3.06	CV
<b>11<sup>eme</sup></b>	6.686	27.472	2.93	3.06	CV
<b>12<sup>eme</sup></b>	7.582	30.328	2.856	3.06	CV
<b>13<sup>eme</sup></b>	8.228	32.922	2.594	3.06	CV
<b>14<sup>eme</sup></b>	8.957	39.828	2.916	3.06	CV
<b>15<sup>eme</sup></b>	9.606	38.424	2.596	3.06	CV
<b>TERRASSE</b>	10.128	40.512	2.088	3.06	CV

Tableau V.8 : Déplacement résultant suivant X.

NIVEAUX	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\Delta_k$	$\frac{H_{\text{étage}}}{1000}$	$\Delta_k < \frac{H_{\text{étage}}}{1000}$
<b>S.SOL</b>	0.0097	0.0388	0.0388	3.06	CV
<b>RDC</b>	0.129	0.516	0.477	3.06	CV
<b>1<sup>er</sup></b>	0.361	1.444	0.928	3.06	CV
<b>2<sup>eme</sup></b>	0.683	2.732	1.288	3.06	CV

## CHAPITRE V

### Etude sismique

<b>3<sup>eme</sup></b>	1.079	4.316	1.584	3.06	CV
<b>4<sup>eme</sup></b>	1.536	6.144	1.828	3.06	CV
<b>5<sup>eme</sup></b>	2.044	8.176	2.032	3.06	CV
<b>6<sup>eme</sup></b>	2.594	10.376	2.2	3.06	CV
<b>7<sup>eme</sup></b>	3.089	12.356	1.98	3.06	CV
<b>8<sup>eme</sup></b>	3.774	15.096	2.74	3.06	CV
<b>9<sup>eme</sup></b>	4.387	17.548	2.452	3.06	CV
<b>10<sup>eme</sup></b>	5.006	20.02	2.472	3.06	CV
<b>11<sup>eme</sup></b>	5.625	22.5	2.48	3.06	CV
<b>12<sup>eme</sup></b>	6.239	24.956	2.456	3.06	CV
<b>13<sup>eme</sup></b>	6.845	27.38	2.424	3.06	CV
<b>14<sup>eme</sup></b>	7.442	29.768	2.388	3.06	CV
<b>15<sup>eme</sup></b>	8.028	32.112	2.344	3.06	CV
<b>TERRASSE</b>	7.771	31.084	1.028	3.06	CV

Tableau V.9: Déplacement résultant suivant Y.

#### V. 6.3 Vérification vis à vis de l'effet P- $\Delta$

Selon RPA99 (cf. § 5.9)

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligé dans les cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta \leq 0.1$$

<b>NIVEAUX</b>	<b><math>\Theta_x</math></b>	<b><math>\Theta_y</math></b>	<b><math>\Theta \leq 0.1</math></b>
<b>S.SOL</b>	0.029	0.036	CV
<b>RDC</b>	0.027	0.033	CV
<b>1<sup>er</sup></b>	0.025	0.031	CV
<b>2<sup>ème</sup></b>	0.024	0.029	CV
<b>3<sup>ème</sup></b>	0.023	0.028	CV

## CHAPITRE V

### Etude sismique

4 <sup>ème</sup>	0.022	0.026	CV
5 <sup>ème</sup>	0.021	0.025	CV
6 <sup>ème</sup>	0.02	0.024	CV
7 <sup>ème</sup>	0.019	0.023	CV
8 <sup>ème</sup>	0.018	0.022	CV
9 <sup>ème</sup>	0.017	0.021	CV
10 <sup>ème</sup>	0.016	0.020	CV
11 <sup>ème</sup>	0.016	0.019	CV
12 <sup>ème</sup>	0.015	0.018	CV
13 <sup>ème</sup>	0.014	0.017	CV
14 <sup>ème</sup>	0.013	0.015	CV
15 <sup>ème</sup>	0.011	0.013	CV
<b>TERRASSE</b>	0.197	0.25	C.N.V

Tableau V.10 : Vérification de l'effet du 2<sup>ème</sup> ordre.

- **Remarque :**

Pour la terrasse l'effet P- $\Delta$  n'est pas vérifié mais on peut l'accepter car la buanderie est négligeable vis-à-vis du deuxième ordre.

## V. 7. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DU JUIV SISMIQUE

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $D_{\min}$  satisfait la condition suivante :

$$D_{\min} = 15 + (\delta^1 + \delta^2) \geq 40 \text{ m}$$

$$\delta = \max \delta = 101.28 \text{ mm}$$

$$\longrightarrow D_{\min} = 15 + 101.28 = 116.28 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Université Abou Baker Belkaid

# CHAPITRE VI

## Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

## VI. 1. INTRODUCTION

La solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples est donnée par les ossatures en acier simples, contreventées, rigides.

La structure est composée de poutres principales et de poteaux et les éléments secondaires sont les poutres secondaires et les contreventements.

Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de sorte à résister aux charges appliquées et cela en passant par la réglementation du CCM97.

## VI. 2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

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

Selon de CCM97 :

### VI. 2.1. Poutre de rive terrasse inaccessible

Pour les poutres de rives de terrasse inaccessible, on a choisi des profilés en IPE 270.

D'après le logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :  $G + Q + EY$  avec :

$$M_{sd} = 3846.22 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 713 \text{ daN.m}$$

#### VI. 2.1.1. Classe du profilé IPE 270

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{tw} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{fy} = 1$$

$$\frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72 \quad \longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{135/2}{10.2} = 6.62 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 2.1.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \text{ Avec : } A_v = A - 2bt_f + (tw + 2r)tf = 2209.32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2209.32}{1.1} = 273754.83 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 13687.74 \text{ daN} > V_{sd} = 713 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 2.1.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{484 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 103400000 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 10340 \text{ daN.m} > M_{sd} = 34846.22 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

#### VI. 2.2. Poutre intermédiaire terrasse inaccessible

Pour les poutres intermédiaires de terrasse inaccessible, on a choisit des profilés en IPE 270.

D'après le logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :  $G + Q + EY$  avec :

$$M_{sd} = 4257.60 \text{ daN.m} \quad V_{sd} = 5317.30 \text{ daN.m}$$

#### VI. 2.2.1. Classe du profilé IPE 270

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{tw} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72 \quad \longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{135/2}{10.2} = 6.62 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 2.2.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 2209.32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2209.32}{1.1} = 273754.83 \text{ N}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 13687.74 \text{ daN} > V_{sd} = 5317.30 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 2.2.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{484 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 103400000 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 10340 \text{ daN.m} > M_{sd} = 4257.60 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

#### VI. 2.3. Poutre de rive terrasse accessible

Pour les poutres de rive terrasse accessible, on a choisi des profilés en IPE 240.

D'après le logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :  $G + Q + EY$

$$M_{sd} = 1530.66 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 2058.40 \text{ daN.m}$$

#### VI. 2.3.1. Classe du profilé IPE 240

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{190.4}{6.2} = 30.70 \leq 72 \quad \longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{120/2}{9.8} = 6.12 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 2.3.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \text{ Avec : } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 1912.76 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1912.76}{1.1} = 237008.35 \text{ N}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 11850.41 \text{ daN} > V_{sd} = 2058.40 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 2.3.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{356.6 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 76182727.27 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 7618.27 \text{ daN.m} > M_{sd} = 1530.66 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE240 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

#### VI. 2.4. Poutre intermédiaire terrasse accessible

Pour les poutres intermédiaires de terrasse accessible, on a choisi des profilés en IPE 360.

D'après le logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :  $G + Q + E_y$

$$M_{sd} = 14529.81 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 12064.20 \text{ daN.m}$$

#### VI. 2.4.1. Classe du profilé IPE 360

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{298.6}{8} = 37.32 \leq 72 \quad \longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{170/2}{12.7} = 6.69 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.



## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 2.4.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 3510.80 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 3510.80}{1.1} = 435020.03 \text{ N}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 21751 \text{ daN} > V_{sd} = 12064.20 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 2.4.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 217695454.5 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 21769.54 \text{ daN.m} > M_{sd} = 14529.81 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE360 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

#### VI. 2.5. Poutre principale en console terrasse accessible

Pour les poutres principales en console de terrasse accessible, on a choisi des profilés en IPE220.

D'après le logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :  $1.35G + 1.5Q$

$$M_{sd} = 4745 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 4630 \text{ daN.}$$

##### VI. 2.5.1. Classe du profilé IPE 220

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{177.6}{5.9} = 30.10 \leq 72 \quad \longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{110/2}{9.2} = 5.97 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 2.5.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 1591.08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1591.08}{1.1} = 197149.27 \text{ N}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 98574.6 \text{ daN} > V_{sd} = 4630 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 2.5.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285.4 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 60971818.18 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 6097.18 \text{ daN.m} > M_{sd} = 4745 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

#### VI. 2.6. Poutre de rive étage courant

Pour les poutres principales de rive étage courant, on a choisi des profilés en IPE270.

D'après le logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :  $G + Q + EY$  avec :

$$M_{sd} = 6837.06 \text{ daN.m} \quad V_{sd} = 5085.80 \text{ daN.m}$$

#### VI. 2.6.1. Classe du profilé IPE 270

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72 \quad \longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{135/2}{10.2} = 6.62 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 2.6.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 2209.32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2209.32}{1.1} = 273754.83 \text{ N}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 13687.74 \text{ daN} > V_{sd} = 5085.80 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 2.6.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285.4 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 103400000 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 10340 \text{ daN.m} > M_{sd} = 6837.06 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

#### VI. 2.7. Poutre intermédiaire étage courant

Pour les poutres intermédiaires d'étage courant, on a choisi des profilés en IPE 360.

D'après le logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :  $G + Q + EY$

$$V_{sd} = 15603.94 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 11184.60 \text{ daN.m}$$

#### VI. 2.7.1. Classe du profilé IPE 360

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{298.6}{8} = 37.32 \leq 72 \quad \longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{170/2}{12.7} = 6.69 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 2.7.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 3510.80 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 3510.80}{1.1} = 435020.03 \text{ N}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 21751 \text{ daN} > V_{sd} = 11184.60 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 2.7.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{PLy} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 217695454.5 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 21769.54 \text{ daN.m} > M_{sd} = 15603.94 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE360 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

#### VI. 2.8. Poutre principale en console étage courant

Pour les poutres principales en console d'étage courant, on a choisi des profilés en IPE200.

D'après le logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :  $1.35G + 1.5Q$

$$M_{sd} = 3890 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 3841 \text{ daN.m}$$

#### VI. 2.8.1. Classe du profilé IPE 200

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{159}{5.6} = 28.39 \leq 72 \quad \longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{100/2}{9.2} = 5.88 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 2.8.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 1401.60 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1401.60}{1.1} = 17367.09 \text{ N}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 8683.54 \text{ daN} > V_{sd} = 3841 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 2.8.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220.6 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 47128181.82 \text{ N.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 4712.81 \text{ daN.m} > M_{sd} = 3890 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE200 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

#### VI. 2.9. Poutre secondaire

Pour les poutres secondaires, on a choisi des profilés en IPE 270.

D'après le logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :  $G + Q + EX$

$$M_{sd} = 8856.32 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 5971.60 \text{ daN.m}$$

#### VI. 2.9.1. Classe du profilé IPE 270

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72 \quad \longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{135/2}{10.2} = 6.62 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 2.9.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 2209.32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2209.32}{1.1} = 273754.83 \text{ N}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 13687.74 \text{ daN} > V_{sd} = 5971.60 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 2.9.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{484 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 103400000 \text{ N.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 10340 \text{ daN.m} > M_{sd} = 8856.32 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

## VI. 3. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

#### VI. 3.1. Tronçons du RDC au 3<sup>ème</sup> étage

Pour ce tronçon on a tiré des profilés en HEA 450. D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :

$$G + Q + EX$$

Avec :

$$N_{sd} = 223798.40 \text{ daN}$$

$$M_{y.sd} = 7860.44 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = 3743.52 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 2229.80 \text{ daN}$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

#### VI. 3.1.1. Classe du profilé HEB 450

- Classe de l'âme fléchie et comprimée

Dans ce cas  $\alpha = 0.24 < 0.5$  (Annexe C).

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha} \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{f_y} = 1$$

$$\frac{219.6}{6.6} = 24.53 \leq 72 \quad \longrightarrow \quad \text{L'âme est de classe I.}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{300/2}{26} = 5.76 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

#### VI. 3.1.2. Vérification de la résistance à la flexion composée

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier. Le déversement est pris en considération que si :

$$\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$$

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

Section transversales de classe I  $\longrightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = 1 \quad \longrightarrow \quad \lambda_1 = 93.9$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective  $K$  et  $K_w$  sont pris égale à 0.5 et donc la formule de  $\lambda_{LT}$  est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \cdot L \cdot \left(\frac{W_{ply}^2}{I_w \cdot I_z}\right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}\right]^{0.25}}$$
$$\lambda_{LT} = \frac{0.5 \times 3060 \times \left(\frac{(3982 \times 10^3)^2}{(5258 \times 10^9) \times (11720 \times 10^4)}\right)^{0.25}}{\sqrt{3.093} \times \left[\left(\frac{0.5}{0.5}\right)^2 + \frac{(0.5 \times 3060)^2 \times 81000 \times 440.6 \times 10^4}{3.14^2 \times 210000 \times 5258 \times 10^9}\right]^{0.25}} = 12.88$$

Avec  $C_1 = 3.093$  selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective  $K$ .

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{12.88}{93.9} = 0.137 < 0.4$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ , donc il est inutile de prendre en compte le déversement.

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

➤ **Calcul de  $\chi_{min}$**

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{L_{fy}/i_y}{93.9\epsilon} = \frac{\frac{0.5 \times 3060}{191.4}}{93.9} = 0.0851 < 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{L_{fz}/i_z}{93.9\epsilon} = \frac{\frac{0.5 \times 3060}{73.3}}{93.9} = 0.222 > 0.2 \end{cases}$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z.

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.222 - 0.2) + 0.222^2] = 0.528$$

Avec  $\alpha = 0.34$  le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement b.

$$\chi_{min} = \chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.528 + [0.528^2 - 0.222^2]^{0.5}} = 0.99 < 1$$

➤ **Calcul de  $k_y$  et  $k_z$**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot ((2 \times \beta_{my}) - 4) + \frac{(W_{pl,y} - W_{el,y})}{W_{el,y}}$$

$$\mu_y = 0.0851 \times (2 \times 2.34 - 4) + \frac{(3982 \times 10^3) - (3551 \times 10^3)}{3551 \times 10^3} = 0.179$$

$$k_y = 1 - \frac{0.179 \times 2344098}{1 \times 21800 \times 235} = 0.918$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec : } \mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot ((2 \times \beta_{mz}) - 4) + \frac{(W_{pl,z} - W_{el,z})}{W_{el,z}}$$

$$\mu_z = 0.222 \times (2 \times 2.48 - 4) + \frac{(1198 \times 10^3) - (781.4 \times 10^3)}{781.4 \times 10^3} = 0.74$$

$$k_z = 1 - \frac{0.74 \times 2344098}{0.99 \times 21800 \times 235} = 0.657$$

$\beta_{My}$  ;  $\beta_{Mz}$  : Facteurs de moment uniforme équivalent (voir ANNEXE C).

Après avoir déterminé  $k_y$  et  $k_z$  et  $\chi_{min}$  :



## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

$$\frac{2237984}{0.99 \times 21800 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.918 \times (786.44 \times 10^4)}{(3982 \times 10^3) \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.657 \times (3743.52 \times 10^4)}{(1198 \times 10^3) \cdot \frac{235}{1.1}} = 0.666 < 1$$

#### VI. 3.1.3. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 7968 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 7968}{1.1} = 987307.63 \text{ N}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 49365.38 \text{ daN} > V_{sd} = 2229.80 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 3.1.4. Vérification des déplacements

Il est nécessaire de vérifier les déplacements en tête de poteaux  $\Delta$ , afin de se prémunir contre d'éventuels désordres dans les éléments secondaires.

$$\Delta \leq \Delta_{adm} \quad \text{Avec} \quad \Delta_{adm} = \frac{h}{400} = \frac{306}{400} = 0.765 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{\sigma_f \cdot h^2}{3.10000 \cdot H} \left(1 + \frac{1}{2 \cdot k}\right)$$

- $\sigma_f$  : La contrainte à la flexion

$$\sigma_f = \frac{M_{y.sd}}{W_{pl.y}} = \frac{5936.24 \times 10^{-5}}{3982 \times 10^{-6}} = 14.90 \text{ MPa}$$

- $h$  : Hauteur du poteau
- $H$  : Hauteur du profil du poteau

$$k = \frac{I_{y.poutre}}{L_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{I_{y.poteau}} = \frac{16270}{6900} \times \frac{3060}{79890} = 0.09$$

$$\Delta = \frac{14.90 \times 3.06^2}{3 \times 10000 \times 0.45} \left(1 + \frac{1}{2 \cdot 0.09}\right) = 0.067 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0.067 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 0.765 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :** la procédure de calcul du poteau si dessus est la même pour les autres poteaux. Le calcul des poteaux est récapitulé dans les tableaux.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Tronçons	Profilés	classe	$N_{sd}$ (daN)	$M_{y,sd}$ (daN.m)	$M_{z,sd}$ (daN.m)	$V_{sd}$ (daN)
Terrasse inaccessible	HEA 180	Classe I	9404.50	2706.01	1950	1468.40
Du 11 <sup>ème</sup> au 15 <sup>ème</sup>	HEB 340	Classe I	58219.40	5407.23	4482.28	2997.90
Du 7 <sup>ème</sup> au 11 <sup>ème</sup>	HEB 360	Classe I	110670.80	4692.79	3325.92	3325.92
Du 3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup>	HEB 400	Classe I	165395.40	4692.83	3412.01	3412.01
Du RDC au 3 <sup>ème</sup>	HEB 450	Classe I	223798.40	7860.44	3743.52	2229.80

Tableau VI.1 : Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.

Tronçons	Profilé	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	Ratio	$0.5 V_{plRd}$ (daN)	$\Delta$	$\Delta_{adm}$
Terrasse inaccessible	HEA 180	0.183	0.360	0.94	8995.80	8995.80	0.138	0.765
Du 11 <sup>ème</sup> au 15 <sup>ème</sup>	HEB 340	0.113	0.216	0.98	34750.30	34750.30	0.127	0.765
Du 7 <sup>ème</sup> au 11 <sup>ème</sup>	HEB 360	0.113	0.217	0.99	37521.22	37521.22	0.100	0.765
Du 3 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup>	HEB400	0.114	0.220	0.99	43368.18	43368.18	0.053	0.765
Du RDC au 3 <sup>ème</sup>	HEB 450	0.137	0.222	0.99	49365.38	49365.38	0.067	0.765

Tableau VI.2 : Résistance et déplacements des poteaux.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

## VI. 4. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature. On peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux.
- Limiter les déformations,
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments. Pour ce cas on a deux types de contreventement :
  - Contreventement en X
  - Contreventement en V

La disposition des contreventements (voir ANNEXE A) s'est faite de telle sorte à minimiser la période et le déplacement, bonne répartition de la rigidité tout en respectant la fonctionnalité du bâtiment.

### VI. 4.1. Contreventement en V (Palée)

Ce type de contreventement se situe sur le sens X :

- 2UPN 220 avec  $L = 2.46 \text{ m}$

D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :  $G + Q + EX$

$$N_{sd} = 54621.40 \text{ daN}$$

#### VI. 4.1.1. Vérification à la compression

$$N_{sd} \leq N_{plRd}$$
$$N_{plRd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

On a le profil de classe I lorsque il est soumis à la compression :  $\beta_A = 1$

- **Calcul de l'élanement  $\lambda$**

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_z} = \frac{2.46 \times 10^3}{8.48 \times 10} = 29 \\ \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2.46 \times 10^3}{12.30 \times 10} = 20 \end{array} \right.$$
$$\lambda = \max(\lambda_y; \lambda_z) = 29$$

$L_f$  : Longueur de flambement art – art ( $L_f = L$ ).

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \beta_A^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9 \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = 1 \quad \longrightarrow \quad \lambda_1 = 93.9$$

Alors :

$$\bar{\lambda} = \frac{29}{93.9} = 0.31 > 0.2$$

On peut dire qu'il y'a risque de flambement.

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.31 - 0.2) + 0.31^2] = 0.575$$

Avec  $\alpha = 0.49$  le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement c pour une section en U.

$$\chi = \frac{1}{0.575 + [0.575^2 - 0.31^2]^{0.5}} = 0.814 < 1$$

Donc :

$$N_{plRd} = \frac{0.814 \times 1 \times 3740 \times 235}{1.1} \times 10^{-1} = 65038.60 \text{ daN}$$

$$N_{plRd} = 65038.60 \text{ daN} > N_{sd} = \frac{54621.40}{2} = 27310.70 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 4.1.2. Vérification a la traction

$$N_{sd} \leq N_{plRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$
$$N_{plRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 2740 \times 235}{1.1} \times 10^{-1} = 159800 \text{ daN}$$

$$N_{plRd} = 159800 \text{ daN} > N_{sd} = 54621.40 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 4.2. Contreventement en X

Ce type de contreventement se situe sur le sens Y :

➤ 2UPN 220 avec L = 4.95 m

D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :  $G + Q + EY$

$$N_{sd} = 62477.10 \text{ daN}$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 4.2.1. Vérification a la compression

$$N_{sd} \leq N_{plRd}$$
$$N_{plRd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

On a le profil de classe I lorsque il est soumis à la compression :  $\beta_A = 1$

- **Calcul de l'élanement  $\lambda$**

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_z} = \frac{4.95 \times 10^3}{8.48 \times 10} = 58.37 \\ \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{4.95 \times 10^3}{12.30 \times 10} = 40.24 \end{array} \right.$$
$$\lambda = \max(\lambda_y; \lambda_z) = 58.37$$

$L_f$  : Longueur de flambement art – art ( $L_f = L$ ).

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \beta_A^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = 1 \quad \longrightarrow \quad \lambda_1 = 93.9$$

Alors :

$$\bar{\lambda} = \frac{58.37}{93.9} = 0.62 > 0.2$$

On peut dire qu'il y'a risque de flambement.

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.62 - 0.2) + 0.62^2] = 0.79$$

Avec  $\alpha = 0.49$  le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement c pour une section en U.

$$\chi = \frac{1}{0.79 + [0.79^2 - 0.62^2]^{0.5}} = 0.78 < 1$$

Donc :

$$N_{plRd} = \frac{0.78 \times 1 \times 3740 \times 235}{1.1} \times 10^{-1} = 62322 \text{ daN}$$

$$N_{plRd} = 62322 \text{ daN} > N_{sd} = \frac{62477.10}{2} = 31238.55 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 4.2.2. Vérification a la traction

$$N_{plRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 2740 \times 235}{1.1} \times 10^{-1} = 159800 \text{ daN}$$

$$N_{plRd} = 159800 \text{ daN} > N_{sd} = 62477.10 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## VI. 5. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON ARMEE

### VI. 5.1. Introduction

Notre structure souterraine est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

### VI. 5.2. Les poteaux

#### VI. 5.2.1. combinaison spécifique de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1<sup>er</sup> genre » BAEL 91

$$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \dots (\text{ELU}) \\ G + Q \dots \dots \dots (\text{ELS}) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles : « 2<sup>ème</sup> genre » RPA 99

$$\begin{cases} 0.8 G + E \\ G + Q + E \end{cases}$$

#### VI. 5.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau)

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

Selon le RPA99 (cf. chapitre 7 § 7.4.3) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$N_d$  : L'effort normal de calcul qui s'exerce sur une section du béton. (Séisme)

$B_c$  : Section de poteau.

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+ Ex) est représenté dans le tableau suivant :

$$\begin{cases} N_d = 2439.19 \text{ KN} = 2.439 \text{ MN} \\ B_c = a \cdot b = 0.7 \times 0.7 = 0.722 \text{ m}^2 \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{cases}$$
$$v = \frac{2.439}{0.722 \times 25} = 0.135 < 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 5.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

$\tau_u$  : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = V/b \cdot d_0$$
$$V = 24.253 \text{ KN}$$

$V$  : Effort de cisaillement tiré par la combinaison la plus défavorable (G + Q + EX).

$$\tau_u = \frac{24.253 \times 10^{-3}}{0.85 \times (0.9 \times 0.85)} = 0.037 \text{ Mpa}$$
$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 \longrightarrow & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \longrightarrow & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : Élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

Avec  $a$  et  $b$ , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2.14}{0.85} = 2.51 < 5 \quad \longrightarrow \quad \rho_d = 0.04$$

$$\tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\tau_{bu} = 1 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.037 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI. 5.2.4. Calcul du ferrailage longitudinal

D'après le RPA 99 (article 7.5.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Le moment max suivant la combinaison :  $G+Q+1.2E$ .
- On va prendre un seul type de poteau et on fait le calcul en flexion composée et les autres sont calculés par le SAP 2000.

Soit le poteau du Sous-sol (80x80) :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 2439.19 \text{ KN} \\ V = 24.25 \text{ KN} \\ M = 63.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$
$$b = 0.80 \text{ m} \quad d = 0.9.h = 0.72 \text{ m} \quad d' = 0.1.h = 0.08 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{63.50}{2439.19} = 0.026 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 2.6 + 40 - 8 = 34.6 \text{ cm}$$

➤ **Moment fictive( $M_a$ )**

$$M_a = N.e_a = 2.439 \times 0.346$$



## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$M_a = 0.843 \text{ MN.m}$$

$$\longrightarrow N_u \cdot (d - d') - M_a = 0.717 \dots \dots \dots (1)$$

$$\longrightarrow \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{d'}{d}\right) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 1.45 \dots \dots \dots (2)$$

$$0.717 < 1.45$$

$$N_u \cdot (d - d') - M_a = 0.717 < \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{d'}{d}\right) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 1.45 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée.  $A_{sc} = 0$ .

➤ **Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.843}{0.8 \times 0.72^2 \times 14.16} = 0.143 < \mu_r = 0.392$$

Section simple armature

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.193 \\ z = 0.664 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_a}{z} - N \right)$$

Dans le cas accidentel :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{1}{400} \times \left( \frac{1.307}{0.686} - 2.439 \right) \times 10^4 = -29.23 \text{ cm}^2$$

Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Donc on va ferrailer avec  $A_{min}$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0.7 \% b^2 = \frac{0.7 \times 80^2}{100} = 44.8 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4 \% b^2 = \frac{4 \times 80^2}{100} = 256 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA99 (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA99 (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> SAP2000 (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage longitudinal	
				Section (cm <sup>2</sup> )	choix
(80x80)	44.8	256	21.38	48.24	24T16

Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 5.2.5. Calcul ferrailage transversal

Selon le RPA99 (article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- $v_u$  : effort tranchant de calcul
- $h_1$  : hauteur total de la section brute
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho_a$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

#### ➤ Diamètre des armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

D'après le BAEL 91 :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$\phi_l$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\phi \leq \min\left(\frac{80}{35}; \frac{80}{10}; 1.6\right) = \min(2.28 \text{ cm}; 8 \text{ cm}; 1.6 \text{ cm})$$

$$\phi \leq 16 \text{ mm}$$

#### ➤ Espacement des cadres

$t$  : espacement des armatures transversales

$$t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{en zone nodale}$$

$$t' \leq 15\phi_l \dots \dots \dots \text{en zone courante}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq \min(16 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) \\ t' \leq 24 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### ➤ Longueur de recouvrement

D'après de RPA 99, la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I).

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$$

Alors on adopte :  $L_r = 65 \text{ cm}$ .

#### ➤ Longueur zone nodale

D'après le RPA 99

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) \text{ cm}$$

$$h' = \max(51 \text{ cm}; 80 \text{ cm}; 80 \text{ cm}; 60 \text{ cm})$$

$$h' = 80 \text{ cm}$$

Finalement la section des armatures transversales est :

$$A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{0,1 \times 3,75 \times 24,25 \times 10^{-3}}{0,80 \times 400} = 0,284 \text{ cm}^2$$

Niveau	$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right)$			Espacement du ferrailage transversal	
	$\Phi_l \leq$	Section calculée	choix	t(cm) zone nodale	t'(cm) zone courante
Sous-sol	1.6 cm	0.284 cm <sup>2</sup>	Φ8	10	20

Tableau VI.4 : Ferrailage transversale des poteaux.

### VI. 5.3. Poutre principal

#### VI. 5.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les travées et les appuis des poutres sont sollicités défavorablement par :

- selon BAEL 91 :  
 $1,35 G + 1,5 Q$
- selon le R.P.A 99 :  
 $G + Q \pm E$   
 $0,8G \pm E$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 5.3.2. Calcul du ferrailage longitudinal

D'après le RPA99 :

- 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 de 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 :
  - $40\phi$  en zone I.

Soit la poutre principale intermédiaire du plancher haut du sous-sol (50x30) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{u,appui} = -167.47 \text{ KN.m} \\ M_{s,appui} = -121.65 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{u,travée} = 87.00 \text{ KN.m} \\ M_{s,travée} = 63.20 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

#### VI. 5.3.2.1. Ferrailage en travée

➤ ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{87 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.45^2 \times 14.16} = 0.101 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.101}) = 0.133$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.133) = 0.426 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{87 \times 10^{-3}}{0.426 \times 348} \times 10^4 = 5.868 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1,5 \text{ cm}^2 \times 1,63 \text{ cm}^2)$$

$$5.868 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### ➤ ELS

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 63.20 \text{ KN.m}$ .

Il faut vérifiée que :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :  $\delta = \frac{M_u}{M_s} = \frac{87}{63.20} = 1.37$

$\alpha = 0.133 < 0.435$  Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton ( $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ )

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

#### ➤ Armatures minimales

Selon le RPA99 :

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Armatures maximales

Selon le RPA99 :

En zone courante :

$$A_{max} = 4\%(b \times h) = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\%(b \times h) = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Choix des armatures

On opte pour les armatures en travée :

$$A_{st} \implies 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

En plus d'armatures de montage :

$$A_{st} \implies 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

### VI. 5.3.2.2. Ferrailage en appui

#### ➤ ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{167.47 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.45^2 \times 14.16} = 0.188 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.188}) = 0.262$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.262) = 0.402 \text{ m}$$

En situation durable :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{167.47 \times 10^{-3}}{0.402 \times 348} \times 10^4 = 11.97 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1,5 \text{ cm}^2 \times 1,63 \text{ cm}^2)$$

$$11.97 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **ELS**

Le moment maximum en appui :  $M_{a.max} = 121.65 \text{ KN.m}$ .

Il faut vérifiée que :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\delta = \frac{M_u}{M_s} = \frac{167.47}{121.65} = 1.376$$

$$\alpha = 0.262 < 0.438 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton ( $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ )

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Armatures minimales**

Selon le RPA99 :

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures maximales**

Selon le RPA99 :

En zone courante :

$$A_{max} = 4\%(b \times h) = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\%(b \times h) = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### ➤ Choix des armatures

On opte pour les armatures en travée :

$$A_{st} \implies 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

#### VI. 5.3.2.3. Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{tmin}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,42 \text{ cm}; 3 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm})$$

On opte pour :  $\phi_t = \phi_8$

#### ➤ Longueur de recouvrement

Selon le RPA99, la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I)

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}, \text{ alors on adopte } : L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}, \text{ alors on adopte } : L_r = 50 \text{ cm.}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

#### ➤ Longueur zone nodale

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2 \times h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

#### VI. 5.3.2.4. Espacement des armatures transversales

D'après le RPA99 :

En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{Lmin}; 30 \text{ cm}\right)$$

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2}$$

## CHAPITRE VI

Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Poutre principale	$S_t$ calculé (zone nodale)	$S_t$ choisie (zone nodale)	$S_t$ calculé (zone courante)	$S_t$ choisie (zone courante)	Diamètre des armatures transversales
(30x50)	12.5 cm	10 cm	25 cm	20 m	Φ8

Tableau VI.5 : L'espacement des armatures transversales et leurs diamètres

	Ferraillage calculé (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage choisi (cm <sup>2</sup> )
Travée	5.86 cm <sup>2</sup>	3T16 + 3T12 = 9.42 cm <sup>2</sup>
Appuis	11.97 cm <sup>2</sup>	6T16 = 12.06 cm <sup>2</sup>

Tableau VI.6 : Récapitulatif des résultats de ferraillage de la poutre principale

Niveau	Ferraillage longitudinal					Ferraillage transversal		
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Travée		Appui		$\Phi_{min}$ (mm)	$S_t$ (zone nodale)	$S_t$ (zone courante)
		$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	choix			
Sous-sol	7.5	5.86	3T16+3T12	11.97	6T16	8	10	20

Tableau VI.7 : Ferraillage de poutre principale (30x50)

### VI. 5.4. Poutre secondaire

#### VI. 5.4.1. Calcul du ferraillage longitudinal

Soit la poutre secondaire du plancher haut du sous-sol (35x30)

$$\begin{cases} M_{u,appui} = 8.73 \text{ KN.m} \\ M_{s,appui} = 6.46 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{u,travée} = 4.21 \text{ KN.m} \\ M_{s,travée} = 3.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$



## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 5.4.1.1. Ferrailage en travée

##### ➤ ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.21 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315^2 \times 14.16} = 0.01 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) = 0.012$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.312 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.21 \times 10^{-3}}{0.312 \times 348} \times 10^4 = 0.387 \text{ cm}^2$$

##### • Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1.05 \text{ cm}^2 \times 1.34 \text{ cm}^2)$$

$$0.387 \text{ cm}^2 < 1.34 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

##### ➤ ELS

Le moment maximum en travée :  $M_{tmax} = 3.12 \text{ KN.m.}$

Il faut vérifiée que :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :  $\delta = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.21}{3.12} = 1.35$

$$\alpha = 0.012 < 0.425 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton ( $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ )

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

##### ➤ Armatures minimales

Selon le RPA99 :

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### ➤ Armatures maximales

Selon le RPA99 :

En zone courante :

$$A_{max} = 4\%(b \times h) = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\%(b \times h) = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Choix des armatures

On opte pour les armatures en travée :

$$A_{st} \implies 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

### VI. 5.4.1.2. Ferrailage en appui

#### ➤ ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.73 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315^2 \times 14.16} = 0.02 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) = 0.025$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.025) = 0.311 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.73 \times 10^{-3}}{0.311 \times 348} \times 10^4 = 0.806 \text{ cm}^2$$

#### • Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1.05 \text{ cm}^2 \times 1.34 \text{ cm}^2)$$

$$0.806 \text{ cm}^2 < 1.34 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

#### ➤ ELS

Il faut vérifiée que :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec :} \quad \delta = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8.73}{6.46} = 1.351$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

$$\alpha = 0.025 < 0.425 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton ( $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ )

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

#### ➤ Armatures minimales

Selon le RPA99 :

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Armatures maximales

Selon le RPA99 :

En zone courante :

$$A_{max} = 4\%(b \times h) = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\%(b \times h) = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Choix des armatures

On opte pour les armatures en travée :

$$A_{st} \implies 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

### VI. 5.4.1.3. Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{lmin}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,42 \text{ cm}; 3 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm})$$

$$\text{On opte pour : } \phi_t = \phi 8$$

#### ➤ Longueur de recouvrement

Selon le RPA99, la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I)

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

#### ➤ Longueur zone nodale

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

#### VI. 5.4.1.4. Espacement des armatures transversales

D'après le RPA99 :

En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{Lmin}; 30 \text{ cm}\right)$$

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2}$$

Poutre secondaire	S <sub>t</sub> calculé (zone nodale)	S <sub>t</sub> choisie (zone nodale)	S <sub>t</sub> calculé (zone courante)	S <sub>t</sub> choisie (zone courante)	Diamètre des armatures transversales
(30x35)	8.75	7 cm	17.5 cm	15 m	Φ8

Tableau VI.8 : L'espacement des armatures transversales et leurs diamètres.

	Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage choisi (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	0.387 cm <sup>2</sup>	4T14 = 6.16 cm <sup>2</sup>
<b>Appuis</b>	0.806 cm <sup>2</sup>	4T14 = 6.16 cm <sup>2</sup>

Tableau VI.9 : Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire.

Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Travée		Appui		Φ <sub>min</sub> (mm)	St (zone nodale)	St (zone courante)
		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix			
<b>Sous-sol</b>	5.25	0.387	4T14	0.806	4T14	8	7	15

Tableau VI.10 : Ferrailage de poutre secondaire (30x35).

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 5.5. Voiles

##### VI. 5.5.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent ou aux séismes, soumis à des forces verticales du au poids repris.

Les voiles seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces derniers données par logicielle de calcul SAP2000, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : RPA99/V2003 et du (B.A.E.L.91).

##### VI. 5.5.2. Combinaison spécifique de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1<sup>er</sup> genre » B.A.E.L 91

$$1.35 G + 1.5 Q \dots (\text{ELU})$$

Combinaisons accidentelles : « 2<sup>ème</sup> genre » RPA 99

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

##### VI. 5.5.3. Recommandation du RPA99/v2003

Selon le RPA99 :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales est :

$$A_{min} = 0,2\% \times l_t \times e$$

Avec :  $l_t$  : La longueur de la zone tendue.

$e$  : L'épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ( $St < e$ ).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :

$$A (Min) = 0,15 \% (e \times l) \longleftarrow \text{ Dans la section globale de voile.}$$

$$A (Min) = 0,10 \% (e \times l) \longleftarrow \text{ Dans la zone courante.}$$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être :

$$St < Min (1,5e ; 30 \text{ cm})$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40 \varnothing$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
  - $20 \varnothing$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile
$$\Phi \leq e/10$$

#### VI. 5.5.4. Calcul des armatures

##### VI. 5.5.4.1. Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

D'après SAP2000, les sollicitations les plus défavorables sont résumées dans les tableaux suivants :

Combinaison défavorable	F11 (KN)	M11 (KN.m)	F22 (KN)	M22 (KN.m)
G + Q +E <sub>y</sub>	247.40	0.66	1334	3.56

Tableau VI.11 : Sollicitation dans le voile.

Le voile le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 0.2 \text{ m} \\ l = 3.30 \text{ m} \\ h = 3.06 \text{ m} \end{array} \right.$$

#### ➤ Méthode de calcul

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE :

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

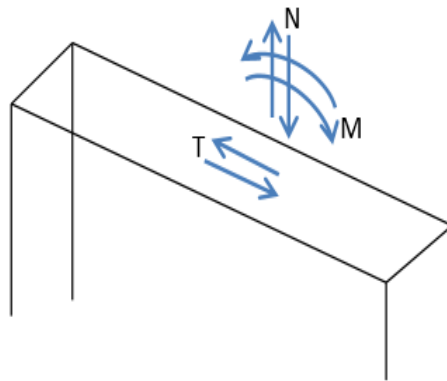


Figure VI.1 : Voile soumis a la flexion.

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

N : L'effort normal appliqué.

A : La section transversale du voile.

M : Le moment fléchissant appliqué.

V : Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

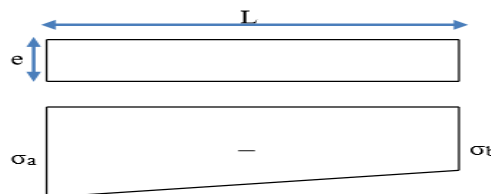
I : Le moment d'inertie du voile.

#### ➤ Remarque

On distingue trois cas :

##### • 1<sup>er</sup> cas

Si  $(\sigma_a ; \sigma_b) > 0 \longrightarrow$  La section du voile est entièrement comprimée (SEC) (Pas de zone tendue) la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/Version2003 ( $A_{min} = 0,20\% \times e \times L$ ).



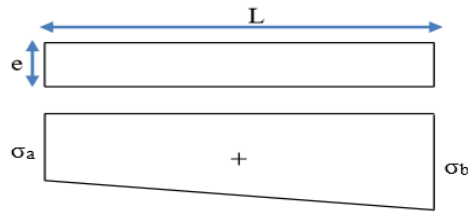
##### • 2<sup>ème</sup> cas

Si  $(\sigma_a ; \sigma_b) < 0 \longrightarrow$  La section du voile est entièrement tendue, (SET) (pas de Zone comprimée).

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

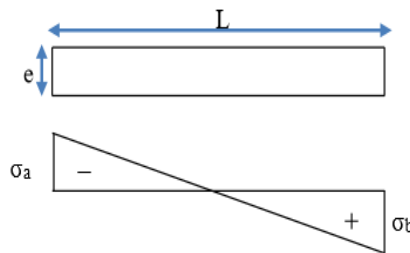


L'effort de traction égale à :  $F_t = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à :  $A_v = \frac{F_t}{\sigma_{st}}$

- **3<sup>ème</sup> cas**

Si  $(\sigma_a ; \sigma_b)$  sont des signes différents  $\longrightarrow$  La section du voile est partiellement comprimée (SPC). On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.



La longueur de la zone tendue :  $\mu = \frac{L}{(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1)}$

L'effort de traction égale à :  $F_t = \frac{\sigma_b \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à :  $A_v = \frac{F_t}{\sigma_{st}}$

➤ **Exemple de calcul**

Avec :

$$N = 404.23 \text{ KN/ml}$$

$$M = 0.93 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

$$e = 0.20 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.10 ; \sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1ml ( $L = 1\text{m}$ )

$$A = e \times L = 0.2 \times 1 = 0.20 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0.5 \text{ m}$$



## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 1^3}{12} = 0.0166 \text{ m}^4$$

Donc :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{404.23 \times 10^{-3}}{0.2} + \frac{0.93 \times 10^{-3} \times 0.5}{0.0166} = 2.05 \text{ Mpa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{404.23 \times 10^{-3}}{0.2} - \frac{0.93 \times 10^{-3} \times 0.5}{0.0166} = 2 \text{ Mpa} > 0$$

Les contraintes ( $\sigma_a$ ) et ( $\sigma_b$ ) sont des signes positifs  $\longrightarrow$  La section du voile est entièrement comprimé, (SEC).

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/V 2003 :

$$A_{min} = 0.20\% \cdot e \cdot L = \frac{0.2 \times 20 \times 100}{100} = 4 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferrailage de **5T14 = 7.70 cm<sup>2</sup>/ml**

#### ➤ Espacement

$$S_t \leq \min(1.5 \cdot e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

### VI. 5.5.4.2. Armatures horizontales

#### ➤ Vérification sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad \bar{V} = 1.4 \times V$$

V : L'effort tranchant maximum.

b<sub>0</sub> : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile  $\longrightarrow$  d = 0,9 h

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

On vérifie avec l'effort tranchant maximum tiré du SAP2000 sous combinaison :

$$G + Q + E$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

	$V_{\max}$ (MN/ml)	$\bar{V}$ (MN/ml)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
<b>Voile 20 cm</b>	$5.3 \times 10^{-4}$	$7.42 \times 10^{-4}$	0.004	5	C.V

Tableau VI.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

➤ **Exemple de calcul**

$$A_h \geq \frac{e \cdot \gamma_s \cdot S_t \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{t'})}{0.9 \cdot f_e \cdot (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec :

$K=0$  : cas de reprise de bétonnage

$\gamma_s$  : 1.1 (Cas accidentel)

$\alpha = 90^\circ$  : Armatures droites

$\tau_u = 0.004$  Mpa

Avec un espacement :  $S_t \leq 30$  cm  $\longrightarrow S_t = 25$  cm

$$A_h \geq \frac{0.2 \times 1.1 \times 0.25 \times 0.004}{0.9 \times 400} \times 10^4 = 0.006 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq 0.006 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum du RPA :

$$A_{h.min} = 0.15\% \times e \times L = \frac{0.15 \times 20 \times 100}{100} = 3 \text{ cm}^2$$

On adopte pour le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm.

	$A_{v.calculé}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{v.min}$ RPA99 (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{v.choisi}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Longueur zone nodale (cm)	St (zone nodale) (cm)	St (zone courante) (cm)	$A_{h.calculé}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{h.min}$ RPA99 (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{h.choisi}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Voile 20 cm</b>	4	4	5T14	$L_{voile}/10$	10	20	0.006	3	5T12

Tableau VI.13 : Ferrailage du voile.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

## VI. 6. MUR DE SOUTÈNEMENT (VOILE PÉRIFÉRIQUE)

Afin de donner plus de rigidité à la partie entrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé.

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

### VI. 6.1. Dimensionnement

Selon le RPA99V2003 ; le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm, On adopte une épaisseur :  $e=20\text{cm}$ .
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0,1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

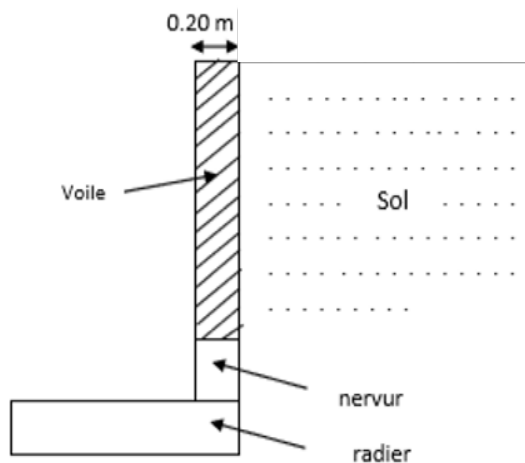


Figure VI.2 : Schéma statique du voile périphérique.

### VI. 6.2. Evaluation des charges

Le voile est soumis à une contrainte permanente due à la poussée des terres

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

$\gamma$ : Poids volumique des remblais.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

$h$  : Hauteur du voile.

$\varphi$  : L'angle de frottement des remblais.

➤ **Caractéristiques du sol**

Selon le rapport géotechnique :

-Poids volumique des remblais :  $\gamma = 1.82t/m^3$

-L'angle de frottement des remblais :  $\varphi = 25.41^\circ$

-Hauteur du voile périphérique :  $h = 3.06\text{ m}$

$$P = \frac{1}{2} \times 1820 \times 3.06^2 \times \operatorname{tg} \left( \frac{180}{4} - \frac{25.41}{2} \right) = 5385.633 \frac{\text{daN}}{\text{ml}}$$

Donc :

$$\underline{\text{ELU}}: Q_{ELU} = 1.35 \times P = 1.35 \times 5385.633 = 7270.605 \text{ daN/ml}$$

$$\underline{\text{ELS}}: Q_{ELS} = P = 5385.633 \text{ daN/ml}$$

### VI. 6.3. Détermination du ferrailage du voile

Le calcul du voile d'infrastructure se fera comme le calcul des dalles simplement appuyées sur leur contour. Nous effectuons ce calcul pour le panneau ayant la plus grande portée dans l'une de ses deux dimensions en fissuration préjudiciable (Méthode BAEL).

On prend le panneau le plus défavorable :

$$\begin{cases} l_x = 3.06\text{ m} \\ l_y = 5.70\text{ m} \end{cases}$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} 0 < \alpha < 0.4 & \text{Dalle portant sur un seul sens} \\ 0.4 < \alpha < 1 & \text{Dalle portant sur les deux sens} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{5.70} = 0.536$$

Donc la dalle du voile porte sur les deux sens.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

$$\text{Pour } \alpha = 0.536 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } \mu_x = 0.0908 \quad ; \quad \mu_y = 0.25 \\ \text{ELS: } \mu_x = 0.0908 \quad ; \quad \mu_y = 0.405 \end{array} \right.$$

#### VI. 6.3.1. Pour une bande de 1m parallèle à lx :

➤ **ELU :**  $d = 0.9 \times e = 0.9 \times 0.2 = 0.18 \text{ m}$

$$M_x = 0.0908 \times 7270.605 \times 3.06^2 = 6181.576 \text{ daN.m}$$

• **En travée :**

$$M_{t.x} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 6181.576 = 4636.182 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{t.x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.0463}{1 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0.10 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}) = 0.132$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.132) = 0.17 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_{t.x}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.0463}{0.17 \times 348} \times 10^4 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\% B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte donc pour 5T14 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **En appuis**

$$M_{a.x} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 6181.576 = 3090.788 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{a.x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.0309}{1 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0.067 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.067}) = 0.086$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.086) = 0.173 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_{a.x}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.0309}{0.173 \times 348} \times 10^4 = 5.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\% B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

On opte donc pour 4T14 avec  $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **ELS**

$$M_x = 0.0948 \times 5385.633 \times 3.06^2 = 4780.66 \text{ daN.m}$$

• **En travée**

$$M_{t.x} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 4780.66 = 3585.495 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{t.x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.0358}{1 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0.08 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0.103$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.103) = 0.172 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_{t.x}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.0358}{0.172 \times 348} \times 10^4 = 5.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\%B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte donc pour 5T14 avec  $A_{st} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **En appuis**

$$M_{a.x} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 4780.66 = 2390.33 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{a.x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.0239}{1 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0.052 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}) = 0.067$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.067) = 0.175 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_{a.x}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.0239}{0.175 \times 348} \times 10^4 = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\%B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

On opte donc pour 5T12 avec  $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

#### VI. 6.3.2. Pour une bande parallèle à $l_y$ :

##### ➤ ELU

$$M_y = 0.25 \times 6181.576 = 1545.392 \text{ daN.m}$$

##### • En travée

$$M_{t,y} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 1545.392 = 1159.045 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{t,y}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.0115}{1 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0.025 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.032$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.032) = 0.177 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_{t,y}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.0115}{0.177 \times 348} \times 10^4 = 1.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\% B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte donc pour 4T12 avec  $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

##### • En appuis

$$M_{a,y} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 1545.394 = 772.697 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{a,y}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.00772}{1 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0.017 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = 0.0214$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0214) = 0.1784 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_{a,y}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.00772}{0.1784 \times 348} \times 10^4 = 1.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\% B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

On opte donc pour 4T12 avec  $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **ELS**

$$M_y = 0.405 \times 4780.66 = 1936.167 \text{ daN.m}$$

• **En travée**

$$M_{t,y} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 1936.167 = 1452.125 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{t,y}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.0145}{1 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0.032 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = 0.04$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.103) = 0.1771 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_{t,y}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.0145}{0.1771 \times 348} \times 10^4 = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\% B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte donc pour 5T12 avec  $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **En appuis**

$$M_{a,y} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 4780.66 = 2390.33 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{a,y}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.0239}{1 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0.052 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}) = 0.067$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.067) = 0.175 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_{a,y}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.0239}{0.175 \times 348} \times 10^4 = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\% B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte donc pour 5T12 avec  $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$



## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

## VI. 7. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Les escaliers sont en charpente métallique, ils sont constitués de deux volées et d'un palier intermédiaire.

Il se compose d'un certain nombre de marches dont la marche s'appelle l'embranchement et la longueur de marche s'appelle giron (g), la hauteur de marche s'appelle contre marche.

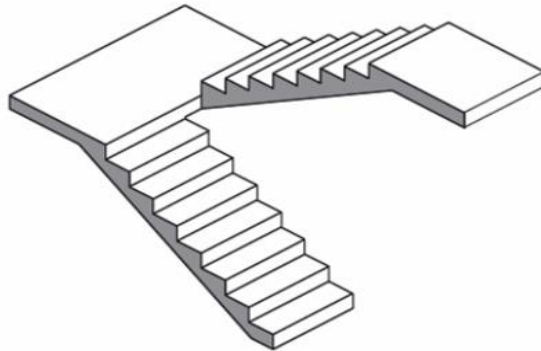


Figure VI.3 : Escaliers à deux volées parallèles et un palier intermédiaire.

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

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

Dont h Varie de 14 cm à 20 cm et g Varie de 22 cm à 30 cm.

Hauteur d'étage 3,06 m → On prend : h = 17 cm et g = 30 cm. →  $30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

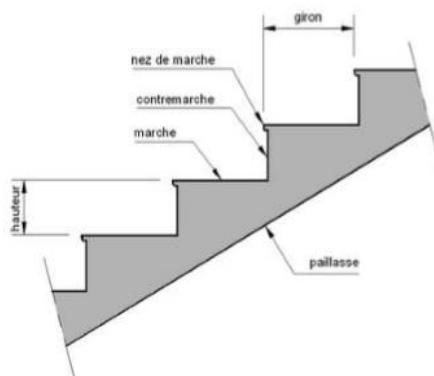


Figure VI.4 : Constituants d'un escalier.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### VI. 7.1. Nombre de marches (m)

Pour calculer le nombre de marches (m) il faut d'abord déterminer le nombre de contre marche (n) on devisant la hauteur total des escaliers sur la hauteur de la contre marche.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10$$

$$m = n - 1 = 10 - 1 = 9$$

On a donc 9 marches pour la première volée et 7 marches pour la deuxième

La longueur totale de l'escalier sera donc :

$$L = g \times m = 30 \times 9 = 270 \text{ cm}$$

#### VI. 7.2. Longueur de la volée (L<sub>v</sub>)

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{170}{270}\right) = 32.19$$

$$L_v = \left(\frac{H}{\sin(\alpha)}\right) = \left(\frac{170}{\sin(32.19)}\right) = 320 \text{ cm}$$

#### VI. 7.3. Dimensionnement des éléments porteurs

##### VI. 7.3.1. cornière de marche

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières dont L = 1.25 m, On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée, soumis aux efforts suivants :

$$G_{volés} = 125 \text{ daN/m}^2$$

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

##### VI. 7.3.1.1. Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta v \text{ max avec } \delta v \text{ max} = L/250 = 1.25/250 = 0.005 \text{ m}$$

$$f = \frac{5 Q L^4}{384 E I_y}$$

La charge est de :

$$Q_{ELS} = (G + Q) \times g = (125 + 250) \times 0.30 = 112.5 \text{ daN/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 112.5 \times 1.25^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 3.406 \times 10^{-8} \text{ m}^4 \longrightarrow I_y \geq 3.406 \text{ cm}^4$$

On prend L 45 × 45 × 4.5 avec I<sub>y</sub> = 7.15 cm<sup>4</sup>

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

La charge sera :

$$Q_{ELS} = q + Pp = 112.5 + 3.06 = 115.56 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 115.56 \times 1.25^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 7.15 \times 10^{-8}} = 0.002 \text{ m} < 0.005 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Classe de la cornière**

$$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon \rightarrow \frac{45}{4.5} = 10 < 15$$

$$\frac{b+h}{2.t} < 11.5\varepsilon \rightarrow \frac{45+45}{2 \times 4.5} = 10 < 11.5$$

Donc la cornière est de classe 03

#### VI. 7.3.1.2. Vérification de la condition de résistance

➤ **Vérification au moment fléchissant**

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$Q_{ELU} = 1.35(G + Pp) + 1.5Q$$

$$Q_{ELU} = 1.35 [(125 \times 0.3) + 3.06] + 1.5(250 \times 0.3)$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 167.256 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8} = \frac{167.256 \times 1.25^2}{8} = 32.667 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.RD} = \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2.2 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 470000 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} 47.00 \text{ daN.m} > M_{sd} = 32.67 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{167.256 \times 1.25}{2} = 104.535 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \text{ Avec : } A_v = L \times t = 45 \times 4.5 = 202.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 202.5}{1.1} = 25091.59 \text{ N}$$

$$0.5 V_{ply.Rd} = 1254.579 \text{ daN} > V_{sd} = 104.535 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

#### VI. 7.3.2. Limon

##### VI. 7.3.2.1. Chargement

- Charge permanente :

$$G_{volé} = 125 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{palier} = 286 \text{ daN/m}^2$$

- Charge d'exploitation :

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

#### Chargement à l'ELS :

Charge des cornières de marches ( $L45 \times 45 \times 4.5$ )/ml :

$$Q_c = \frac{Pp \times L_{marche} \times n_{marche}}{L_{volé}} = \frac{3.06 \times 1.25 \times 9}{3.20} = 10.75 \text{ daN/ml}$$

Sur volé :  $Q_1 = (1.25 \times (125 + 250) + 10.75) \times \cos(32.19) = 405.80 \text{ daN/ml}$

Sur palier :  $Q_2 = 1.25 \times (125 + 250) = 468.75 \text{ daN/ml}$

#### Chargement à l'ELU :

Sur volé :

$$Q_1 = [1.35 \times ((125 \times 1.25) + 10.75) + 1.5 \times (250 \times 1.25)] \times \cos(32.19)$$

$$Q_1 = 587.49 \text{ daN/ml}$$

Sur palier :

$$Q_2 = [1.35 \times (125 \times 1.25) + 1.5 \times (250 \times 1.25)]$$

$$Q_2 = 679.68 \text{ daN/ml}$$

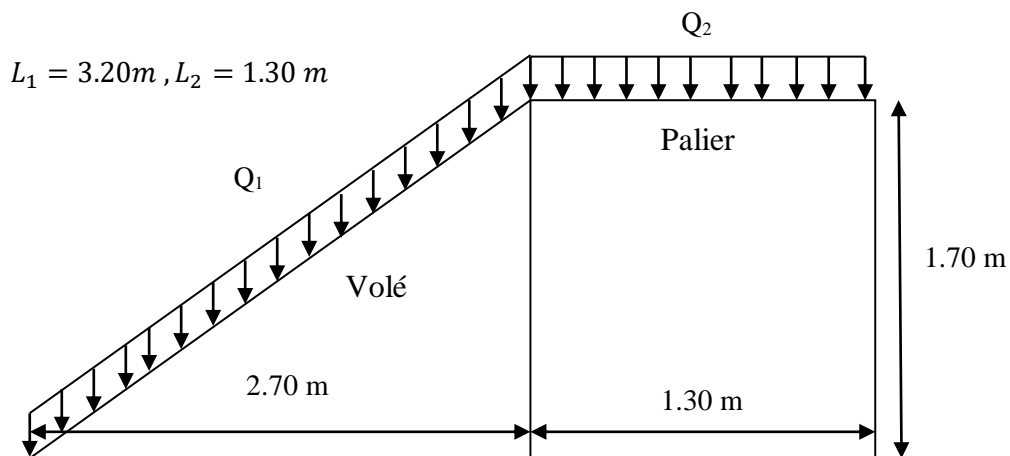


Figure VI.5 : Descente des charges sur escalier.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

#### ➤ Charge équivalente

$$Q_{eq-ELS} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(405.80 \times 3.20) + (468.75 \times 1.30)}{(3.20 + 1.30)}$$

$$Q_{eq-ELS} = 414.51 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{eq-ELU} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(587.49 \times 3.20) + (679.68 \times 1.30)}{(3.20 + 1.30)}$$

$$Q_{eq-ELU} = 638.50 \text{ daN/ml}$$

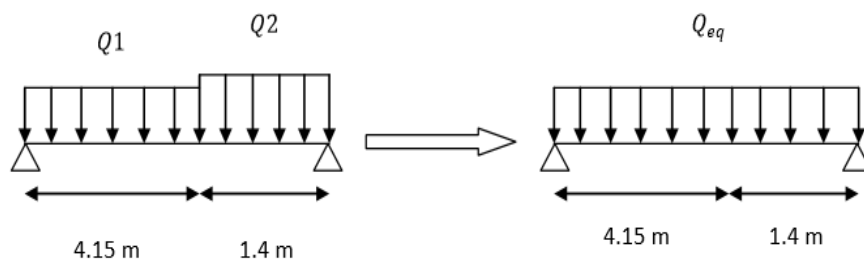


Figure VI.6 : Charge équivalente.

#### VI. 7.3.2.2. Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta v \text{ max avec } \delta v \text{ max} = L/250 = 4.50/250 = 0.018 \text{ m}$$

$$f = \frac{5 Q L^4}{384 E I_y}$$

La charge est de :

$$Q_{eq-ELS} = 424 \text{ daN/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 424 \times 4.5^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 5.98 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \longrightarrow I_y \geq 598.91 \text{ cm}^4$$

On prend UPN160 avec  $I_y = 925 \text{ cm}^4$

#### ➤ Vérification de la flèche (poids propre inclus)

La charge sera :

$$Q_{eq-ELS.pp} = Q_{eq-ELS} + Pp = 424 + 18.8 = 442.8 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 442.8 \times 4.5^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 925 \times 10^{-8}} = 0.012 \text{ m} < 0.018 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

#### ➤ Classe de la cornière

$$\frac{d}{t_w} \leq 15\varepsilon \quad \longrightarrow \quad \frac{115}{7.5} = 15.33 < 15$$

$$\frac{b/2}{t_f} < 11.5 \quad \longrightarrow \quad \frac{65/2}{10.5} = 3.10 < 11.5$$

Donc la cornière est de classe 01.

#### VI. 7.3.2.3. Vérification de la condition de résistance

##### ➤ Vérification au moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_{eq-ELU} \times L^2}{8} = \frac{616.12 \times 4.5^2}{8} = 1559.55 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{Pl.y} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{138 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 29481818.18 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 2948.18 \text{ daN.m} > M_{sd} = 1559.55 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{eq-ELU} \times L}{2} = \frac{616.12 \times 4.5}{2} = 1386.27 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec : } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f = 1171.50 \text{ mm}^2$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1171.50}{1.1} = 145159.5 \text{ N}$$

$$0.5V_{ply.Rd} = 7257.97 \text{ daN} > V_{sd} = 1386.27 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## VI. 8. CALCUL DE L'ACROTÈRE

### VI. 8.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est nécessaire pour assurer l'étanchéité des terrasses inaccessibles.

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante.

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

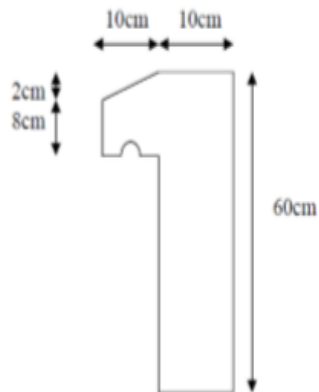


Figure VI.7 : Schéma statique de l'acrotère.



Figure VI.8 : Acrotère en 3D.

### VI. 8.2. Calcul séisme

Selon le [RPA 99 version 2003, art 6-2-3] l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale "FP" due au séisme calculé suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.10 : \text{coefficient d'accélération (zone I, groupe 1B selon le tableau 4.1 du RPA)} \\ C_p = 0.8 : \text{coefficient d'accélération (selon le tableau 6.1 du RPA).} \\ W_p = 172.5 \text{ daN/ml} : \text{poids propre de l'acrotère.} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow F_p = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 172.5 = 55.2 \text{ daN/ml} < Q = 100 \text{ daN/ml}$$

La charge d'exploitation Q de l'acrotère (due à une main courante) est donc plus prépondérante que l'action de la force due au séisme donc on prend :  $Q = 100 \text{ daN/ml}$

### VI. 8.3. Sollicitations agissantes sur l'acrotère

Les sollicitations qui agissent sur l'élément secondaire non structural acrotère sont :

- Charge permanente (poids propre)  $G_{\text{acrotère}} = 172.5 \text{ kg/ml}$ .
- Charge d'exploitation (main courante)  $Q = 100 \text{ kg/ml}$ .

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

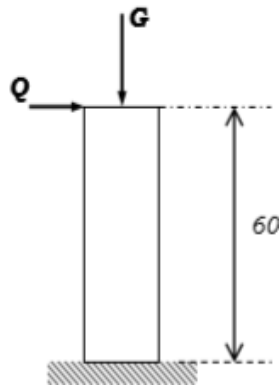


Figure VI.9 : Charges agissantes sur l'acrotère.

• **ELU :**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 172.5 = 232.875 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = 1.35 \times Q \times h = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 \text{ daN/ml}$$

➤ **Excentricité du 1er ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_0 = \frac{90}{232.8} + 0.02 = 0.41 \text{ m}$$

Avec :

$$e_0 = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = \left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

➤ **Excentricité du 2<sup>ème</sup> ordre**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times b} \times (2 + \alpha \times \rho) = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 0.63 \times 0.2) = 0.0092 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec : } l_f = 2l = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m} \\ \rho = 0.2 \\ \alpha = \frac{G}{G + Q} + \frac{172.5}{100 + 172.5} = 0.63 \end{array} \right.$$

➤ **Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée :**

$$N_u = 232.875 \text{ daN/ml}$$

$$N_u = Nu \times (e_1 + e_2) = 97.621 \text{ daN/ml}$$



## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

- **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus**

$$e_A = (e_1 + e_2) + \left(d - \frac{b}{2}\right) = (0.41 + 0.0092) + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.459 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times e = 232.875 \times 0.459 = 106.936 \text{ daN}\cdot\text{ml}$$

- **ELS :**

$$N_s = 172.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ daN}\cdot\text{ml}$$

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = 0.347 \text{ m}$$

- **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

$$e_A = e_{0s} + \left(d - \frac{b}{2}\right) = 0.347 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.387 \text{ m}$$

$$M_{sA} = N_s \times e_A$$

### VI. 8.4. Ferrailage de l'acrotère

Le BAEL 91 (art 5-3-1) préconise de prévoir pour les éléments exposés aux intempéries, le ferrailage est effectué pour des bandes de 1m de largeur.

- **Moment réduit de référence :**

$$\mu = \mu_r = \frac{0.8h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.1}{0.09} \left(1 - 0.4 \times \frac{0.1}{0.09}\right) = 0.493$$

- **Moment réduit agissant**

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0011}{1 \times 0.09^2 \times 14.16} = 0.010$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.86 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \\ d = 0.9h = 0.09 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas :  $\mu_u < \mu_r = 0.493 \longrightarrow$  section simple armature

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0011}{1 \times 348} = 0.351 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.0012) = 0.090 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.012$$

## CHAPITRE VI

### Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

---

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{4}{\text{périmètre}}; \frac{0.2B}{100}\right) = \max(3.74; 2) = 3.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour les armatures longitudinales 5T10 avec  $A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Pour les armatures de répartition on a :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour les armatures de répartition 4T10 avec  $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$

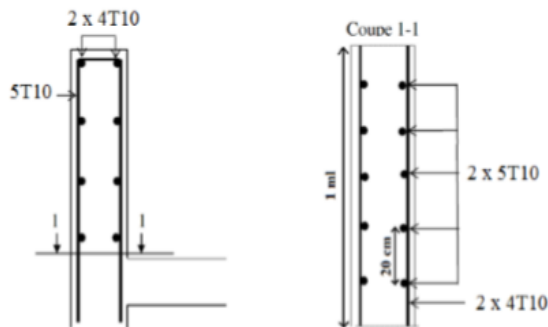


Figure VI.10 : Disposition des armatures dans l'acrotère.

Université Abou Baker Belkaid

# CHAPITRE VII

## Etude des assemblages

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

#### **VII. 1. INTRODUCTION**

##### **VII. 1.1 Qu'est-ce qu'un assemblage**

Un assemblage est un procédé permettant de lier plusieurs pièces entre elles pour former un ensemble.

L'importance des assemblages dans une construction métallique est similaire à l'importance du dimensionnement, ils assurent la sécurité de la structure.

Un bon assemblage assure la continuité de la matière, afin de permettre aux nœuds entre les éléments résistante de transmettre les sollicitations d'un profilé à un autre. En parallèle un mauvais assemblage peuvent mettre en cause le fonctionnement global de la structure.

Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants :

- Les abouts des éléments structurels attachés.
- Les pièces accessoires de liaison.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

#### **VII. 2. ROLE 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.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il ya lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.
- Les assemblages rigides qui transmettent en outre les divers moments.

##### **Remarque**

Les charges on était déterminé à partir du logiciel SAP2000, sous la combinaison la plus défavorable.

#### **VII. 3. CALCUL DES ASSEMBLAGES**

##### **VII. 3.1 Assemblage poteau – poutre**

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectuées sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

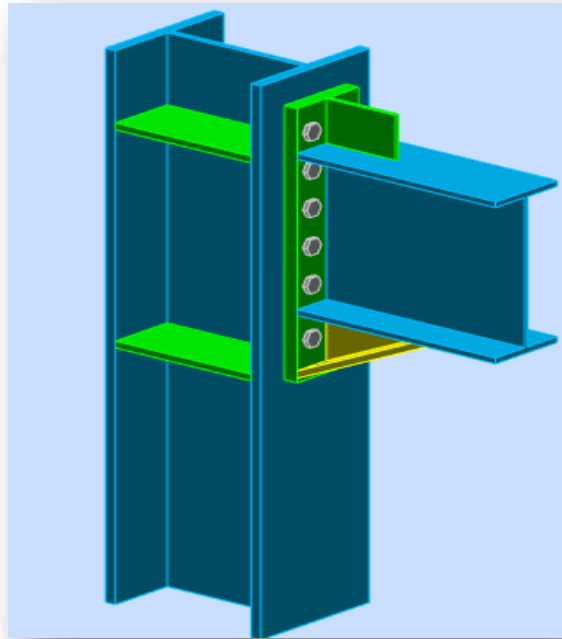


Figure VII.1. Assemblage poteau poutre.

#### VII. 3.1.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison :  $G + Q + EY$

$$V_{sd} = 42468.1 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 15412.9 \text{ daN}$$

#### VII. 3.1.2 Soudure

##### ➤ Cordon de soudure

Epaisseur de la platine :  $é_p = 30 \text{ mm} \longrightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 21 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 360 :  $t_f = 12.7 \text{ mm} \longrightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 9 \text{ mm}$

Epaisseur d l'âme IPE 360 :  $t_w = 8 \text{ mm} \longrightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 6 \text{ mm}$

On prend une valeur commune :  $a = 6 \text{ mm}$

##### ➤ Vérification de la soudure de la semelle a la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{15412.9}{0.360} = 42813.61 \text{ daN}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \Sigma L \times fu}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc :  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\Sigma L = 592 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 592 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 90419.15 \text{ daN}$$

$$\implies N_{sd} = 42813.61 \text{ daN} \leq F_{w,rd} = 90419.15 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \Sigma L \times fu}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc :  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme  $\Sigma L = 597.2 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{6 \times 597.2 \times 360}{\sqrt{2} \times 1} = 91213.38 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 42468.1 \text{ daN} \leq F_{v,rd} = 91213.38 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VII. 3.1.3 Disposition constructive

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 6 boulons  $\emptyset 20$  classe 8.8 HR avec :

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

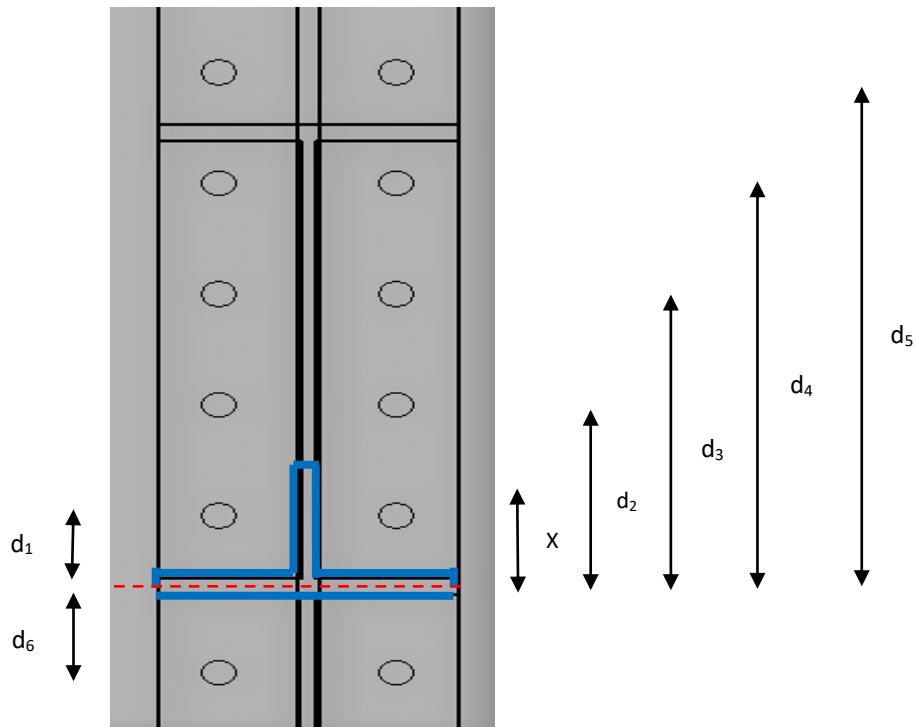


Figure VII.2. Distance entre l'axe de la semelle comprimée et les boulons

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 = 53.65 \text{ mm} \\ d_2 = 138.65 \text{ mm} \\ d_3 = 223.65 \text{ mm} \\ d_4 = 308.65 \text{ mm} \\ d_5 = 394.65 \text{ mm} \\ d_6 = -66.35 \text{ mm} \end{array} \right.$$

○ L'épaisseur la plus mince :  $t = \min(t_f; t_{platine}) = \min(14; 20) = 14 \text{ mm}$

○  $d_0 = \emptyset + 2 = 22 \text{ mm}$

• **Entraxes ( $p_1, p_2$ )**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 85 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 100 \text{ mm.}$$

• **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 35 \text{ mm.}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

#### VII. 3.1.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé

$$X = tf \times \sqrt{\frac{b}{tw}} = 12.7 \times \sqrt{\frac{170}{8}} = 58.54 \text{ mm}$$

L'axe neutre se situe au-dessous de la 4<sup>ème</sup> rangé des boulons (2 ; 3 ; 4 ; 5).

#### Remarque

Nous considérons seulement les boulons tendus, c'est-à-dire les 4 boulons qui sont au-dessous de l'axe neutre.

#### VII. 3.1.5. Vérification à la traction

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd}$$

$F_{t,sd}$  : l'effort du boulon le plus sollicité

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{2 \times \Sigma d_i^2}$$

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} d^2 = 138.65 \text{ mm} \\ d^3 = 223.65 \text{ mm} \\ d^4 = 308.65 \text{ mm} \\ d^5 = 394.65 \text{ mm} \end{array} \right\} \Sigma d^2 = 138.65^2 + 223.65^2 + 308.65^2 + 394.65^2 = 320256.59 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,sd 2} = \frac{15412.9 \times 10^3 \times 138.65}{2 \times 320256.59} = 3264.19 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd 3} = \frac{15412.9 \times 10^3 \times 223.65}{2 \times 320256.59} = 5381.77 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd 4} = \frac{15412.9 \times 10^3 \times 308.65}{2 \times 320256.59} = 7427.15 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd 5} = \frac{15412.9 \times 10^3 \times 394.65}{2 \times 320256.59} = 9496.61 \text{ daN}$$

Les boulons le plus sollicité est le dernier boulon :  $F_{t,sd 5} = F_{t,sd} = 9496.61 \text{ daN}$

$$F_{p,Rd} = F_{t,Rd} = 0.7 \times A_s \times F_{ub} = 0.7 \times 245 \times 800 = 13270 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 9496.61 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 13270 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$



## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

#### VII. 3.1.6 Vérification au poinçonnement de la platine

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times 32.4 \times 30 \times 360}{1.25} = 52766.69 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 9496.61 \text{ daN} \leq B_{p,Rd} = 52766.69 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII. 3.1.7 Vérification au glissement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{p,Rd}}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

- $k_s = 1$  trou nominal
- $n = 1$  un plan de glissement
- $\mu = 0.3$  coefficient de frottement (brossé)

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times \pi \times 13270}{1.1} = 4627.63 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{42468.1}{12} = 3539.01 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 4627.63 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La résistance au glissement d'un boulon précontraint HR et supérieur à l'effort tranchant II convient parallèlement de vérifier la résistance de l'âme du poteau :

- dans la zone tendue.
- dans la zone comprimée.
- dans la zone cisailée.

#### VII. 3.1.8. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{235 \times 12.5 \times 85}{1.1} = 22698.86 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_s}{h - t_f}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

$$F_v = \frac{15412.9 \times 10^3}{360 - 12.7} = 44379.21 \text{ daN}$$

$$F_v = 44379.21 \text{ daN} > F_{t,Rd} = 22698.86 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

#### Remarque

L'âme du poteau n'a pas pu résister face à l'effort de traction, et donc l'ajout d'un raidisseur est obligatoire.

#### VII. 3.1.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimé

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{\left(1 + 1.3 \times \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

Avec :

- $b_{eff} = t_{fb} + 2a_p\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$
- $b_{eff} = 12.7 + 2 \times 8 \times \sqrt{2} + 5(22.5 + 27) + 2 \times 30 = 342.82 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \sigma_{c,sd} \leq 0.7f_y \rightarrow k_c = 1 \\ \sigma_{c,sd} \geq 0.7f_y \rightarrow k_c = 1.7 \times \frac{\sigma_{c,sd}}{f_y} \end{cases}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{424681}{180.6 \times 10^2} + \frac{154129 \times 10^3}{2400 \times 10^3} = 87.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,sd} = 87.73 \text{ MPa} < 0.7 \times f_y = 165.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow k = 1$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0.72 \quad \rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0.72 \quad \rightarrow \rho = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0.2)}{\bar{\lambda}_p^2}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \times \sqrt{\frac{34.282 \times 26.1 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 1.25^2}} = 0.74$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

$$\bar{\lambda}_p = 0.74 > 0.72 \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{(0.74-0.2)}{0.74^2} = 0.98$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 0.98 \times 342.82 \times 12.5 \times 235}{1.1 \times \sqrt{\left(1 + 1.3 \times \left(\frac{342.82}{360}\right)^2\right)}} = 40077.274 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times h_i}{\sum h_i^2}$$

$$N_1 = \frac{15412.9 \times 10^3 \times 53.65}{327537.235} = 2524.604 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{15412.9 \times 10^3 \times 138.65}{327537.235} = 6524.444 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{15412.9 \times 10^3 \times 223.65}{327537.235} = 10524.284 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{15412.9 \times 10^3 \times 308.65}{327537.235} = 14524.12 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{15412.9 \times 10^3 \times 394.65}{327537.235} = 18571.02 \text{ daN}$$

$$N_6 = \frac{15412.9 \times 10^3 \times 66.35}{327537.235} = 3122.22 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2524.604 + 6524.444 + 10524.284 + 14524.12 + 18571.02 + 3122.2 = 55790.694 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 55790.694 \text{ daN} > F_{c,Rd} = 40077.274 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

#### Remarque

Il faut prévoir des raidisseurs.

#### VII. 3.1.10. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailé

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{Rd} = 0.58 \times 235 \times 360 \times \frac{8}{1.1} = 35685.81 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_s}{h - t_f}$$

$$F_v = \frac{15412.9 \times 10^3}{360 - 12.7} = 4437.921 \text{ daN}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

$$F_v = 4437.921 \text{ daN} < V_{Rd} = 35685.81 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII. 3.2 Assemblage poteau – poutre secondaire (HEB 360 – IPE 270)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la poutre secondaire avec la platine soudée perpendiculairement avec l'âme du poteau.

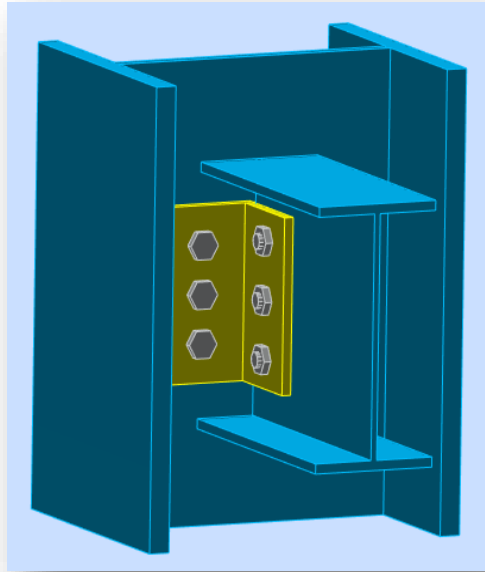


Figure VII.3. Assemblage poteau-poutre secondaire.

#### VII. 3.2.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison :  $G + Q + EX$

$$V_{sd} = 6732.3 \text{ daN}$$

#### VII. 3.2.2 Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière :  $h = 110 \text{ mm}$
- La cornière est sollicitée en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement  $l = 180 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou  $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{(l - 3 \times d_0) \times t \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 3 \times d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

$$t \geq 67323 \times \frac{1.25}{(180 - 3 \times 18) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 4.92 \text{ mm}$$

On prend :  $110 \times 110 \times 10 \text{ mm}$

#### VII. 3.2.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 3 boulons  $\emptyset 16$  classe H.R 8.8 dans chaque côté.

- L'épaisseur la plus mince :  $t = \min(t_f; t_{cornière}) = \min(6.6; 10) = 6.6 \text{ mm}$
- $d_0 = \emptyset + 2 = 18 \text{ mm}$
- **Entraxes (p1, p2)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 50 \text{ mm.}$$

- **Pinces (e1, e2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 60 \text{ mm.}$$

#### VII. 3.2.4. Vérification au cisaillement

$$V_{T,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 6028.8 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par effort tranchant ( $V'_{sd}$ )**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{6732.3}{4} = 1683.075 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par moment ( $V_{m,sd}$ )**

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e_2}{p_1}$$

$$V_{m,sd} = \frac{\frac{6732.3}{2} \times 60}{50} = 4039.38 \text{ daN}$$

- **Cisaillement totale ( $V_{T,sd}$ )**

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2}$$

$$V_{T,sd} = \sqrt{(1683.075)^2 + (4039.38)^2} = 4375.995 \text{ da}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

$$V_{T,sd} = 4375.995 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 6028.8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII. 3.2.4. Vérification de la pression diamétrale

$$V_{T,sd} \leq F_{b,Rd}$$
$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0.74; 0.67; 2.22; 1) = 0.67$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.67 \times 360 \times 16 \times 10}{1.2} = 7718.4 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 4375.995 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 7718.4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII. 3.3 Assemblage poutre – solive (IPE 360 - IPE180)

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE180 avec l'âme de la poutre IPE360, avec une file verticale de deux boulons.

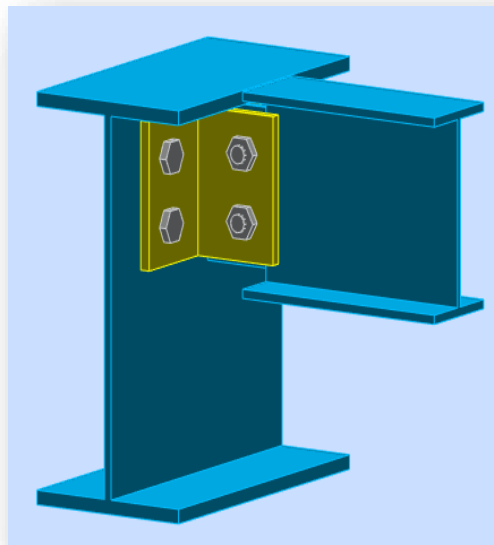


Figure VII.4. Assemblage poutre-solive

#### VII. 3.3.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison :  $1.3G + 1.5Q$

$$V_{sd} = 2345 \text{ daN}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

#### VII. 3.3.2 Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière :  $h = 100 \text{ mm}$
- La cornière est sollicitée en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement  $l = 130 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou  $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{(l - 2 \times d_0) \times t \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m2}}$$

$$\longrightarrow t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2 \times d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}$$

$$t \geq 67323 \times \frac{1.25}{(130 - 2 \times 18) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 2.29 \text{ mm}$$

On prend :  $100 \times 100 \times 10 \text{ mm}$

#### VII. 3.3.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons  $\emptyset 16$  classe 4.8 dans les deux côtés de la cornière.

- L'épaisseur la plus mince :  $t = \min(t_f; t_{cornière}) = \min(8; 10) = 8 \text{ mm}$
- $d_0 = \emptyset + 2 = 18 \text{ mm}$

- **Entraxes ( $p_1$ )**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm.}$$

- **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 35 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 65 \text{ mm.}$$

#### VII. 3.3.4. Vérification au cisaillement

$$V_{T,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{157 \times 400}{1.25} = 3014.4 \text{ daN}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

➤ **Cisaillement par effort tranchant ( $V'_{sd}$ )**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{2345}{4} = 586.25 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par moment ( $V_{m,sd}$ )**

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e_2}{p_1}$$
$$V_{m,sd} = \frac{\frac{2345}{2} \times 65}{60} = 1270.208 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement totale ( $V_{T,sd}$ )**

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2}$$

$$V_{T,sd} = \sqrt{(586.25)^2 + (1270.208)^2} = 1398.97 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 1398.97 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 3014.4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII. 3.3.5. Vérification de la pression diamétrale

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0.64; 0.86; 1.11; 1) = 0.64$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.64 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} = 7372.8 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 1398.97 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 7372.8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII. 3.4. Assemblage poteau – poteau (HEB 360 – HEB 360)

#### VII. 3.4.1. Efforts sollicitant

L'assemblage est fait à l'aide de couvres joints avec deux fils verticaux de boulons. Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successive.



## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

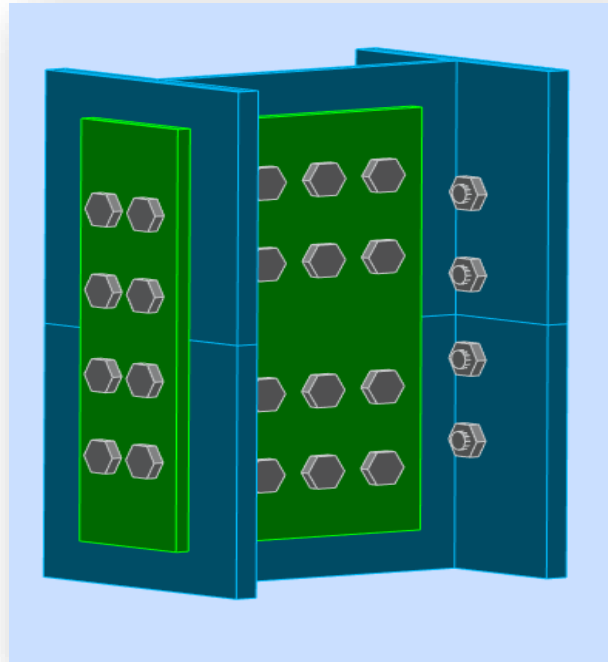


Figure VII.5. Assemblage poteau-poteau.

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison :  $G + Q + EY$

$$V_{sd} = 1221.4 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 1623.1 \text{ daN}$$

#### **VII. 3.4.2. Couvre joint de l'âme**

##### **VII. 3.4.2.1. Epaisseur du couvre joint**

- Dimension du couvre joint :  $500 \times 245 \text{ mm}^2$
- Le couvre joint sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement  $l = 245 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou  $d_0 = 24 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{(l - 2 \times d_0) \times t \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2 \times d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

$$t \geq 12214 \times \frac{1.25}{(245 - 2 \times 24) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 0.57 \text{ mm}$$

On prend :  $t = 15 \text{ mm}$

#### VII. 3.4.2.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec 3 files de 4 boulons  $\varnothing 22$  classe 8.8 HR, l'épaisseur la plus mince :

- $t = \min(t_w; t_{cornière}) = \min(13.5; 15) = 13.5 \text{ mm}$
- $d_0 = \varnothing + 2 = 24 \text{ mm}$
- **Entraxes ( $p_1$ )**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 72 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 96 \text{ mm.}$$

- **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 77 \text{ mm.}$$

#### VII. 3.4.2.3. Vérification au glissement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{p,Rd}}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{p,Rd} = 0.7 \times A_s \times F_{ub} = 0.7 \times 303 \times 800 = 16968 \text{ daN}$$

Avec :

- $k_s = 1$  trou nominal
- $n = 1$  un plan de glissement
- $\mu = 0.3$  coefficient de frottement (brossé)

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 169680}{1.1} = 4627.63 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{1224.1}{18} = 68.005 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 4627.63 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

#### VII. 3.4.3. Couvre joint de la semelle

##### VII. 3.4.3.1. Epaisseur du couvre joint

- Dimension du couvre joint :  $500 \times 200 \text{ mm}^2$
- Le couvre joint sollicité à la traction
- La longueur du plan de traction  $l = 200 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou  $d_0 = 24 \text{ mm}$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{1632.1}{0.4} = 4057.75 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{t \times (l - 2 \times d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2 \times d_0) \times f_y}$$

$$t \geq 4057.75 \times \frac{1.25}{(200 - 2 \times 24) \times 235} = 1.42 \text{ mm}$$

On prend :  $t = 15 \text{ mm}$

##### VII. 3.4.3.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec 2 files de 4 boulons  $\varnothing 22$  classe 8.8 HR, l'épaisseur la plus mince

- $t = \min(t_f; t_{cornière}) = \min(24; 15) = 15 \text{ mm}$
- $d_0 = \varnothing + 2 = 24 \text{ mm}$
- **Entraxes (p1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 96 \text{ mm.}$$

- **Pinces (e1, e2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 65 \text{ mm.}$$

##### VII. 3.4.3.3. Vérification au glissement

$$\frac{V'_{sd}}{n} \leq F_{s,Rd}$$

$$V'_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{1632.1}{0.4} = 4057.75 \text{ daN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{p,Rd}}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{p,Rd} = 0.7 \times A_s \times F_{ub} = 0.7 \times 303 \times 800 = 16968 \text{ daN}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

Avec :

- $K_s = 1$  trou nominal
- $n = 1$  un plan de glissement
- $\mu = 0.3$  coefficient de frottement (brossé)

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 169680}{1.1} = 4627.63 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{4057.75}{12} = 338.15 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 4627.63 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII. 3.5. Assemblage des contreventements

#### VII. 3.5.1. Contreventement en X (2 UPN 220)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre de contreventement avec le gousset soudé avec le poteau. Les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

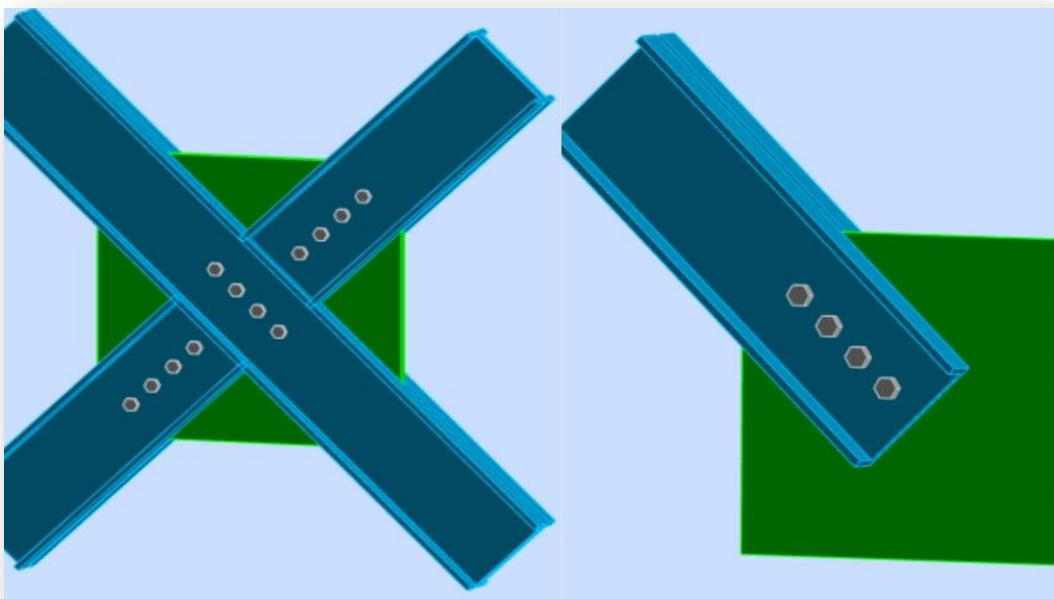


Figure VII.6. Assemblage contreventement en X.

#### VII. 3.5.1.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison :  $G + Q + EX$

$$N_{sd} = 54402.7 \text{ daN}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

#### VII. 3.5.1.2. Epaisseur du gousset

- Dimension du gousset :
  - Central  $660 \times 660 \text{ mm}^2$
  - De rive  $330 \times 330 \text{ mm}^2$
- Le gousset est sollicité à la traction
- La longueur du plan de traction  $l = 220 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou  $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{t \times (l - 2 \times d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2 \times d_0) \times f_y}$$

$$t \geq 54402.7 \times \frac{1.25}{(220 - 2 \times 20) \times 235} = 1.61 \text{ mm}$$

On prend :  $t = 16 \text{ mm}$

#### VII. 3.5.1.3 Soudure du gousset

##### ➤ Cordon de soudure

Epaisseur du gousset :  $\text{ép} = 16 \text{ mm} \longrightarrow a_{\min} = 3.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 11.2 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEB 400 :  $t_w = 14 \text{ mm} \longrightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 10 \text{ mm}$

On prend une valeur commune :  $a = 10 \text{ mm}$

##### ➤ Vérification de la soudure de la semelle à la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \Sigma L \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc :  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\Sigma L = 1956 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{10 \times 1956 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 497916.311 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 54402.7 \text{ daN} \leq F_{w,Rd} = 497916.311 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

#### VII. 3.5.1.4 Disposition constructive

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 4 boulons  $\emptyset 18$  classe 8.8 HR dans chaque côté de la barre avec

- $t = \min(t_f; t_{cornière}) = \min(10; 16) = 10 \text{ mm}$
- $d_0 = \emptyset + 2 = 20 \text{ mm}$
- **Entraxes ( $p_1$ )**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 65 \text{ mm.}$$

- **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 62 \text{ mm.}$$

#### VII. 3.5.1.5. Vérification au cisaillement

$$V_{T,sd} = \frac{N_{sd}}{2} \leq n \times F_{v,Rd}$$

n : nombre de boulon

$$4 \times F_{v,Rd} = 4 \times 0.6 \times \frac{A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$4 \times F_{v,Rd} = 4 \times 0.6 \times \frac{192 \times 800}{1.25} = 29491.2 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = \frac{N_{sd}}{2} = 27201.35 \leq n \times F_{v,Rd} = 29491.2 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII. 3.5.1.6. Vérification de la pression diamétrale

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1.03; 0.83; 2.22; 1) = 0.83$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.83 \times 360 \times 18 \times 16}{1.25} = 17210.8 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = \frac{N_{sd}}{4} = 13600.675 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 17210.8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

#### VII. 3.5.2. Contreventement en V (2 UPN 220)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre de contreventement avec le gousset, qui est soudé avec le poteau d'un côté et avec la poutre d'un autre côté.

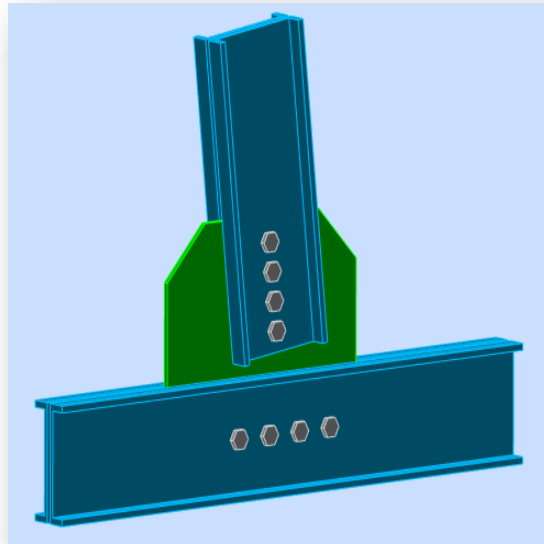


Figure VII.7. Assemblage contreventement en V.

#### VII. 3.5.2.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison :  $G + Q + EX$

$$N_{sd} = 51931.5 \text{ daN}$$

#### VII. 3.5.2.2. Epaisseur du gousset

- Dimension du gousset : gousset supérieure  $500 \times 500 \text{ mm}^2$   
gousset inférieure  $250 \times 500 \text{ mm}^2$
- Le gousset est sollicité à la traction
- La longueur du plan de traction  $l = 220 \text{ mm}$
- Le diamètre du trou  $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{t \times (l - 2 \times d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2 \times d_0) \times f_y}$$

$$t \geq 51931.5 \times \frac{1.25}{(220 - 2 \times 22) \times 235} = 1.57 \text{ mm}$$

On prend :  $t = 10 \text{ mm}$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

#### VII. 3.5.2.3. Epaisseur du connecteur

- La dimension du connecteur :  $220 \times 205 \text{ mm}^2$
- Le connecteur est sollicité en traction
- La longueur du plan de traction  $l = 205 \text{ mm}$
- Le diamètre du trou  $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$\frac{N_{sd}}{2} \leq N_{u,Rd} = \frac{t \times (l - 2 \times d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$
$$t \geq \frac{N_{sd}}{2} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2 \times d_0) \times f_y}$$
$$t \geq \frac{51931.5}{2} \times \frac{1.25}{(205 - 2 \times 22) \times 235} = 0.85 \text{ mm}$$

On prend :  $t = 10 \text{ mm}$

#### VII. 3.5.2.4 Soudure du gousset

##### ➤ Cordon de soudure

Epaisseur du gousset :  $\acute{e}p = 10 \text{ mm} \longrightarrow a_{\min} = 3.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 7 \text{ mm}$

Epaisseur d l'âme HEB 450 :  $t_w = 14 \text{ mm} \longrightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 10 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 270 :  $t_f = 10.2 \text{ mm} \longrightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 7.14 \text{ mm}$

Epaisseur du contreventement en 2UPN220 :

$$\acute{e}p = 10 \text{ mm} \longrightarrow a_{\min} = 3.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 7 \text{ mm}$$

On prend une valeur commune :  $a = 7 \text{ mm}$

##### ➤ Vérification de la soudure connecteur-barre a la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \Sigma L \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc :  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\Sigma L = 1036 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{10 \times 1036 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 263722.54 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 54402.7 \text{ daN} \leq F_{w,Rd} = 263722.54 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Vérification de la soudure gousset a la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$



## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \Sigma L \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc :  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\Sigma L = 940 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{7 \times 940 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 167499.45 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 51931.5 \text{ daN} \leq F_{w,rd} = 167499.45 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII. 3.5.1.4. Disposition constructive

On prend deux files de 4 boulons  $\emptyset 20$  classe 10.9 HR dans chaque côté de la barre avec :

- $t = \min(t_{cornière}; t_{gousset}) = \min(10; 10) = 10 \text{ mm}$
- $d_0 = \emptyset + 2 = 22 \text{ mm}$
- **Entraxes ( $p_1, p_2$ )**

✓ Diagonale

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 55 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 55 \text{ mm.}$$

✓ membrure

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 80 \text{ mm.}$$

- **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 110 \text{ mm.}$$

#### VII. 3.5.1.5. Vérification au cisaillement

$$V_{T,sd} = \frac{N_{sd}}{2} \leq n \times F_{v,Rd}$$

n : nombre de boulon

$$4 \times F_{v,Rd} = 4 \times 0.6 \times \frac{A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$4 \times F_{v,Rd} = 4 \times 0.6 \times \frac{245 \times 1000}{1.25} = 47040 \text{ daN}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

$$V_{T:sd} = \frac{N_{sd}}{2} = \frac{51931.5}{4} = 12982.875 \text{ daN} \leq n \times F_{v,Rd} = 47040 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII. 3.5.1.6. Vérification de la pression diamétrale

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

n : nombre de boulon

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times F_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0.60; 0.96; 2.78; 1) = 0.60$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.6 \times 1000 \times 20 \times 10}{1.25} = 24000 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = \frac{N_{sd}}{4} = \frac{51931.5}{4} = 12982.875 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 24000 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

#### VII. 4. PIED DE POTEAU

Les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés. Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrage noyées dans le béton.

Pour notre structure, le pied de poteau est encasté dans un poteau en béton armé.

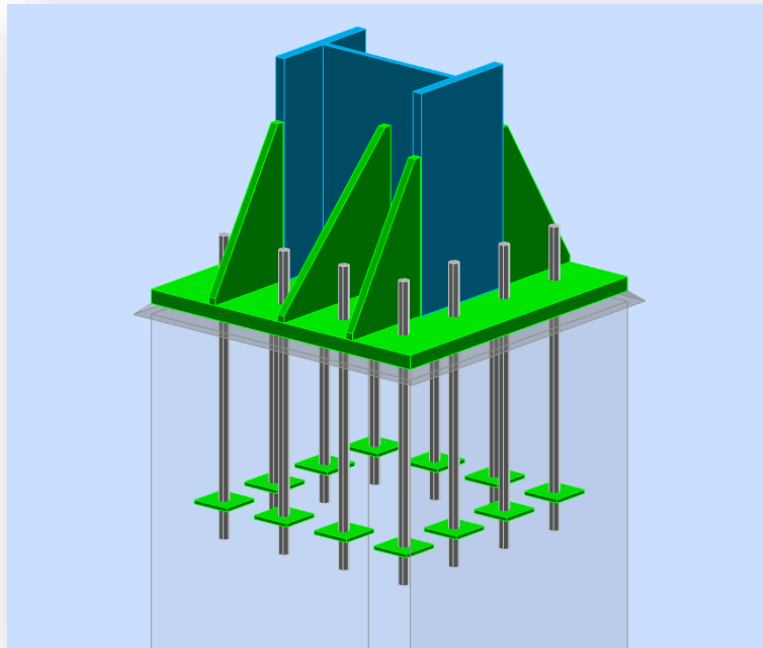


Figure VII.8. Assemblage pied de poteau.

Les poteaux sont élargis à leur base par les platines soudées, toutes reposent sur le sol par l'intermédiaire d'un massif en béton, auquel il est ancré par des boulons de scellement, le but est de transmettre les sollicitations appliquées par la construction aux fondations.

#### VII. 4.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 0.8 G + Ex

$$N_{t,sd} = 690.95 \text{ KN (Effort de traction)}$$

$$M_{y,sd} = 8400 \text{ KN.m} \quad mV_{y,sd} = 3300 \text{ KN}$$

$$M_{z,sd} = 3400 \text{ KN.m} \quad mV_{z,sd} = 4400 \text{ KN}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

#### VII. 4.2. Dimensionnement de la plaque d'assise

La plaque d'assise doit être dimensionnée de tel sort à résister à l'effort de compression.

➤ **Effort de compression à prendre en compte**

L'effort de compression le plus défavorable sous la combinaison ELU :

$$N_{c,sd} = 3337 \text{ KN}$$

➤ **Résistance du matériau de scellement**

$$f_j = \beta_j \times \alpha \times f_{cd}$$

- $\beta_j$  : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3

$$\alpha = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1.5$$

- $\alpha$  : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1.5

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ Mpa}$$

- $f_{cd}$  : La résistance du béton à la compression

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ Mpa}$$

➤ **Estimation de l'air de la plaque d'assise**

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max \left[ \frac{1}{h \times b} \times \left( \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right)^2 ; \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right] = \max \left[ \frac{1}{450 \times 300} \times \left( \frac{3337000}{16.67} \right)^2 ; \frac{3337000}{16.67} \right]$$

$$A_{c0} = 296830.76 \text{ mm}^2$$

➤ **Choix du type de la plaque d'assise**

$$A_{c0} \geq 0.95 \times h \times b \longrightarrow \text{Adopté une plaque d'assise a projection étendue}$$

$$A_{c0} \leq 0.95 \times h \times b \longrightarrow \text{Adopté une plaque d'assise a projection courte}$$

$$A_{c0} \geq 0.95 \times 450 \times 300 = 128250 \text{ mm}^2 \implies \text{plaque d'assise a projection courte}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

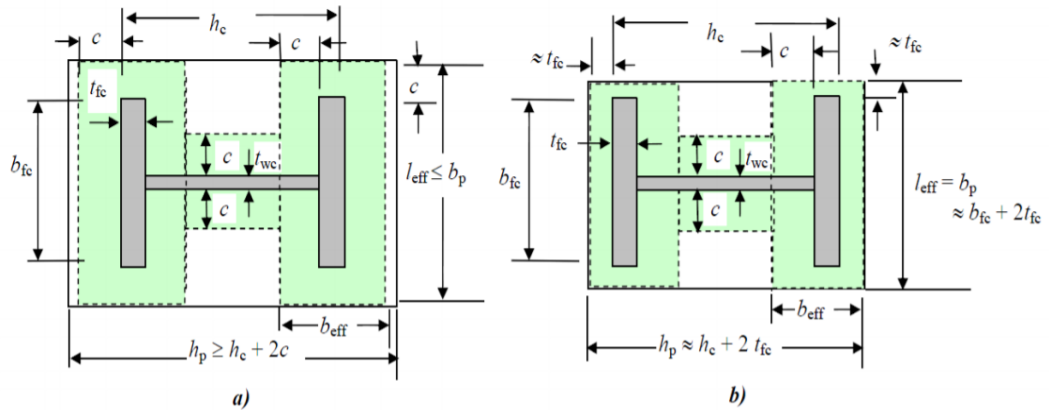


Figure VII.9. Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b).

#### ➤ Détermination de la largeur d'appui supplémentaire

La valeur de la largeur d'appui supplémentaire  $c$  est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit :

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \times A \times C}}{2 \times A}$$

Pour une plaque a projection courte :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 2 \\ B = 2 \times b - t_w + h \\ C = (b \times t_f + 0.5 \times h \times t_w - t_f \times t_w) - \frac{N_{j,sd}}{2 \times f_j} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 2 \\ B = 2 \times 300 - 14 + 450 = 1036 \text{ mm} \\ C = (300 \times 26 + 0.5 \times 450 \times 14 - 26 \times 14) - \frac{3337000}{2 \times 16.67} = -89504 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$c = \frac{-1036 + \sqrt{1036^2 - 4 \times 2 \times (-89504)}}{2 \times 2} = 75.41 \text{ mm}$$

On prend donc :  $c = 80 \text{ mm}$

#### ➤ Détermination des dimensions de la plaque d'assise

Les dimensions de la plaque d'assise a projection étendue ce calculent comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_p \geq b + 2 \times c = 300 + 2 \times 80 = 460 \text{ mm} \\ h_p \geq h + 2 \times c = 450 + 2 \times 80 = 610 \text{ mm} \end{array} \right.$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

On prend :

$$\begin{cases} b_p = 800 \text{ mm} \\ h_p = 800 \text{ mm} \end{cases}$$

$$b_p \times h_p = 800 \times 800 = 640000 > 296830.67 \text{ mm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise**

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes :

$$t_p \geq t_{p,min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}} = 80 \times \sqrt{\frac{3 \times 16.67 \times 1.1}{235}} = 38.70 \text{ mm}$$

On prend donc :  $t_p = 40 \text{ mm}$

➤ **Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé avec deux files de 4 tiges au niveau de chaque semelle et deux files de 2 tiges au niveau de l'âme d'encrage  $\emptyset 27$  classe 6.8.

$$t = t_p = 40 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 3 = 30 \text{ mm}$$

• **Entraxe ( $P_1$  ;  $P_2$ )**

$$2.2 d_0 < P_1 \leq 14 t \longrightarrow 66 < P_1 \leq 560 \longrightarrow P_1 = 185 \text{ mm}$$

$$3 d_0 < P_2 \leq 14 t \longrightarrow 90 < P_2 \leq 560 \longrightarrow P_2 = 185 \text{ mm}$$

• **Pinces ( $e_1$  ;  $e_2$ )**

$$1.2 d_0 < e_1 \leq 12 t \longrightarrow 36 < e_1 \leq 480 \longrightarrow e_1 = 185 \text{ mm}$$

$$152 d_0 < e_2 \leq 12 t \longrightarrow 45 < e_2 \leq 480 \longrightarrow e_2 = 185 \text{ mm}$$

L'ancrage est réaliser par 12 tiges  $\emptyset 27$  avec :

$$l_1 = 2\emptyset ; l_2 = 20\emptyset$$

Donc on prend :  $l_1 = 150 \text{ mm}$  ;  $l_2 = 600 \text{ mm}$  ;  $l_3 = 100 \text{ mm}$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

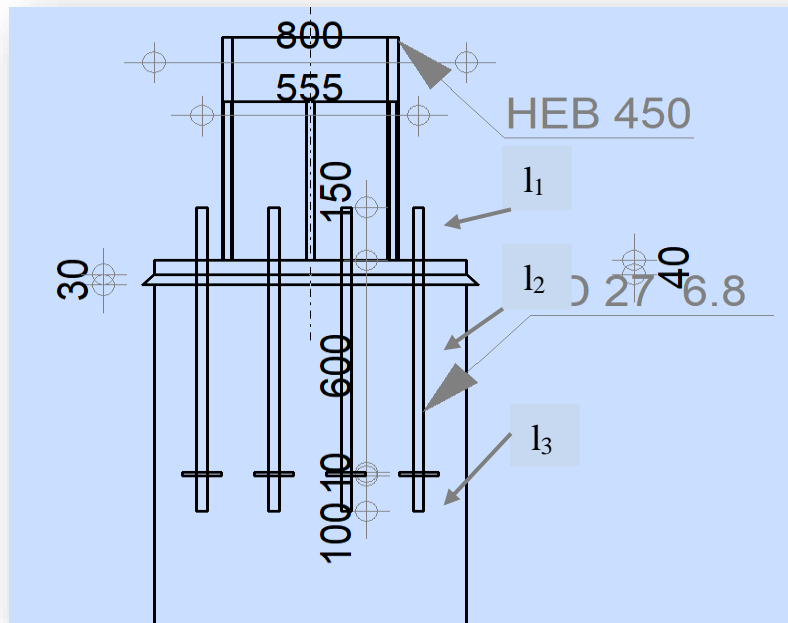


Figure VII.10. Longueurs d'ancrages pied de poteau.

### VII. 4.3. Vérification de la résistance du pied de poteau

#### VII. 4.3.1 Vérification de la résistance a la compression

La résistance d'un pied de poteau sur sa fondation est assurée par trois tronçons en T équivalents comprimés, un pour chaque semelle et un pour l'âme du poteau.

Pour chaque tronçon en T équivalent, la résistance de calcul à l'écrasement est déterminée en multipliant sa surface d'appui par la résistance du matériau de scellement.

$$F_{c,Rd} = (2A_f + A_w)f_j$$

$$A_f = (b + 2c)(2c + t_f) = (300 + 2 \times 80) \times (2 \times 80 + 26)$$

$$A_f = 85560 \text{ mm}^2$$

$$A_w = (h - 2c - 2t_f)(2c + t_w) = (450 - 2 \times 80 - 2 \times 26) \times (2 \times 80 + 14)$$

$$A_w = 41412 \text{ mm}^2$$

$$F_{c,Rd} = (2 \times 85560 + 41412) \times 16.67 \times 10^{-1}$$

$$F_{c,Rd} = 354290.84 \text{ daN} > N_{c,sd} = 333700 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

#### VII. 4.3.2 Vérification de la résistance a la traction

Pour déterminer la résistance de l'assemblage a la traction provoquée par les efforts de soulèvement on modélise se dernier par un tronçon en T équivalent tendu de l'âme. Cette résistance correspondra à la plus petite des résistances des modes de ruines de ce dernier.

##### VII. 4.3.2.1. Résistance des tiges d'ancrage

La résistance de calcul des boulons d'ancrage  $F_{t,Rd,anchor}$  égale à la plus petite des valeurs de la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage  $F_{t,Rd}$ , et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage  $F_{t,bond,Rd}$ .

$$F_{t,Rd,anchor} = \min(F_{t,bond,Rd} ; F_{t,Rd} )$$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{\alpha}$$

- $d$  : Diamètre de la tige  $d = 27 \text{ mm}$
- $l_b$  : l'ancrage dans le béton  $l_b = l_2 + l_3 = 700 \text{ mm}$
- $\alpha$  : facteur tenant en compte la forme de la tige

Nous avons utilisé des tiges avec plaque d'ancrage  $\longrightarrow \alpha = 0.75$

$$f_{bd} = \frac{0.36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \times \frac{132 - 27}{100} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 27 \times 700 \times 1.26 \times 10^{-1}}{0.75} = 9975.18 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 459 \times 600 \times 10^{-1}}{1.5} = 16524 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = \min( 9975.18 \text{ daN} ; 16524 \text{ daN} )$$

$$F_{t,Rd,anchor} = 9975.18 \text{ daN}$$

##### VII. 4.3.2.2. Longueur participantes du tronçon en T équivalent tendu

La longueur participante du tronçon en T pour un pied de poteau encastrier est la suivante :  
Selon l'Eurocode 3 -1.8-tableau 6.6 :



## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

<b>Mécanisme circulaire</b>		<b>Mécanisme non circulaire</b>
$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2 \pi m_x \\ \pi m_x + w \\ \pi m_x + 2 e \end{cases}$	$l_{eff,nc} = \min$	$\begin{cases} 4 m_x + 1.25 e_x \\ 2 m_x + 0.625 e_x + \frac{w}{2} \\ 2 m_x + 0.625 e_x + e \\ b_p/2 \end{cases}$

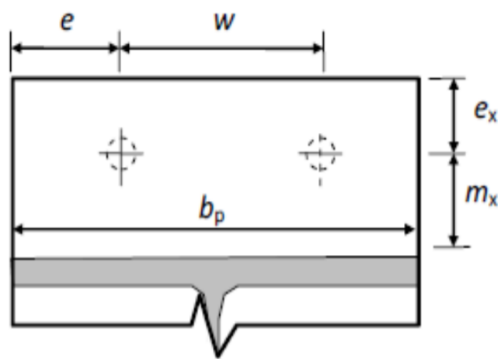


Figure VII.11. Paramètre des mécanismes

$$w = 185 \text{ mm} ; e = 185 \text{ mm} ; e_x = 185 \text{ mm} ; m_x = 66 \text{ mm} ; b_p = 800 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = \min(l_{eff,nc}; l_{eff,cp})$$

$$\begin{cases} l_{eff,cp} = \min(414.70 \text{ mm} ; 392.34 \text{ mm} ; 452.34 \text{ mm}) \\ l_{eff,cp} = 392.34 \text{ mm} \\ l_{eff,nc} = \min(417.12 \text{ mm} ; 301.06 \text{ mm} ; 331.06 \text{ mm} ; 400 \text{ mm}) \\ l_{eff,nc} = 301.06 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_{eff} = 301.06 \text{ mm}$$

#### VII. 4.3.2.3. Mode de ruine

Les modes de ruine possibles d'un tronçon en T équivalent tendu sont illustrés sous forme de schémas dans le tableau suivant :

# CHAPITRE VII

## Etude des assemblages

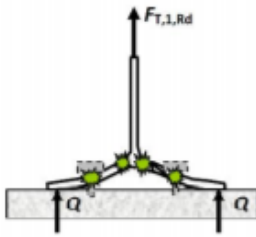
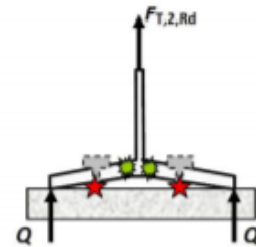
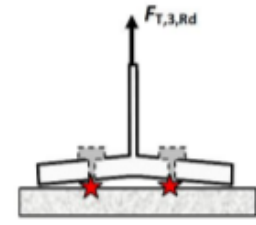
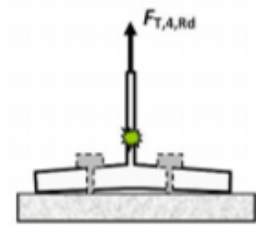
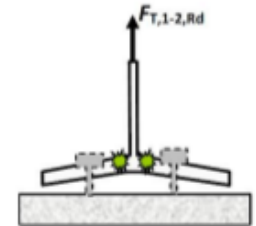
Mode	Description	schéma	Résistance
Mode 1	Mécanisme plastique complet		$F_{t,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$
Mode 2	Mécanisme plastique partiel avec ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,2,Rd} = \frac{4 M_{pl,2,Rd}}{m + n} + \frac{2 n F_{t,Rd,anchor}}{m + n}$
Mode 3	Ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,3,Rd} = 2 F_{t,Rd,anchor}$
Mode 4	Plastification de l'âme tendue		$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}}$ $b_{eff,t} = l_{eff,1}$
Mode 1-2	Ruine par plastification en flexion de la semelle conjointement avec la séparation de la plaque d'assise de la fondation du fait de l'allongement du boulon d'ancrage (effort de levier annulé). Ce mode de ruine remplace les premier et deuxième modes de ruine.		$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 M_{pl,1,Rd}}{m}$
$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,1}; \quad m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yb}}{4 \gamma_{m0}}; \quad l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc})$ $M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,2}; \quad l_{eff,2} = l_{eff,nc}; \quad n = \min(e; 1.25 m)$			

Tableau VII.1. Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

#### ➤ Vérification de la présence d'un effet de levier

Le mode de ruine 1-2 peut remplacer les premier et deuxième modes si la condition suivante relative à l'existence d'un effet de levier est satisfaite :

$$L_b \geq L_b^*$$

- $L_b$  : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5K$$

- $t_{wa}$  : Epaisseur de la rondelle  $t_{wa} = 5 \text{ mm}$
- $K$  : Epaisseur de l'écrou  $K = 0.8d$
- $e_m$  : Epaisseur du mortier de calage  $e_m = 30 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 27 + 30 + 40 + 5 + 0.5 \times 0.8 \times 27 = 301.80 \text{ mm}$$

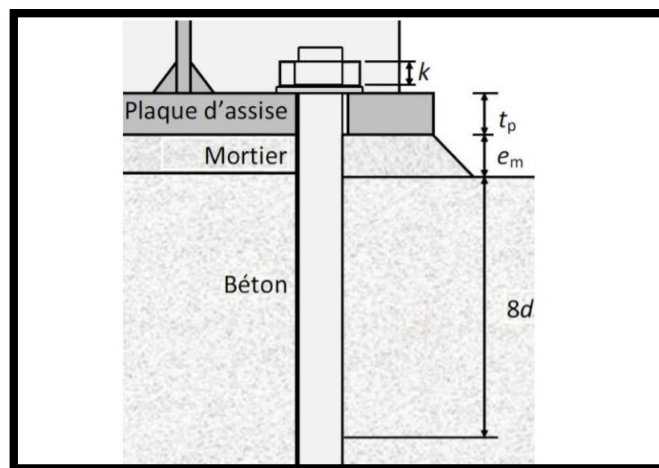


Figure VII.12. Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.

- $L_b^*$  : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b^* = \frac{8.8 \times m^3 \times A_s}{l_{eff,1} \times t_p^3} = \frac{8.8 \times 66^3 \times 459}{301.06 \times 40^3} = 60.27 \text{ mm} < L_b$$

L'effet de levier ne peut être développé et les modes de ruine 1-2 ; 3 ; 4 peuvent être considérés.

#### VII. 4.3.2.4. Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la plus petite des modes de ruine :

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd})$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

➤ **Mode 1-2**

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 301.06 \text{ mm}$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 \times f_y}{4 \times \gamma_{m0}} = \frac{40^2 \times 235 \times 10^{-1}}{4 \times 1.1} = 8545.45 \text{ daN}$$

$$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{eff,1} = 8545.45 \times 0.301 = 2572.18 \text{ daN.m}$$

$$F_{t,1,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2 \times 2572.18}{0.066} = 77944.84 \text{ daN}$$

➤ **Mode 3**

$$F_{t,3,Rd} = 2 \times F_{t,Rd,anchor} = 2 \times 9975.18 = 19950.36 \text{ daN}$$

➤ **Mode 4**

$$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} \times t_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{301.06 \times 14 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 90044.30 \text{ daN}$$

➤ **Valeur de la résistance finale**

$$F_{t,Rd} = \min(77944.84 \text{ daN} ; 19950.36 \text{ daN} ; 90044.30 \text{ daN})$$

$$F_{t,Rd} = 19950.36 \text{ daN}$$

Puisque l'assemblage contient 4 rangées de boulons la valeur de la résistance devient alors :

$$F_{t,Rd} = 4 \times 19950.36 = 79801.44 \text{ daN} > N_{t,sd} = 69095 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII. 4.3.2.5. Vérification de la soudure

➤ **Cordon de soudure**

• **Gorge assemblant âme – platine :**

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{min} = \min(t_f, t_p) = \min(14 ; 40) = 14 \text{ mm}$$

Selon l'abaque de pré dimensionnement de la gorge de soudure (Annexe C) :

$$3.5 \text{ mm} < a_w \leq 10 \text{ mm}$$

On prend alors :  $a_w = 10 \text{ mm}$

• **Gorge assemblant semelle – platine :**

Epaisseur la plus mince entre la semelle et la platine :

$$t_{min} = \min(t_f, t_p) = \min(26 ; 40) = 26 \text{ mm}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

Selon l'abaque de pré dimensionnement de la gorge de soudure (Annexe C) :

$$7 \text{ mm} < a_f \leq 18 \text{ mm}$$

On prend au finale une valeur commune :

$$a = 10 \text{ mm}$$

- **Distribution des efforts sur les différents cordons**

- Cordon âme-platine

Chaque cordon reprend :  $\frac{V_z}{2} = \frac{4400}{2} = 2200 \text{ daN}$

Longueur total du cordon de soudure de l'âme :

$$L_w = 2 \times (h - 2t_f - 2r) = 2 \times (450 - 2 \times 26 - 2 \times 27) = 688 \text{ mm}$$

- Cordon semelle-platine

Chaque cordon reprend :  $\frac{V_y}{2} = \frac{3300}{2} = 1650 \text{ daN}$

Longueur total du cordon de soudure de la semelle :

$$L_f = 2b + (2b - 4r - 2t_w) = 2 \times 300 + (2 \times 300 - 4 \times 27 - 2 \times 14)$$

$$L_f = 1064 \text{ mm}$$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{t,sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times L_f \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utiliser S235 :  $\left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{array} \right.$
- La longueur totale du cordon de soudure de la semelle :  $L_f = 1064 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{10 \times 1067 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25}$$

$$F_{w,Rd} = 270850.18 \text{ daN} > N_{t,sd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII. 4.3.2.6. Vérification au poinçonnement de la plaque

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

- $d_m$  : diamètre moyen de la tige

Selon l'annexe C le diamètre moyen pour une tige  $\emptyset 27$  :  $d_m = 44.2$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times 44.2 \times 40 \times 360 \times 10^{-1}}{1.25} = 95978.92 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_{t,sd}}{nbr_{tige}} = \frac{69095}{12} = 5757.91 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 5757.91 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 95978.92 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII. 4.3.3. Vérification au cisaillement

##### VII. 4.3.3.1. Résistance de calcul au glissement

Selon l'Euro code 3-(1.-8)-6.2.2(6) :

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \times N_{c,Rd}$$

- $C_{f,d}$  : Coefficient de glissement pour mortier de ciment  $C_{f,d} = 0.3$
- $N_{c,Rd}$  : Effort de compression

$$F_{f,Rd} = 0.3 \times 333700 = 100110 \text{ daN}$$

##### VII. 4.3.3.2. Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage

Selon l'Eurocode 3-(1.-8)-6.2.2(7) :

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{bc} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha_{bc} = 0.44 - 0.0003f_{yb} = 0.44 - 0.0003 \times 480 = 0.296$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0.296 \times 600 \times 459 \times 10^{-1}}{1.25} = 6521.472 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + nbr_{tige} \times F_{vb,Rd} = 100110 + 12 \times 6521.472$$

$$F_{v,Rd} = 178367.66 \text{ daN} > V_{z,sd} = 4400 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### VII. 4.3.3.3. Vérification de la soudure au cisaillement

$$V_{z,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a_w \times L_w \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utiliser S235 :  $\left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{array} \right.$
- La longueur totale du cordon de soudure de l'âme :  $L_w = 688 \text{ mm}$

## CHAPITRE VII

### Etude des assemblages

---

$$F_{v,Rd} = \frac{10 \times 688 \times 360 \times 10^{-1}}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25}$$

$$F_{v,Rd} = 142998.11 \text{ daN} > V_{z,Sd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII. 4.3.4. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{z,Sd}}{nbr_{tige}} \leq F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(2.05; 1.80; 1.66; 1) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 27 \times 40 \times 10^{-1}}{1.25} = 77760 \text{ daN}$$

$$\frac{4400}{12} = 366.66 \text{ daN} < F_{b,Rd} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### I. 4.3.5. Vérification de la combinaison traction cisaillement

$$\frac{V_{z,Sd}}{nbr_{tige} \times F_{v,Rd}} + \frac{N_{t,Sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{4400}{12 \times 6521.47} + \frac{69095}{1.4 \times 79801.44} \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Université Abou Baker Belkaid

# CHAPITRE VIII

## Etude de l'infrastructure



# CHAPITRE VIII

## Etude de l'infrastructure

---

### I. 1. Calcul des fondations

#### I. 1.1. Introduction

Une fondation est chargée de transmettre au sol d'appuis les charges provenant de la superstructure dans les meilleures conditions possible, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple), pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

#### I. 1.2. Stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage, des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites, mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

#### I. 1.3. Rapport du sol

L'étude géotechnique et les résultats obtenus à partir des essais in situ à permis de cité les recommandations suivantes :

- Sauf avis contraire, il serait souhaitable de prévoir des fondations superficielles de type semelle filante.
- La contrainte admissible du sol sera prise égale à  $q_{adm} = 2.20 \text{ bars}$  pour une profondeur d'ancrage de 4.00 m par rapport au terrain naturel tout en assurant un enfouissement minimum de 1.00 m de la semelle.
- L'eau a été signalée à une profondeur de 13.5 au voisinage SC03 (le point pris en compte pour notre ouvrage) lors des travaux d'investigation.

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

#### I. 1.4. Choix du type de fondation

Le choix de type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique
- La facilité de réalisation.

#### I. 1.4.1. Vérification vis-à-vis du chevauchement des semelles filantes

Le calcul de la largeur « b » se fait dans le sens (X-X) qui est le plus défavorable, à travers les efforts appliqués par la structure sous combinaison :

$$ELS = G + Q$$

$$\sigma = \frac{\sum N_i}{b \times l} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$b \geq \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol} \times l}$$

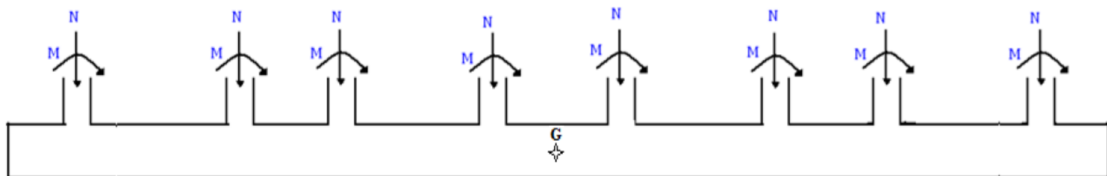


Figure VII.1 : Schéma statique d'une semelle filante

A partir du logiciel SAP2000 on a pu tirer le poids de la structure à l'ELS sans prendre en compte les moments résiduelles du a l'excentricité avec :

$$\sum N_{ELS} = 1577002 \text{ daN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 2.20 \text{ bar} \quad l = 29.70 \text{ m}$$

$$b \geq \frac{1577002 \times 10^1}{0.22 \times 29.70} = 2413.53 \text{ mm}$$

On prend donc :  $b = 2.5 \text{ m}$

Le plus petit entraxe entre poteau sur le sens (X-X) :  $\text{entraxe} = 2.6 \text{ m}$

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

---

Donc on peut conclure que : en vue de largeur de la semelle et l'entraxe entre poteau il y'a risque de chevauchement entre les semelles, qui nous mène à écarter l'idée des semelles filantes et d'opter pour un radier général.

#### I. 1.5. Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction, cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée.

Dans notre cas on opte pour un radier nervuré (Rigide) car il est de loin le plus utilisé et le plus économique.

##### I. 1.5.1. Pré dimensionnement du radier

###### ➤ Condition forfaitaire

- Epaisseur de la dalle

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20}$$

Avec :

$l_{max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux qui est égale à 6.90 m

$$h_d \geq 0.345 \text{ m}$$

- Epaisseur de la nervure

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10}$$

$$h_n \geq 0.69 \text{ m}$$

- Débordement

Le débord est nécessaire dans le cas ou :  $S_{batiment} < \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}$

$$S_{batiment} = 474.60 \text{ m}^2 \quad N_u = 108599.96 \text{ daN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 2.20 \text{ bars}$$

$N_u$  : Poids de la structure a l'ELU tiré par le logiciel SAP2000.

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

---

$$\frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{108.59}{0.22} = 493.63 \text{ m}^2 > 474.60 \text{ m}^2$$

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$D > 85 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de 1m

#### I. 1.5.2. Vérification des contraintes

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$\sigma_{min}$  Et  $\sigma_{max}$  sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales au radier.

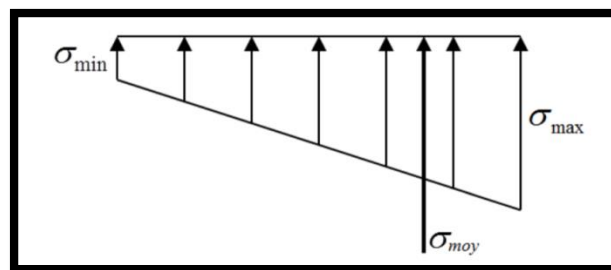


Figure VII.2 : Distribution des contraintes

Après modélisation du radier dans le logiciel SAFE (élément plaque sur sol élastique), nous avons pu obtenir les déplacements suivant pour la vérification des contraintes :

$$Z_{max} = 0.60 \text{ cm} \quad Z_{min} = 0.014 \text{ cm}$$

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

---

Les dimensions du radier ont été prises : 
$$\begin{cases} h_d = 0.6 \text{ m} \\ h_n = 1.70 \text{ m} \end{cases}$$

- On doit vérifier que : 
$$\sigma = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : 
$$\sigma_{max} = Z_{max} \times K \quad \text{et} \quad \sigma_{min} = Z_{min} \times K$$

- $Z_{max}, Z_{min}$  : Déplacement maximal et minimal suivant  $U_z$  à l'ELS donnée par le logiciel SAFE
- $K$  : Coefficient de BALLAST (Coefficient de la raideur du sol)

$$K = 4.40 \text{ Kg/cm}^3 \text{ (Tableau de la raideur du sol)}$$

$$\sigma_{max} = 0.6 \times 4.40 = 2.64 \text{ bars}$$

$$\sigma_{min} = 0.014 \times 4.40 = 0.061 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 2.64 + 0.061}{4} = 2 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- On vérifie aussi que : 
$$\frac{N_s}{S_{batiment}} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$N_s$  : Poids de la structure a l'ELS tiré par le logiciel SAP2000.

$$N_s = 79088.53 \text{ daN}$$

$$\frac{79088.53 \times 10^{-2}}{474.60} = 1.66 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### Remarque

En vue des contraintes importantes sur la partie nord du radier on a jugé qu'un débord n'est nécessaire que sur le long de cette dernière.

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

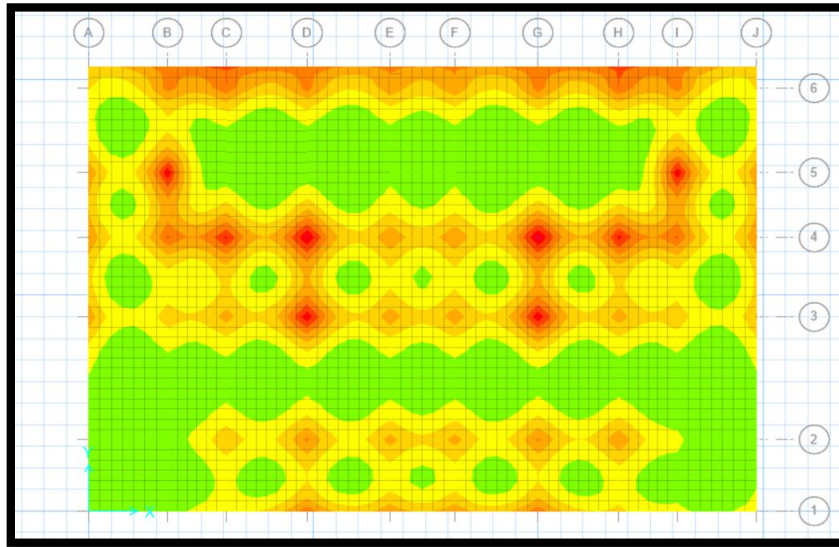


Figure VII.3 : Répartition des contraintes sur le radier

#### I. 1.5.3. Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité  $N_u = 333700 \text{ daN}$

$U_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier d'où :

$$U_c = 2 \times (a + b + 2 \times h_d)$$

Avec les dimensions du poteau en béton armée :

$$\begin{cases} a = 0.8 \text{ m} \\ b = 0.8 \text{ m} \end{cases}$$

$$0.045 \times (2 \times (800 + 800 + 2 \times 600)) \times 600 \times 25 \times 10^{-1} = 378000 \text{ daN}$$

$$N_u = 333700 \text{ daN} < 378000 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### I. 1.5.4. Vérification de la rigidité

Pour un radier rigide (nervuré) il faut que :

$$L_e \geq \frac{2 \times L_{max}}{\pi}$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} I = \frac{b \times h_n^3}{12} = \frac{1 \times 1.70^3}{12} = 0.409 \text{ m}^4$$

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

---

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32200 \times 0.409}{44 \times 1}} = 5.88 \text{ m}$$

$$L_e > \frac{2 \times 6.90}{\pi} = 4.40 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### I. 1.5.5. Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$V_u$  : Effort tranchant tiré du logiciel SAFE à l'ELU  $V_u = 36709 \text{ daN/ml}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{36709 \times 10^{-6}}{1 \times 0.9 \times 0.6} = 0.68 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### I. 1.5.6. Stabilité au renversement

Selon le RPA la stabilité au renversement est vérifiée par la condition suivante :

$$e = \frac{M_{renversant}}{N_{ELS}} \leq \frac{B}{4}$$

$M_{renversant}$  : Moment du à l'effort sismique (E) donnée par le logiciel SAP2000.

$B$  : le plus grand coté du bâtiment  $B = 30 \text{ m}$

##### ➤ Suivant l'axe X

$$M_{EY} = 957488.59 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{957488.59}{79088.53} = 1.21 \text{ m} < \frac{30}{4} = 7.5 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Suivant l'axe Y

$$M_{EX} = 106969.15 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{106969.15}{79088.53} = 1.35 \text{ m} < \frac{30}{4} = 7.5 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

---

Pas de risque de renversement des fondations suivant les deux sens.

#### I. 1.5.7. Vérification vis-à-vis du soulèvement

Pour qu'il n'y aura pas de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique, il faut que :

$$W \geq 1.5 \times \gamma_w \times D \times S_r$$

$W$  : Poids de la structure sous combinaison (0.8G+E) donnée par le logiciel SAP2000

$$W = 5350628.10 \text{ daN}$$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau

$D$  : Ancrage des fondations

$S_r$  : Surface du radier

$$D = 4.76 \text{ m} \quad ; \quad S_r = 627 \text{ m}^2 \text{ (avec débord)} \quad ; \quad \gamma_w = 1000 \text{ daN/m}^3$$

$$1.5 \times 1000 \times 4.76 \times 627 = 4476780 \text{ daN}$$

$$W > 4476780 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

#### I. 1.5.8. les différentes sollicitations

Les résultats obtenus après modélisation sont représentés dans le tableau suivant :

[KN.M]		ELU		ELS	
		M <sub>11</sub> (Sens X)	M <sub>22</sub> (Sens-Y)	M <sub>11</sub> (Sens X)	M <sub>22</sub> (Sens-Y)
Nervure	Appuis	545.01	500.61	396.16	328.27
	Travée	257.15	213.65	187.57	154.73
Dalle	Appuis	167.94	140.69	122.30	109.40
	Travée	46.72	50.94	34.02	37.11

Tableau VII.1 : Les différentes sollicitations



## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

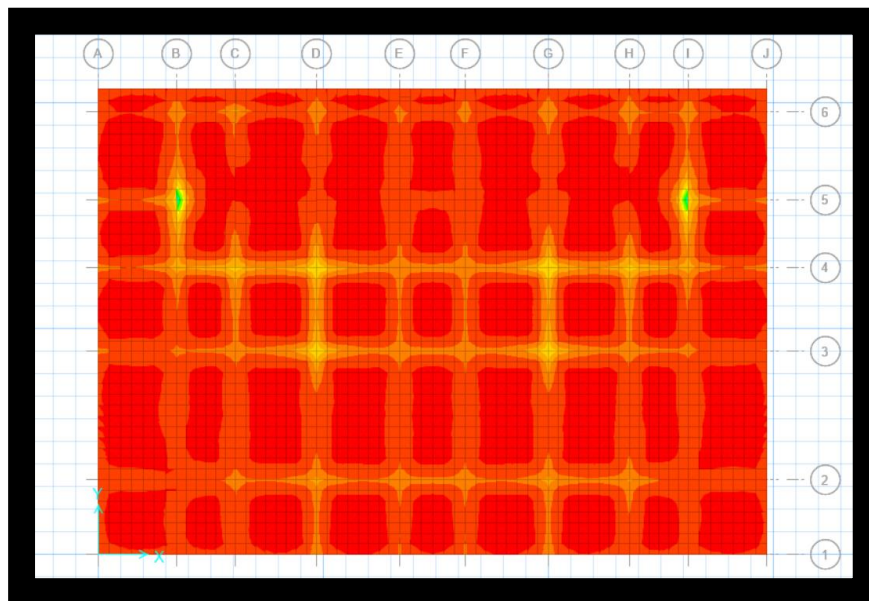


Figure VII.4 : Moment au niveau de la dalle

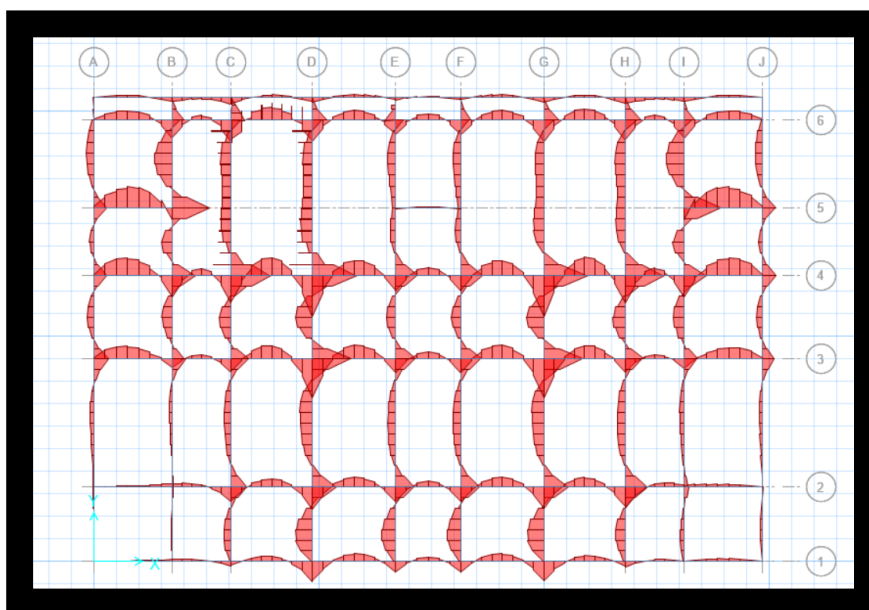


Figure VII.5 : Moment au niveau des nervures

#### **I. 1.5.7. Calcul du ferrailage du radier**

##### **I. 1.5.7.1. Ferrailage de la dalle**

Le radier est assimilé à un planché renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, pour une bande de « 1 m » en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

---

On prend le panneau le plus défavorable : 
$$\begin{cases} l_x = 3.70 \text{ m} \\ l_y = 6.90 \text{ m} \end{cases}$$
$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.6 = 0.54 \text{ m}$$

➤ **En travée**

• **Ferraillage suivant  $l_x$**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{46.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.16} = 0.011 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.014$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.54 \times (1 - 0.4 \times 0.014) = 0.537 \text{ m}$$

En situation durable : 
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{46.72 \times 10^{-3}}{0.537 \times 348} \times 10^4 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Ferraillage suivant  $l_y$**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{50.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.16} = 0.012 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.54 \times (1 - 0.4 \times 0.015) = 0.536 \text{ m}$$

En situation durable : 
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{50.94 \times 10^{-3}}{0.536 \times 348} \times 10^4 = 2.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(6 \text{ cm}^2 \times 7.08 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} > 7.08 \text{ cm}^2$$

• **Choix final**

$$A_{st} = 10 \text{ T } 20 = 31.42 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

---

- **Vérification à l'ELS**

Il faut vérifiée que :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- Suivant X

Avec : 
$$\delta = \frac{M_{11.u}}{M_{11.s}} = \frac{46.72}{34.02} = 1.37$$

$$\alpha = 0.014 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Suivant Y

Avec : 
$$\delta = \frac{M_{22.u}}{M_{22.s}} = \frac{50.94}{37.11} = 1.37$$

$$\alpha = 0.015 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton ( $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ )

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **En appuis**

- **Ferraillage suivant  $l_x$**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{167.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.16} = 0.04 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.051$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.54 \times (1 - 0.4 \times 0.051) = 0.53 \text{ m}$$

En situation durable : 
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{167.94 \times 10^{-3}}{0.53 \times 348} \times 10^4 = 9.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Ferraillage suivant  $l_y$**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{140.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.16} = 0.034 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.003}) = 0.043$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.54 \times (1 - 0.4 \times 0.043) = 0.53 \text{ m}$$

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

---

En situation durable : 
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{140.69 \times 10^{-3}}{0.53 \times 348} \times 10^4 = 7.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(6 \text{ cm}^2 \times 7.08 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} > 7.08 \text{ cm}^2$$

- **Choix final**

$$A_{st} = 10 \text{ T } 20 = 31.42 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELS**

Il faut vérifiée que :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- Suivant X

Avec : 
$$\delta = \frac{M_{11,u}}{M_{11,s}} = \frac{167.94}{122.30} = 1.37$$

$$\alpha = 0.051 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Suivant Y

Avec : 
$$\delta = \frac{M_{22,u}}{M_{22,s}} = \frac{140.69}{109.40} = 1.28$$

$$\alpha = 0.043 < \frac{1.28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton ( $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ )

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Calcul de l'espacement**

D'après le BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(54 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

---

#### I. 1.5.7.2. Ferrailage de la nervure

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire :

$$b = 0.8 \text{ m} ; \quad h = 1.70 \text{ m} ; \quad d = 0.9 \times h = 0.9 \times 1.70 = 1.53 \text{ m}$$

➤ **Suivant  $I_x$**

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{257.15 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.53^2 \times 14.16} = 0.009 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.011$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.53 \times (1 - 0.4 \times 0.011) = 1.52 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{257.15 \times 10^{-3}}{1.52 \times 348} \times 10^4 = 4.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{545.01 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.53^2 \times 14.16} = 0.02 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) = 0.025$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.53 \times (1 - 0.4 \times 0.025) = 1.51 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{545.01 \times 10^{-3}}{1.51 \times 348} \times 10^4 = 10.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(13.6 \text{ cm}^2 \times 14.78 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} > 14.78 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

---

- **Choix final**

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_{st} = 8T16 = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{En appuis : } A_{st} = 8T14 + 8T12 = 21.35 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

- **Vérification à l'ELS**

Il faut vérifiée que :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- En appuis

Avec : 
$$\delta = \frac{M_{11.u}}{M_{11.s}} = \frac{545.01}{396.16} = 1.37$$

$$\alpha = 0.025 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée

Avec : 
$$\delta = \frac{M_{22.u}}{M_{22.s}} = \frac{257.15}{187.57} = 1.37$$

$$\alpha = 0.011 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton ( $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ )

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Suivant  $I_y$**

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{213.65 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.53^2 \times 14.16} = 0.008 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008}) = 0.01$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.53 \times (1 - 0.4 \times 0.008) = 1.52 \text{ m}$$

En situation durable : 
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{213.65 \times 10^{-3}}{1.52 \times 348} \times 10^4 = 4.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

---

- **En appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{500.61 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.53^2 \times 14.16} = 0.018 < 0.392$$

Section simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.022$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.53 \times (1 - 0.4 \times 0.022) = 1.51 \text{ m}$$

En situation durable :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{500.61 \times 10^{-3}}{1.51 \times 348} \times 10^4 = 9.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(13.6 \text{ cm}^2; 14.78 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} > 14.78 \text{ cm}^2$$

- **Choix final**

$$\begin{cases} \text{En travée : } & A_{st} = 8T16 = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{En appuis : } & A_{st} = 8T14 + 8T12 = 21.35 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

- **Vérification à l'ELS**

Il faut vérifiée que :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- En appuis

$$\text{Avec : } \delta = \frac{M_{11,u}}{M_{11,s}} = \frac{500.61}{328.28} = 1.52$$

$$\alpha = 0.022 < \frac{1.52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.51 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée

$$\text{Avec : } \delta = \frac{M_{22,u}}{M_{22,s}} = \frac{213.65}{154.73} = 1.38$$

$$\alpha = 0.01 < \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton ( $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ )

## CHAPITRE VII

### Etude de l'infrastructure

---

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{tmin}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(5 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm}; 8 \text{ cm})$$

On opte pour :  $\phi_t = \phi_{10}$

➤ **Calcul de l'espacement**

D'après le RPA99 :

En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{Lmin}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$St \leq \min(43.75 \text{ cm}; 14.40 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

On prend :  $St = 12 \text{ cm}$

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St \leq 85 \text{ cm}$$

On prend :  $St' = 20 \text{ cm}$



## CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'étude nous a ouvert la porte sur le domaine professionnel. C'était une occasion pour enrichir nos connaissances et s'approfondir encore plus dans ce remarquable domaine. On a eu la possibilité d'appliquer et améliorer toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, de mieux apprendre l'utilité et l'importance de tous les règlements techniques concernant le génie civil afin de pouvoir réaliser une structure fiable et sécurisée, conforme à toutes les vérifications citées dans ce dernier.

Le phénomène d'instabilité représente un point essentiel dans la réalisation de n'importe quelle structure, dans notre cas on a un bâtiment R+15 et afin de parvenir à satisfaire nos besoins et le besoin des clients on est obligé de se référer à tout le règlement du génie civil dans le but d'avoir une structure stable capable de résister à n'importe quel choc (neige, vent, variation de température, actions sismiques...).

Enfin, nous tenons à mentionner que notre travail est loin d'être parfait et reste beaucoup à faire et à apprendre, mais la volonté et la persévérance sont la clé de la réussite, et un travail acharné vient à bout de tout.

A vous les promotions à venir, nous souhaitons que notre travail vous sera utile et bénéfique.

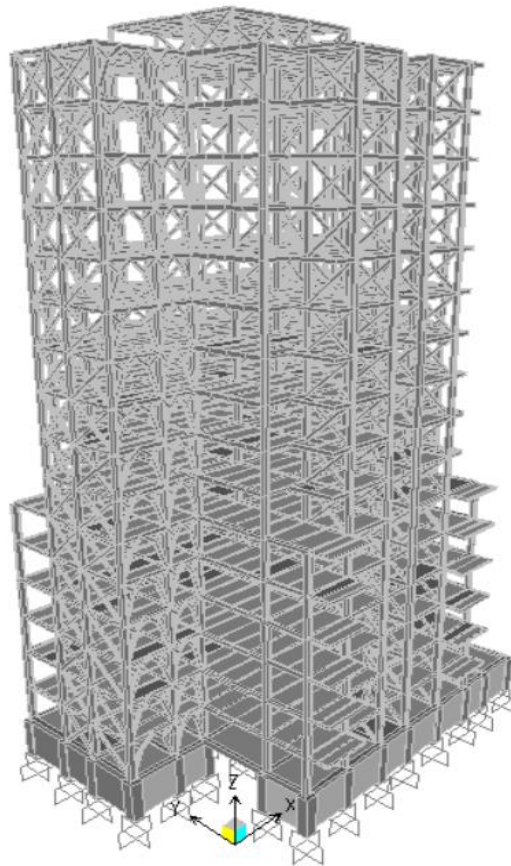
## Références bibliographiques

1. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
3. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
4. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).
5. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
6. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME C.B.A.93
7. Eurocode 3, 4.
8. Documents « access steel eurocodes made easy ».
9. Lahlou Dahmani « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3.
10. BOUAYAD AGHA Mohammed El-Mahdi, TABET-DERRAZ Moulay Idriss, 2017, ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN ACIER EQUIPE DE SYSTEME DE CONTREVENTEMENT ET D'APPAREIL D'APPUI EN PENDULE A FRICTION.  
Mémoire master.2017.Université Abou Bakr Belkaid de Tlemcen.
11. TLEMSANI Younes, BERRAHAL Walid, 2018, ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE A USAGE D'HABITATION (R.D.C + 14+ sous-sol) A Oran.  
Mémoire master.2018.Université Abou Bakr Belkaid de Tlemcen.
12. DJELTI Younesse, ALIDAHMANE Ilyas, 2014, ETUDE TECHNIQUE-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT « 2 SOUS – SOL, RDC + 16 ETAGES » D'UNE FORME IRREGULIERE EN PLAN A USAGE MULTIPLE.  
Mémoire master 2. 2014.Université Abou Bakr Belkaid de Tlemcen.
13. GHENNOU Alaeddine, ABDESSELAM Ismail, 2018,ETUDE D'UN BATIMENT R+9 EN BETON ARME A USAGE D'HABITATION ET ADMINISTRATIF A Mansourah.

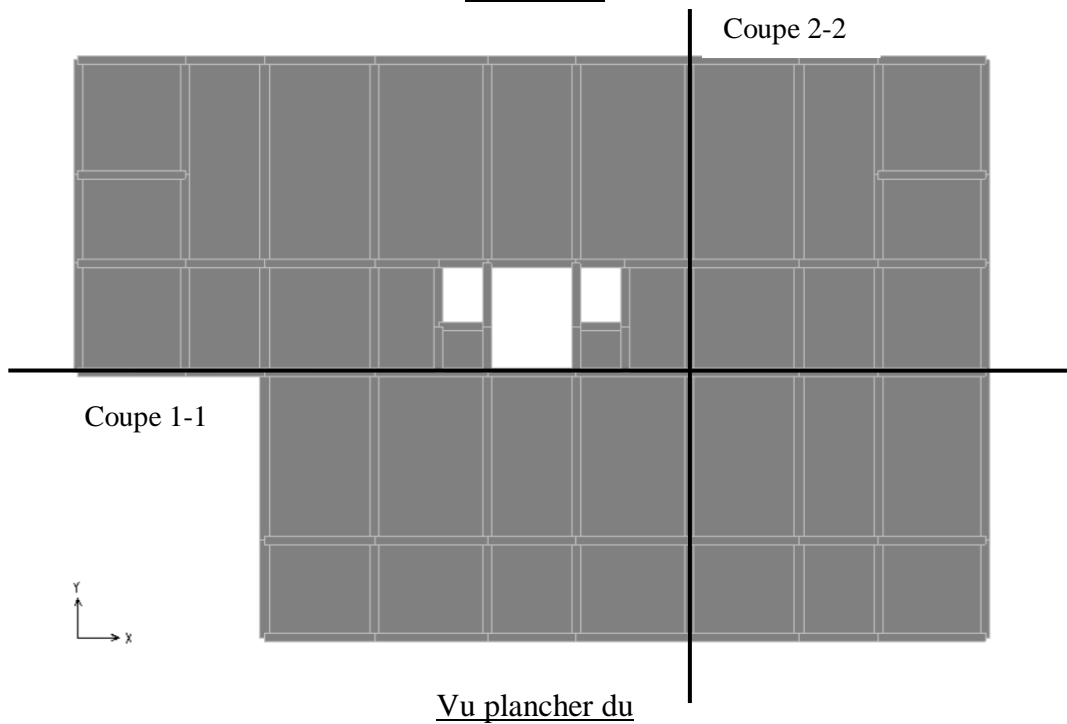
Université Abou Baker Belkaid

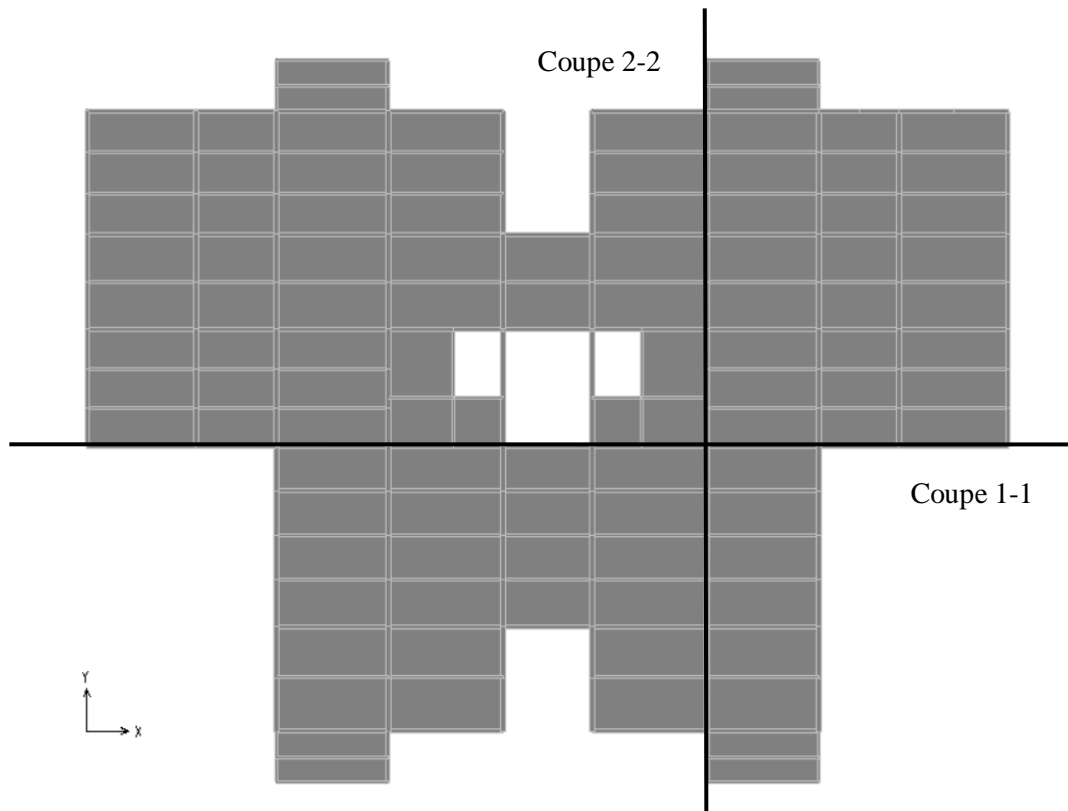
# Annexe

## Annexe A : Modélisation (Logiciel SAP2000)

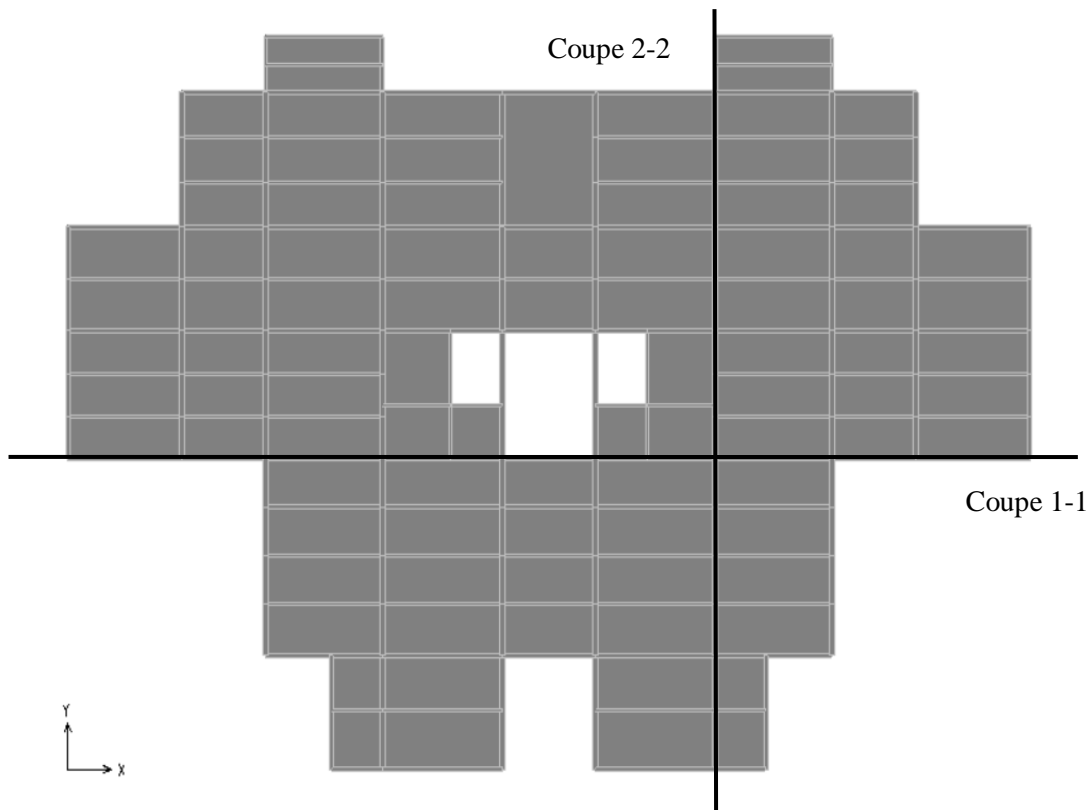


Vue en 3D

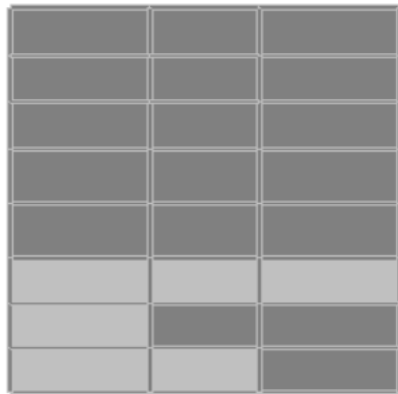




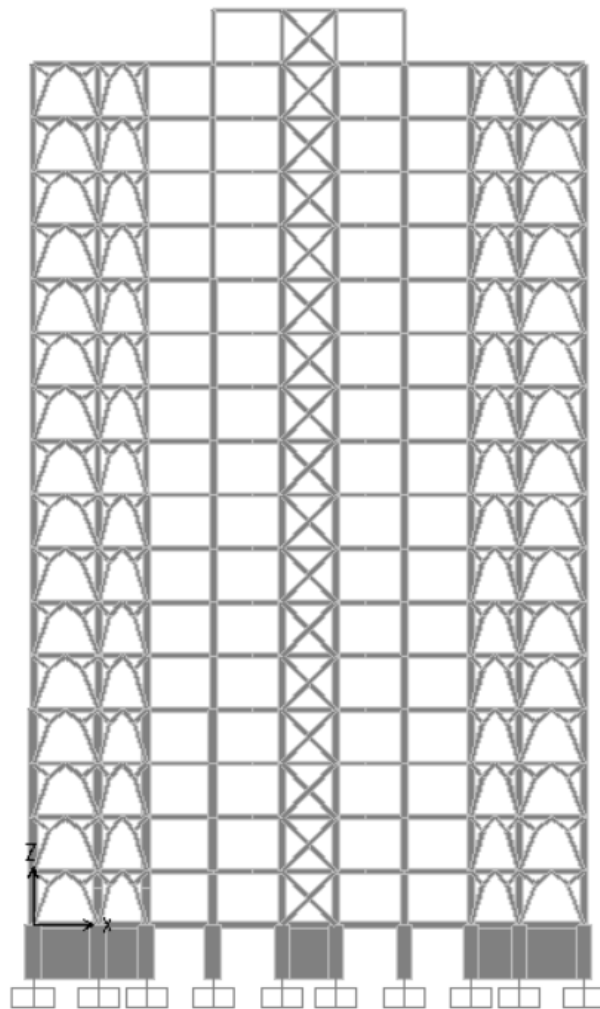
Vu plancher du RDC au 5<sup>ème</sup>



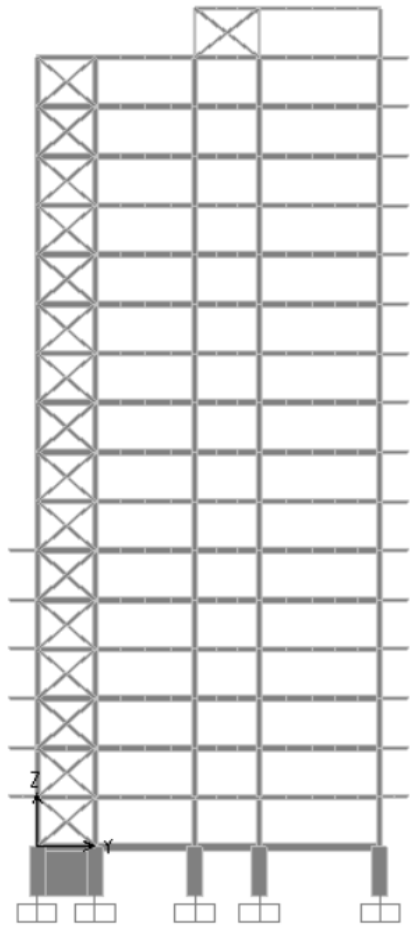
Vu plancher du 6<sup>ème</sup> au 15<sup>ème</sup>



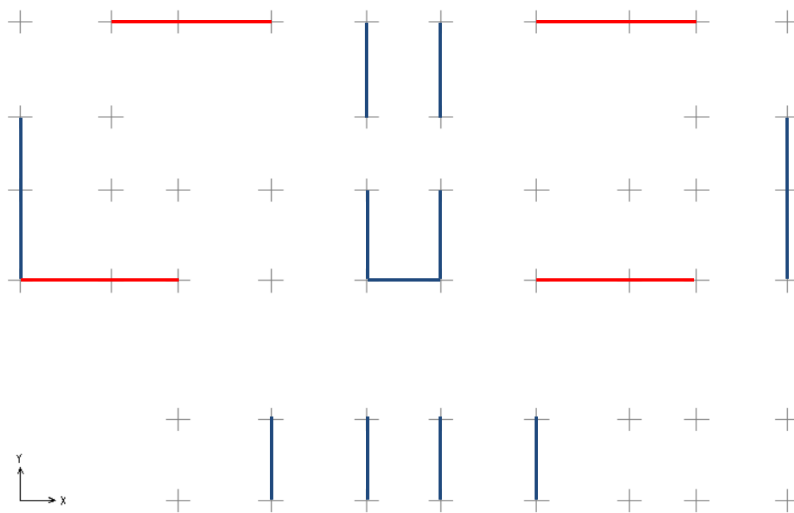
Vu plancher buanderie



Vu de face (Coupe 1-1)



Vu de coté (Coupe 2-2)



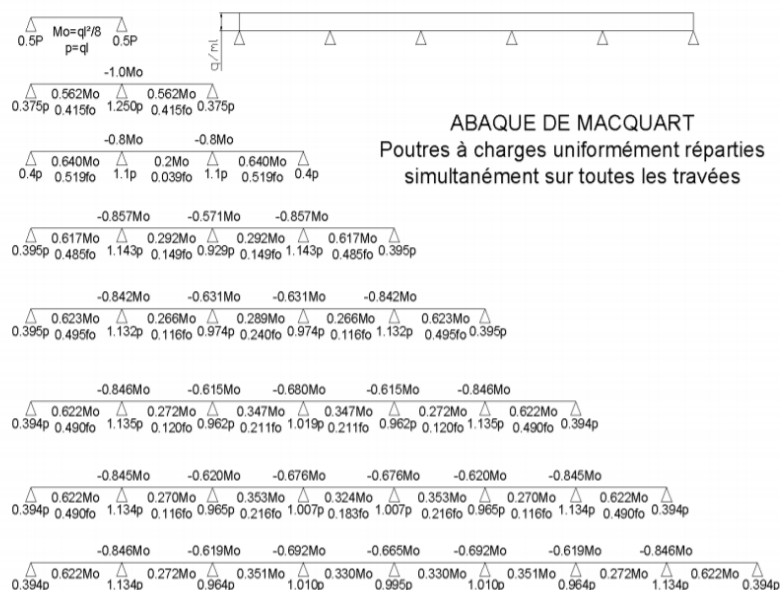
Contreventement en X

Contreventement en V  
(Palé)

Disposition des contreventements

## Annexe B : Etude des plancher

### ABAQUE DE MACQUART



dans cette abaque on calcule le moment maximum  $M_o$ , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

nota : le chargement est considéré comme une CUR uniformément répartie sur toute la longueur.

**Tableau 6.2 : Limites supérieures  $k_{t,max}$  pour le facteur de réduction  $k_t$**

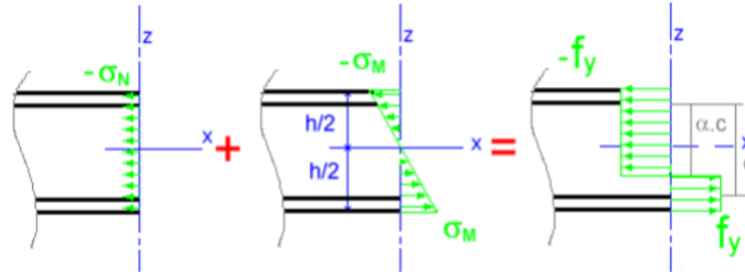
Nombre de goujons par nervure	Epaisseur $t$ de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_f = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_f = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60



## Annexe C : Dimensionnement des éléments

Calcul de  $\alpha$  selon la distribution des contraintes dans l'âme à la flexion composée

(Tableau 53.1 feuille 1 du CCM97)



$$\begin{cases} -\sigma_N + (-\sigma_M) = -f_y \\ -\sigma_N + (+\sigma_M) = +f_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{N}{t_w \times d} - \frac{M}{I} \times z = \frac{F}{t_w \times \alpha_c} \\ \frac{N}{t_w \times d} + \frac{M}{I} = \frac{F}{t_w \times (c - \alpha_c)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{2344098}{14 \times 344} - \left( \frac{59362400}{14 \times 344^3} \times \frac{344}{2} \right) = -\frac{F}{11.5 \times 344\alpha} \\ -\frac{2344098}{14 \times 344} + \left( \frac{59362400}{14 \times 344^3} \times \frac{344}{2} \right) = +\frac{F}{11.5 \times 344\alpha} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -701.721 = \frac{-F}{3956\alpha} \\ -225 = +\frac{F}{(3956 - 3956\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -2776008.276\alpha = -F \\ -890100 + 890100\alpha = +F \end{cases}$$

$$-F = F \longrightarrow -2776008.276\alpha = -890100 + 890100\alpha \longrightarrow \alpha = 0.242$$

## Détermination du facteur de moment uniforme équivalent

Les facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_{My}$   $\beta_{Mz}$  doivent être calculés d'après la figure 55.4 du CCM 97 en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissants entre points de maintien.

Suivant l'allure du diagramme du moment fléchissant on tire la formule suivante :

$$\beta_{My-z} = 1.8 - 0.7 \times \psi_{y-z} \quad \text{Avec} \quad \psi_y = \frac{M_{y1}}{M_{y2}}; \quad \psi_z = \frac{M_{z1}}{M_{z2}}$$

### ➤ Poteau HEB 450

$$M_{y1} = 3211.42 \text{ daN}$$

$$M_{y2} = -4098.97 \text{ daN}$$

$$\psi_y = \frac{3211.42}{-4098.97} = -0.78$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (-0.78) = 2.34$$

$$M_{z1} = 3433.01 \text{ daN}$$

$$M_{z2} = -3516.53 \text{ daN}$$

$$\psi_z = \frac{3433.01}{-3516.53} = -0.98$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \times (-0.98) = 2.48$$

### ➤ Poteau HEB 400

$$M_{y1} = 4625.30 \text{ daN}$$

$$M_{y2} = -4692.83 \text{ daN}$$

$$\psi_y = \frac{4625.30}{-4692.83} = -0.98$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (-0.98) = 2.48$$

$$M_{z1} = 3326.55 \text{ daN}$$

$$M_{z2} = -3351.73 \text{ daN}$$

$$\psi_z = \frac{3326.55}{-3351.73} = -0.99$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \times (-0.99) = 2.49$$

### ➤ Poteau HEB 360

$$M_{y1} = 4243.78 \text{ daN}$$

$$M_{y2} = -4692.79 \text{ daN}$$

$$\psi_y = \frac{4243.78}{-4692.79} = -0.90$$

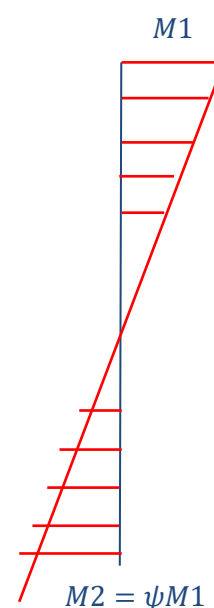
$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (-0.90) = 2.43$$

$$M_{z1} = 3296.80 \text{ daN}$$

$$M_{z2} = -3325.92 \text{ daN}$$

$$\psi_z = \frac{3296.80}{-3325.92} = -0.99$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \times (-0.99) = 2.49$$



➤ **Poteau HEB 340**

$$M_{y1} = 3752.95 \text{ daN}$$

$$M_{y2} = -5407.23 \text{ daN}$$

$$\psi_y = \frac{3752.95}{-5407.23} = -0.69$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (-0.69) = 2.28$$

$$M_{z1} = 3672.43 \text{ daN}$$

$$M_{z2} = -4482.28 \text{ daN}$$

$$\psi_z = \frac{3672.43}{-4482.28} = -0.82$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \times (-0.82) = 2.37$$

➤ **Poteau HEA 180**

$$M_{y1} = 1219.44 \text{ daN}$$

$$M_{y2} = -1623.13 \text{ daN}$$

$$\psi_y = \frac{1219.44}{-1623.13} = -0.75$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (-0.75) = 2.32$$

$$M_{z1} = 1121.09 \text{ daN}$$

$$M_{z2} = -1485.30 \text{ daN}$$

$$\psi_z = \frac{1121.09}{-1485.30} = -0.75$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \times (-0.75) = 2.32$$

## Anexe D : Etude des assemblages

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes

Diamètre nominal du boulon d (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	115	157	192	245	303	353	459	561

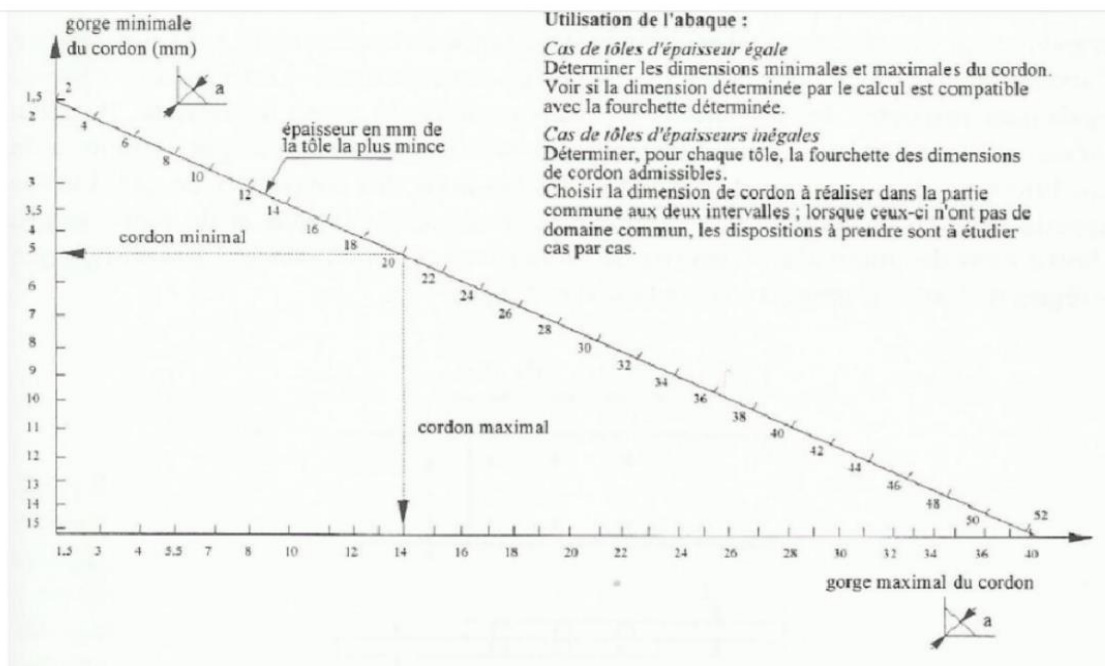


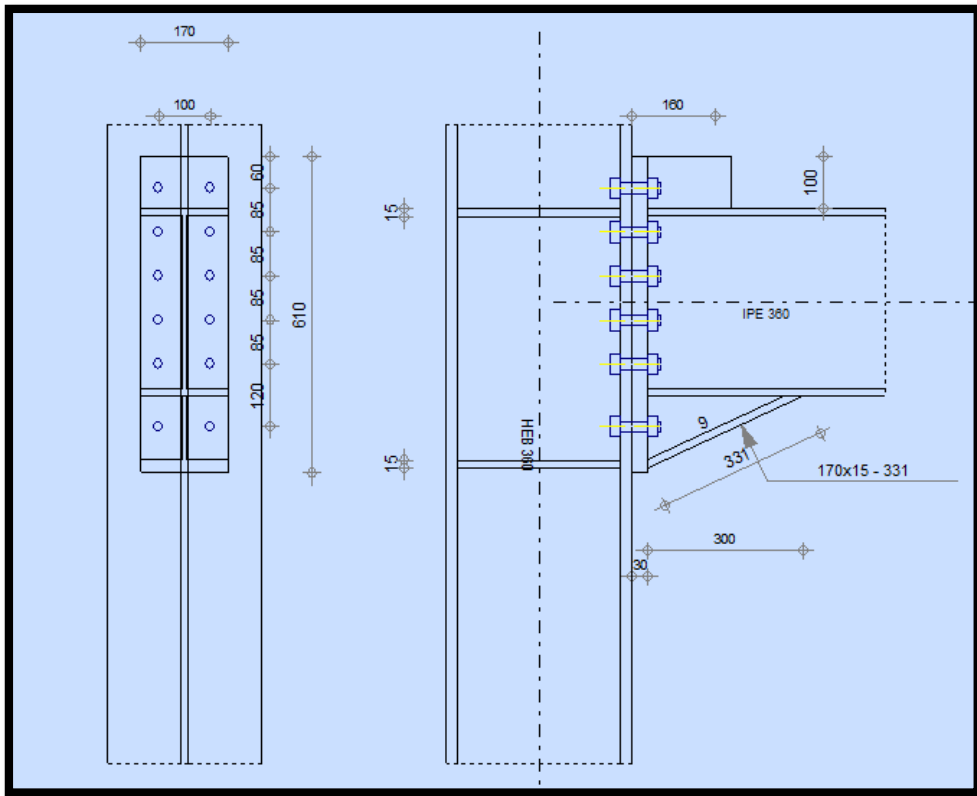
Figure 19 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

Acier	$f_u$ (MPa)	$\beta_w$	$\gamma_{Mw}$
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

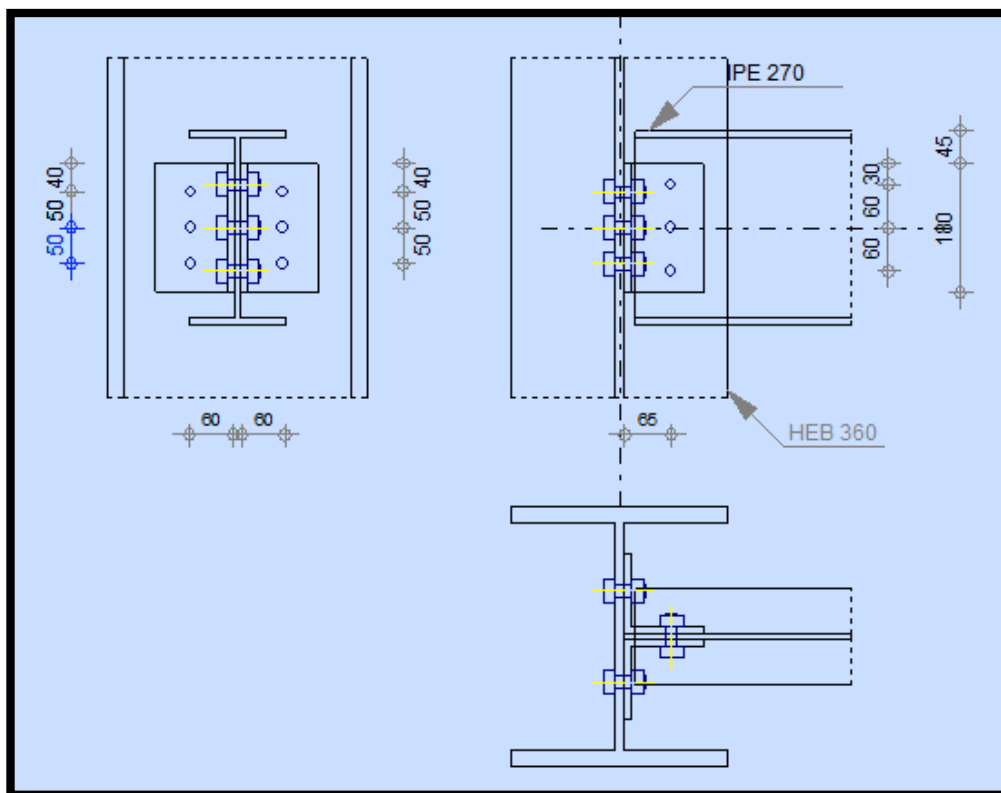
$\beta_w$   $\gamma_{mw}$  variables selon la nuance d'acier

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
$k_s$	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

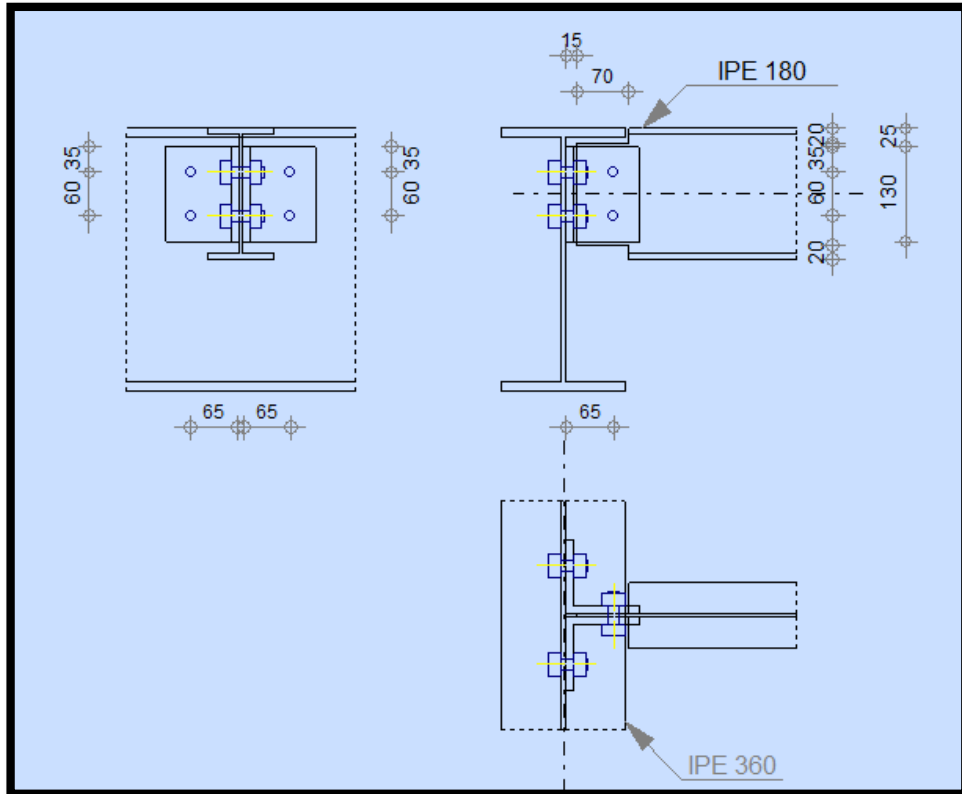
Classe de surface	$\mu$ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité



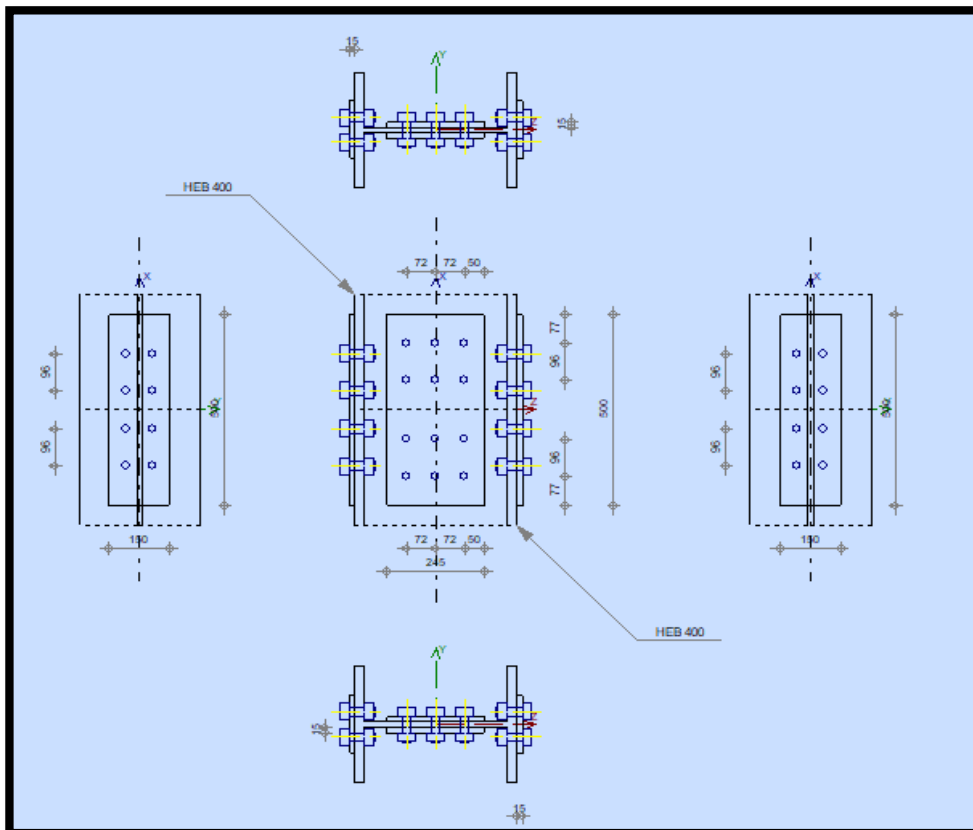
Assemblage Poteau – Poutre principal



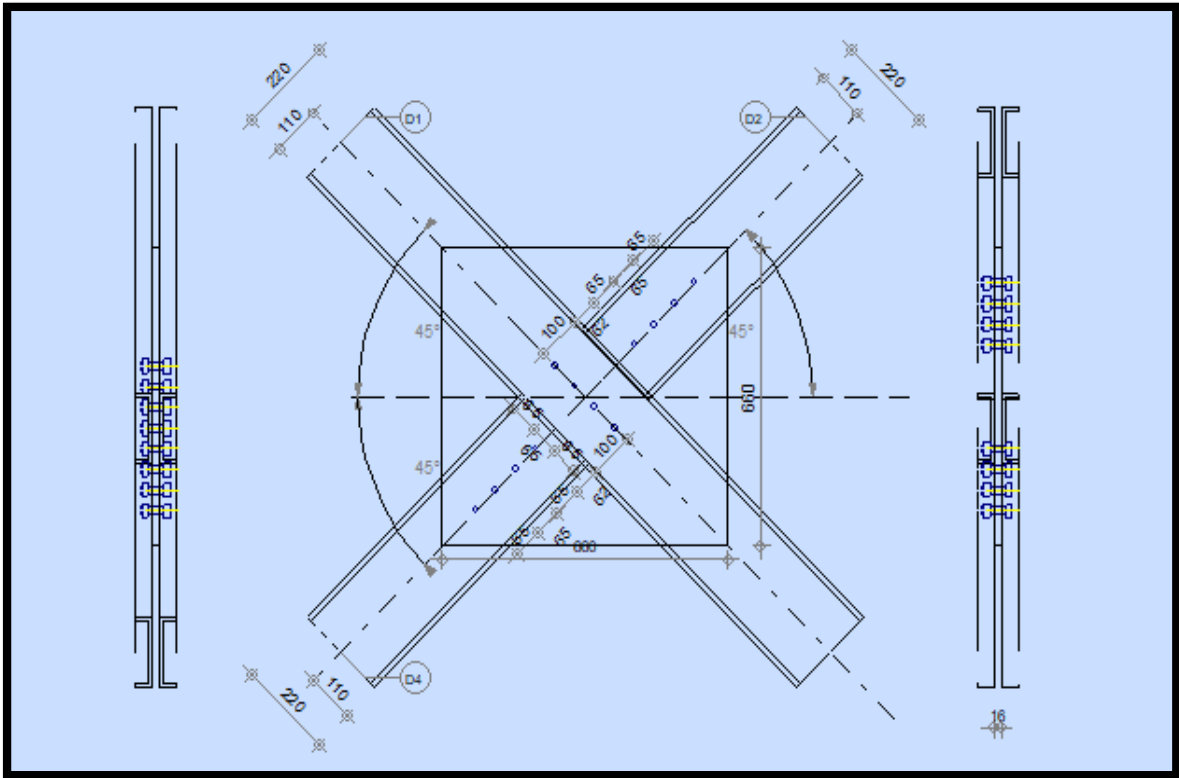
Assemblage Poteau – Poutre secondaire



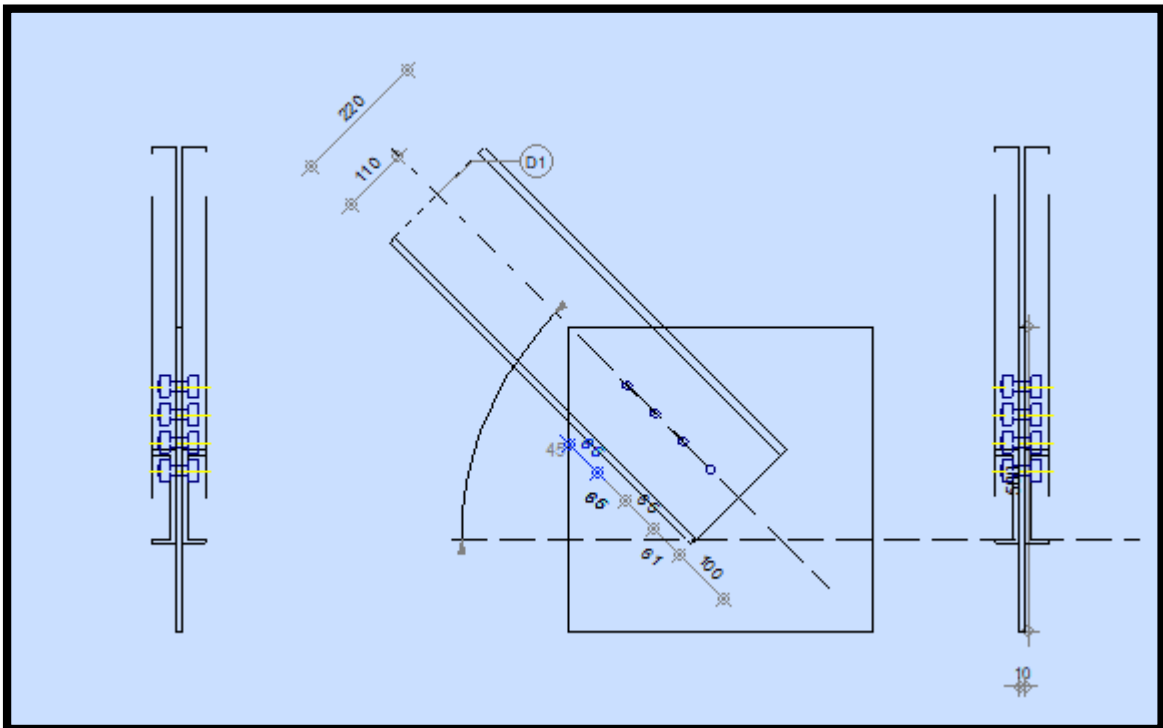
Assemblage Poutre principale – Solive



Assemblage Poteau – Poteau

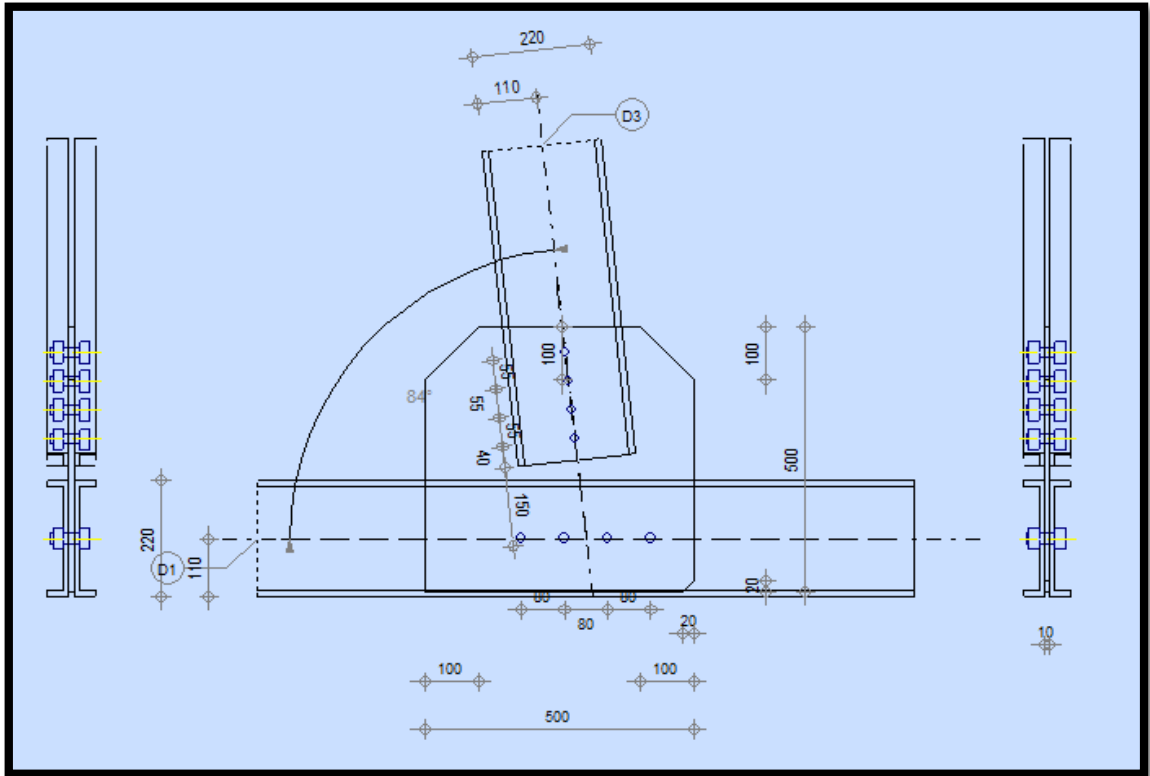


Assemblage Contreventement en X (Gousset central)

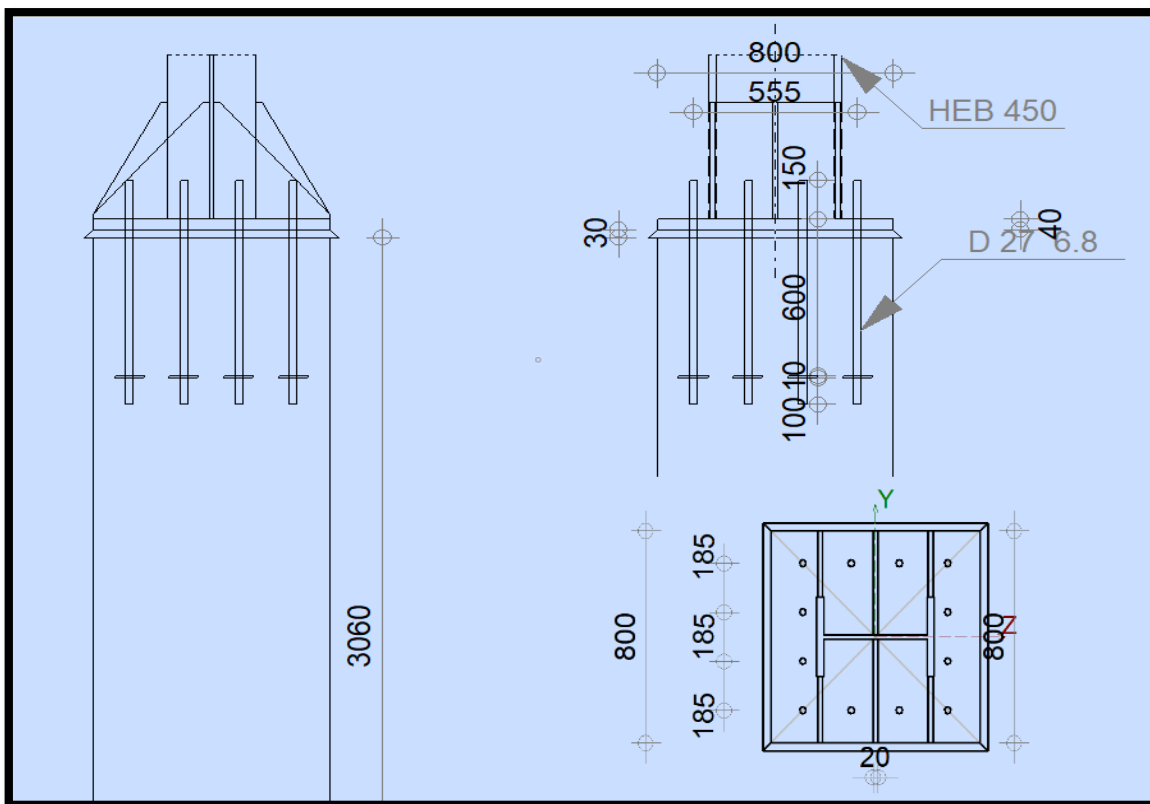


Assemblage Contreventement en X (gousset d'extrémité)





Assemblage Contreventement en V



Assemblage pied de poteau

## Annexe E : Rapport géotechnique

 **Lab-Analyse & Engineering S.A.R.L.** La Passion de la Qualité

SIEGE SOCIAL TLEMCCEN : N° 07 COOPERATIVE IMMOBILIERS  
LES OLIVIERS ABOU TACHFINE TLEMCCEN 13 000-ALGERIE

TEL : +213(0) 43-38-07-27  
TEL/FAX : 043-38-07-26

E-MAIL : [contact@lae-dz.com](mailto:contact@lae-dz.com)  
[www.lae-dz.com](http://www.lae-dz.com)

- COOPERATIVE IMMOBILIÈRE EDUCATION N°01 -EL AKID-ORAN

TEL: 0770-93-17-05

- Agréé par le Ministère des Travaux Publics.
- Agréé par le Ministère de l'Habitat et l'Urbanisme.
- Agréé par le Centre Algérien du Contrôle de Qualité (CACQ).
- Agréé par l'Union des Assurances et des Réassurances (UAR).

### RAPPORT D'ETUDE DE SOL MISSION (G12)

- **CLIENT** : Promoteur **HAMDOUN Mahamed**
- **PROJET** : Réalisation De 224 logements promotionnels à Maghnia.

Ref. document	Date	Rédacteur	Observations	Contrôlé par
81/LA-E/2017	20-03-2017	A. ZABAT Ingénieur du laboratoire	Rapport Final	A. BOUAKKAZ Directeur technique

## 1. CADRE DE L'INTERVENTION

A la demande du client **Promoteur HAMDOUN Mahamed**. Il a été commandé au laboratoire analyse et engineering, sis N° 07 Coopérative immobiliers les oliviers Abou TECHFINE Tlemcen, une analyse et étude de sol concernant **La réalisation De 224 logements promotionnels à Maghnia**.

Ces travaux, de reconnaissance géologique, d'identification physique, granulométrique et mécanique des sols au laboratoire et in-situ, permettront un dimensionnement optimal des fondations et assureront au projet économie, stabilité et pérennité.

## 2. PROJET ET DOCUMENTS REÇUS

Le projet consiste **La réalisation De 224 logements promotionnels à Maghnia**.

Les documents mis à la disposition de LA-E sont : un plan de masse (Echelle : 1/200) et un plan de situation (Echelle : 1/1000) .

## 3. MISSIONS ET DESCRIPTION DES TRAVAUX ENVISAGES

Les travaux envisagés concernent une étude de sol à la construction d'un ouvrage à usage public pour le compte de client « Promoteur HAMDOUN Mahamed ».

L'objectif est de définir les principaux éléments et caractéristiques nécessaires au dimensionnement et à la construction des fondations, pour une conception optimisée en vue de satisfaire aux conditions de non poinçonnement et de déformations admissibles des sols sous jacents.

*Ceci dit, l'exploitation et l'utilisation de ce rapport doivent respecter les 'conditions d'utilisation du présent document' données en fin de rapport.*

## 4. LOCALISATION DU SITE

L'assiette de l'ouvrage est située dans la localité de Maghnia - Tlemcen.

## 5. PROGRAMME D'INVESTIGATIONS

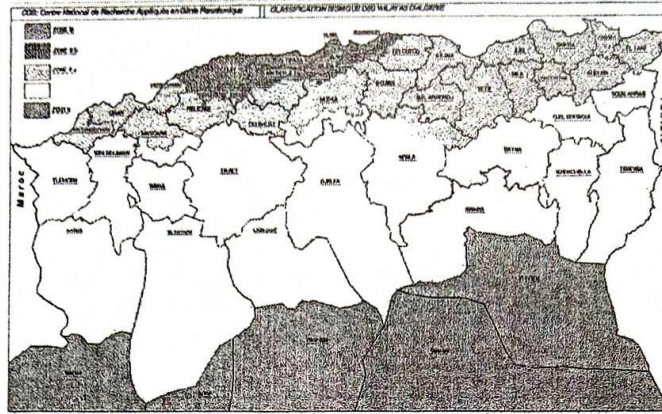
Le programme géotechnique a été élaboré en collaboration avec le client qui consiste à réaliser (03) un point de sondage carotté : SC01, SC02 & SC03 de 20 m de profondeur ; et des essais de laboratoire dans le but d'atteindre les objectifs cités au chapitre 01.

## 6. SISMICITE DE LA REGION :

D'après le RPA « Règles Parasismiques Algériennes » publié par C.G.S (édition 99/ Version 2003), la région de Tlemcen est considérée comme une zone d'une Faible sismicité c.-à-d (Zone I).

Le document technique réglementaire suscitée, divise le territoire algérien en cinq (05) zone de sismicité croissante, soit :

- ✓ Zone 0 : Sismicité Négligeable.
- ✓ Zone I : Sismicité Faible.
- ✓ Zone IIa & IIb : Sismicité Moyenne.
- ✓ Zone III : Sismicité Elevée.



CARTE DE ZONAGE APRES LE SEISME DE BOUMEDES (CGS - 2003)

### 6.1. CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR IMPORTANCE

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité.

Tout Ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algérienne RPA99 Version 2003 doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : Ouvrage de faible importance.

Sur la base de ce qui précède, le projet étudié est considéré comme un ouvrage D'une importance moyenne dont la dénomination est 2.

### 6.2. CLASSIFICATION DES SITES

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent où ont distinguent :

- Catégorie  $S_1$  : Site Rocheux.
- Catégorie  $S_2$  : Site Ferme.
- Catégorie  $S_3$  : Site Meuble.
- Catégorie  $S_4$  : Site Très Meuble.

Selon les résultats des différents types d'essai réalisés au niveau du laboratoire, le site sera classé comme un *Site Meuble* selon la *catégorie  $S_3$* .

### 6.3. COEFFICIENT D'ACCELERATION (A)

GROUPE	ZONE			
	I	Ila	Iib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Sur la base de ce qui précède, le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement des ouvrages est de :  $A=0.10g$

## 7. GEOLOGIE DU SITE

Sur le plan géologique ; on trouve une formation limoneuse compact peu plastique de couleur marron allant jusqu'à 3,00 m de profondeurs puis une formation Argilo-limoneuse compacte peu plastique de couleur marron avec présence de concrétion de calcaire jusqu'à 9,00 m de profondeur et une dernière formation limoneuse calcaireuse de couleur verdâtre et jaunâtre très compacte ceci jusqu'à 20.0 m de profondeur, le tout est masqué par la terre végétale.

## 8. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES

8.1 CONSISTANCE : La consistance est calculée telle que :  $IC = (WL - W)/IP$ .

$IC \in [0.93-2.13]$  1 → sol consistant à très consistant.

8.2 ACTIVITE: Skempton définissait l'activité «  $A_c$  » des principaux minéraux à partir du rapport  $IP/C_2$ .

$A_c < 0.5$  → sol inactif.

## 9. CONTRAINTE ADMISSIBLE DU SOL

### 9.1 A PARTIR D'ESSAI CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE DE CASAGRANDE

Les caractéristiques mécaniques ont été mesurées à l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande à vitesse lente, en conditions consolidé drainé.

Le calcul de la contrainte admissible du sol est réalisé conformément au document technique réglementaire (DTR-BC 2.331) portant « Règles de calcul des fondations superficielles ».

La capacité portante du sol est déterminée par la formule de Terzaghi qui est comme suit,

- pour une semelle filante  $Q_L = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q + C \cdot N_c$
- pour une semelle isolée  $Q_L = 0,5 \cdot (1 - 0,2B/L) \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q + (1 + 0,2/L) \cdot C \cdot N_c$

Où  $N_\gamma$ ,  $N_q$ , et  $N_c$  sont les coefficients de portance du sol et ils ne dépendent que de l'angle de frottement interne du matériau, et ils sont tirés des tables du DTR-BC 2.331, paragraphe 3.31, page 19.

## 10. HYDROGEOLOGIE

Nous avons observé un niveau d'eau au voisinage de sondage N°02 à 13.5 m de profondeur.

*Ce relevé a un caractère ponctuel et instantané ; il ne permet pas de préciser l'amplitude des évolutions du niveau d'eau qui sont très variables du fait de leur épaissement systématique, et du cycle climatique saisonnier.*

## 11. FONDATIONS

Aussi, et en vue de satisfaire à une bonne infrastructure, et assurer la pérennité des ouvrages, nous recommandons, de respecter les conditions suivante :

- Le niveau d'appui doit être tel que la fondation soit à l'abri de toute altération due au climat ou à la nature du sol. Il doit être choisi de manière à ce que les travaux puissent être exécutés dans des conditions favorables, compte tenu spécialement des éventuelles eaux souterraines.
- La fondation, incluant le sol sous-jacent, doit être stable et à l'abri de toute rupture (poinçonnement).
- Rigidifier l'ouvrage par des chaînages systématiques pour en assurer une exploitation normale en cas de mouvement des sols.

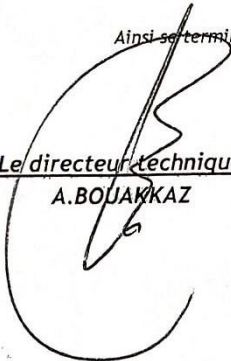
## 12. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

La synthèse des résultats obtenus à partir des essais in situ a permis de conclure que la classification du site à prendre en considération est S3 « Site Meuble » à cet effet nous suggérons ce qui suit :

- Sauf avis contraire, il serait souhaitable de prévoir des fondations superficielles de type semelle Filante.
- La contrainte admissible du sol sera prise égale à  $q_{adm} = 02.20$  bars pour une profondeur d'encrage de 04.00 m par rapport au terrain naturel tout en assurant un enfouissement minimum de 1.00m de la semelle.
- L'eau a été signalée à une profondeur de 13.5m au voisinage SC02 lors de nos travaux d'investigation.

Ainsi se termine notre rapport, nous le souhaitons à votre satisfaction et nous restons à l'entière disposition des responsables du projet pour toutes informations complémentaires.

Tlemcen le 20/03/2017

  
Le directeur technique  
A. BOUAKKAZ

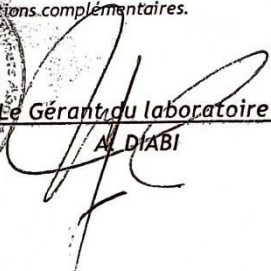
  
Le Gérant du laboratoire LAE  
A. DIABI





TABLEAU RECAPITULATIF DES ESSAIS DE LABORATOIRE



CLIENT : Promoteur HAMDOUN Mohammed

Projet : La réalisation De 224 logements promotionnels à Maghnia

LOCALISATION : Maghnia

N° DE SONDAGE		SC.01	SC.02	SC.03
PROFONDEUR (m)		04,00-06,00 m	01,80-04,00 m	03,00-09,00 m
Mesures physiques	Teneur en eau W (%)	8,74%	15,55%	15,43%
	Poids volumique humide $\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	1,93	1,61	1,82
	Poids volumique des grains solide $\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	2,48	2,42	2,46
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité WL (%)	25,09%	31,32%	22,86%
	Limite de Plasticité W <sub>p</sub> (%)	17,42%	22,50%	14,84%
	Indice de Plasticité IP (%)	7,67%	8,82%	8,02%
	Indice de Consistance I <sub>c</sub>	2,13	1,79	0,93
Granulométrie	D <sub>max</sub> (mm)	63	100	25
	< 2 mm (%)	41,43%	61,10%	86,67%
	< 0.080 mm (%)	24,85%	39,46%	55,78%
	< 0.002 mm (%)	6,32%	16,01%	24,45%
Valeur du bleu	V.B.S	2,00	1,57	1,93
	ACB	0,010	0,002	0,006
Cisaillement	C' (bars)	/	0,60	0,60
	Φ° (°)		24,23	25,41
Oedomètre	σ <sub>c</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	/	67,00	72,00
	C <sub>s</sub>		0,001	0,0008
	C <sub>c</sub>		0,03	0,045
CLASSIFICATION : USC5/ACPC		[Lp]	[Lp]	[Lp]



Lab-Analyse & Engineering

FORMULAIRE D'ENREGISTREMENT ESSAI

RAPPORT DE SONDAGE

DENOMINATION, DESCRIPTION, ET CLASSIFICATION DES SOLS



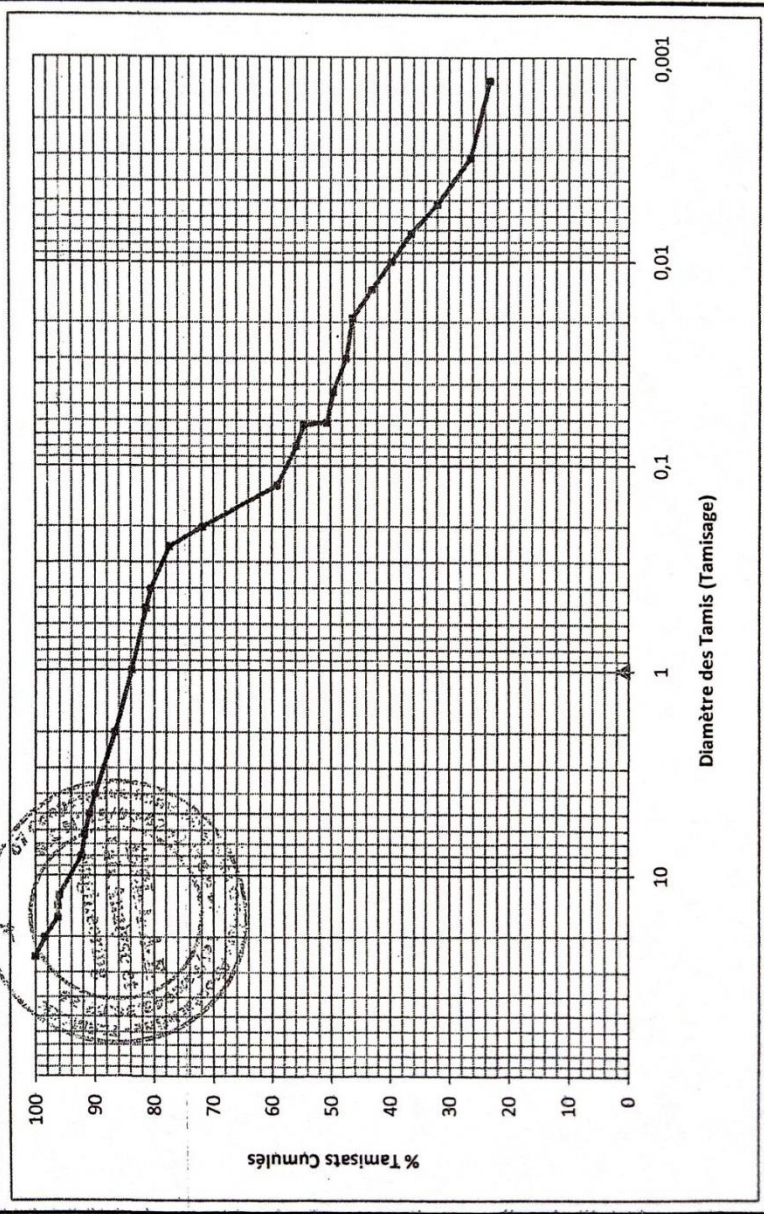
NF P 94-400-1

ETATS (échantillons):	CLIENT : <b>Promoteur HAMDOUN Mohammed</b>	Projet : La réalisation De 224 logements promotionnels à Maghnia	LOCALISATION : <b>Maghnia</b>
<input type="checkbox"/> Carottier	Sondage N°: 03	Position:	Diamètre carottier:
<input checked="" type="checkbox"/> Intact	Date: 07/03/2017		101 mm
<input type="checkbox"/> Perdu	Profondeur: 20,00 m		Page: 1/1
<input checked="" type="checkbox"/> Remonté			

Profondeur (m)	Log (coupe)	Description lithologique	Récupération (%)	Etat	Niveau d'eau	PHOTO
3,00		Formation Limoneuse compact peu plastique de couleur marron				
9,00		Formation Argilo-limoneuse compact peu plastique de couleur marron avec présence de concrétion de calcaire				
20,00		Formation limoneuse calcaireuse de couleur Verdâtre et Jaunâtre très compact  Fin de forage				





 Lab-Analyse & Engineering Document de référence : FE.S.01	 Lab-Analyse & Engineering Révision : 00						
<b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE TAMISAGE (NF P 94-057)</b>							
<b>CLIENT :</b> Promoteur HAMDOUN Mohammed	<b>LOCALISATION :</b> Maghnia						
<b>Projet :</b> La réalisation De 224 logements promotionnels à Maghnia	<b>Date de prélèvement :</b> 07-03-2017						
<b>N ° de sondage :</b> SC 03	<b>PROFONDEUR :</b> 03,00-09,00 m						
<b>GRANULOMETRIE</b>							
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%; text-align: center;">CAILLOUX</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">PAR TAMISAGE GRAVIERS</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">SABLE GROS</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">SABLE FINS</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">PAR SEDIMENTATION SILTS</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">ARGILES</td> </tr> </table>  <p style="text-align: center;">% Tamisats Cumulés</p> <p style="text-align: right;">Diamètre des Tamis (Tamisage)</p>		CAILLOUX	PAR TAMISAGE GRAVIERS	SABLE GROS	SABLE FINS	PAR SEDIMENTATION SILTS	ARGILES
CAILLOUX	PAR TAMISAGE GRAVIERS	SABLE GROS	SABLE FINS	PAR SEDIMENTATION SILTS	ARGILES		



Lab-Analyse & Engineering  
Document de référence : FE.S.03

FORMULAIRE D'ENREGISTREMENT ESSAI  
Révision : 00

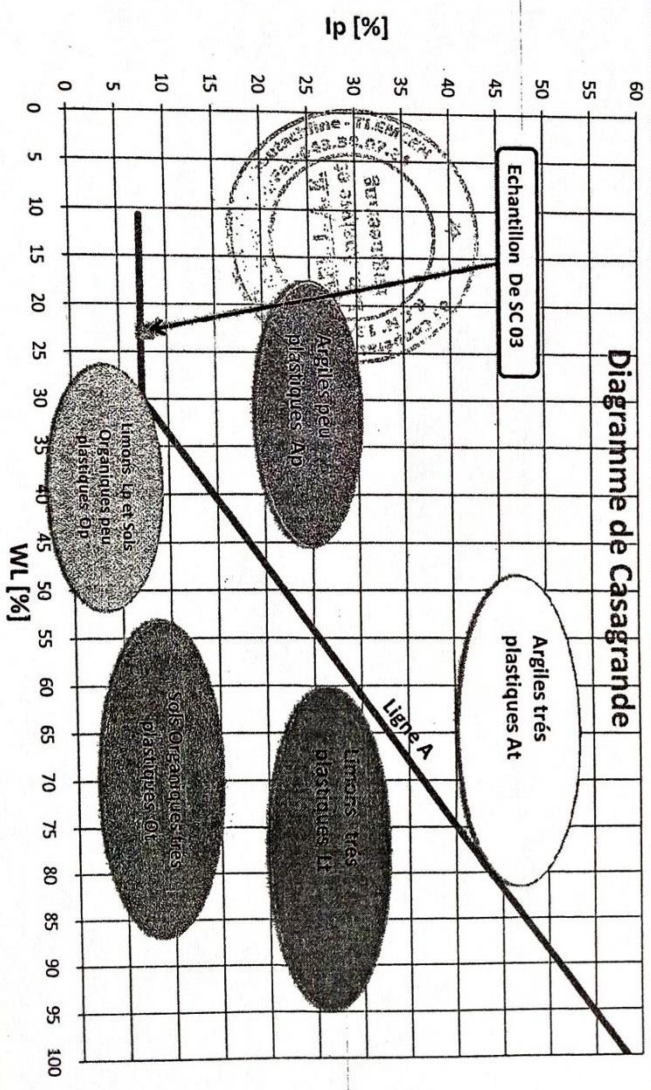
ESSAI DE LIMITES D'ATTERBERG NF P 94-051.  
" Limites De Liquidité "

CLIENT : Promoteur HAMDOUN  
Mohammed

Projet : La réalisation De 224 logements promotionnels à Maghnia

LOCALISATION : Maghnia

N ° de sondage : SC 03  
PROFONDEUR : 03,00-09,00 m



Le présent document est la propriété exclusive de L.A.G.E.  
Il ne peut être diffusé en externe sans autorisation écrite.

1/1	22.08.2011
1/1	1.5.81.6
1/1	5.07.96



Lab-Analyse & Engineering

FORMULAIRE D'ENREGISTREMENT ESSAI

### ESSAI CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE

NF P 94-071-1

Document de référence : FE.S.02

Révision : 00

**CLIENT : Promoteur HAMDOUN  
Mohammed**

**Projet : La réalisation De 224 logements  
promotionnels à Maghnia**

**LOCALISATION : Maghnia**

**Provenance : SC 03**

**PROFONDEUR DE 03,00 à 09,00 m**

**ETAT DE L'ECHANTILLON : CD**

**$C'$  (Bars) = 0,60**

**$\phi'$  (°) = 25,41**



**Le présent document est la propriété exclusive de L-A&E  
Il ne peut être diffusé en externe sans autorisation écrite.**



Lab-Analyse & Engineering

FORMULAIRE D'ENREGISTREMENT ESSAI  
ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE  
NF P 94-090-1

Document de référence : FE.S.03

Révision : 00

CLIENT : Promoteur HAMDOUN  
Mohammed

Projet : La réalisation De 224 logements  
promotionnels à Maghnia

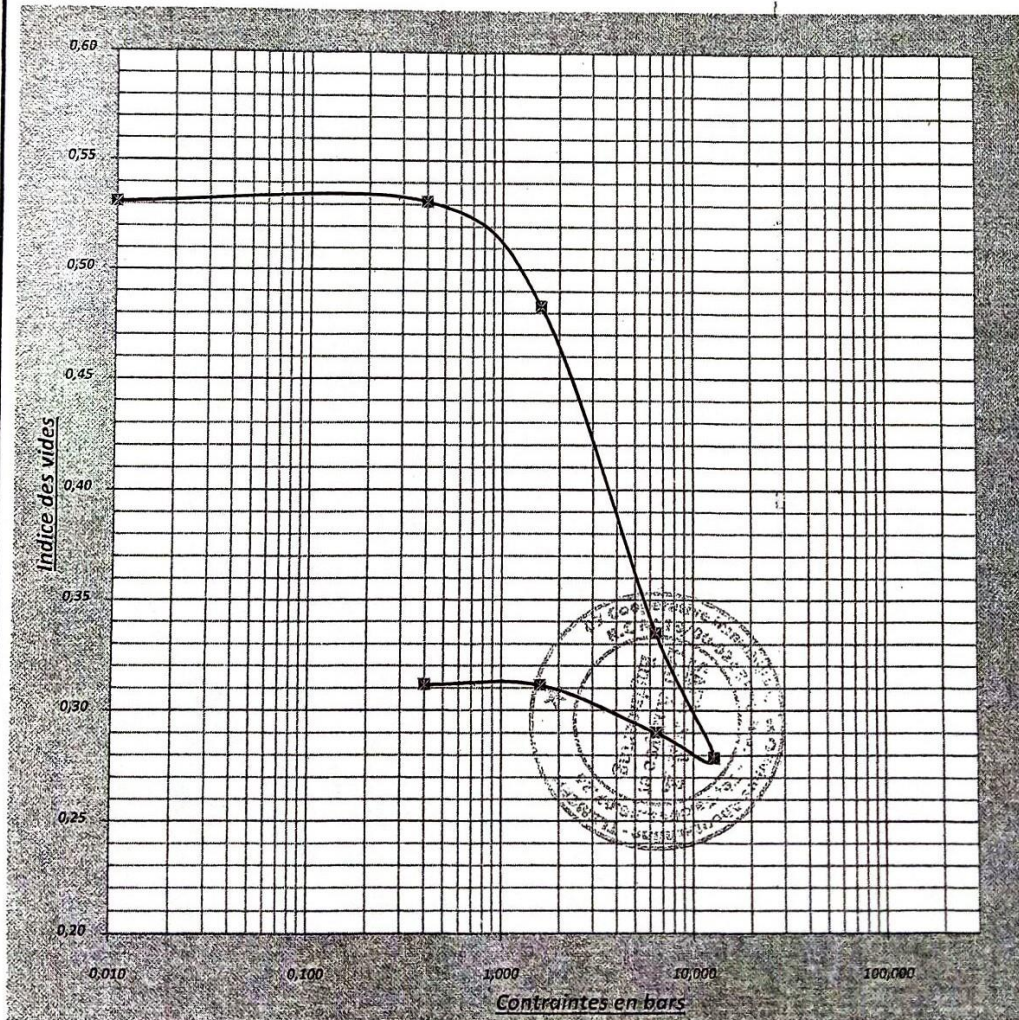
Localisation: Maghnia

ECHANTILLON N° 03

Date de prélèvement: 07/03/2017

PROFONDEUR DE 3,00 à 9,00 m

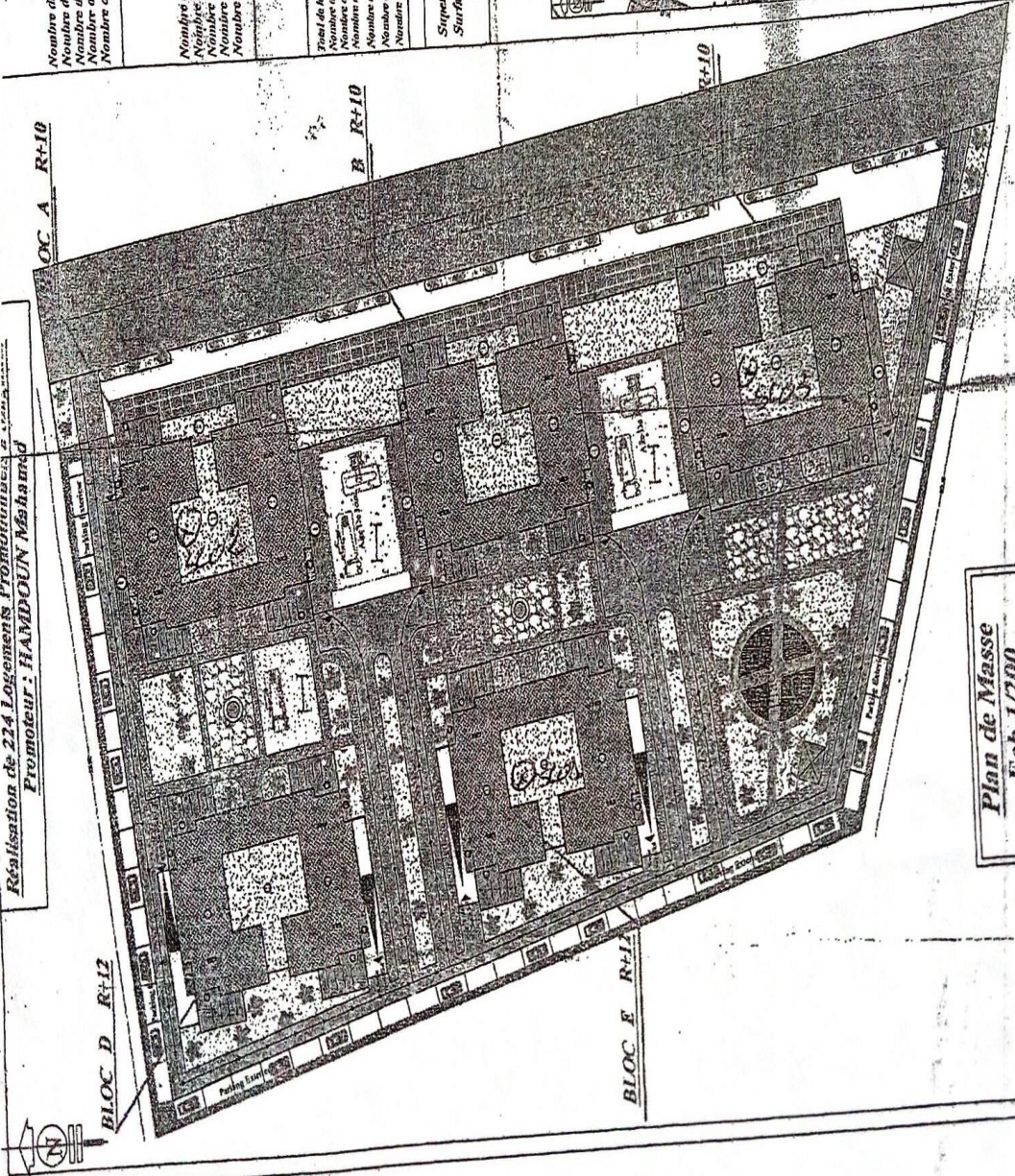
$\sigma_c$ (KN/m <sup>2</sup> )	100,00
C <sub>s</sub>	0,0011
C <sub>c</sub>	0,017



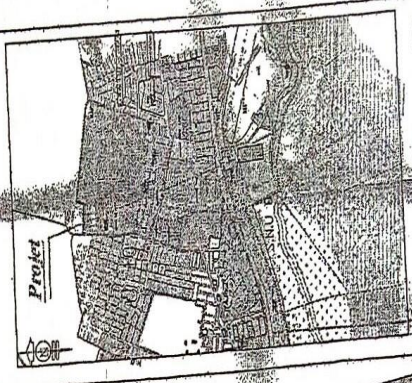
Le présent document est la propriété exclusive de L-A&E  
Il ne peut être diffusé en externe sans autorisation écrite.

Réalisation de 224 Logements Promoteur : HAMDOUN MASHAMED

<b>BLOC C R+10</b>	
Nombre de logements F3	24 logements
Nombre de logements F4	12 logements
Nombre de logements F5	04 logements
Nombre des locaux	10 locaux
Nombre de places de parking	23 places
<b>BLOC D R+12</b>	
<b>BLOC E R+12</b>	
Nombre de logements F3	32 logements
Nombre de logements F4	16 logements
Nombre de logements F5	04 logements
Nombre des locaux	06 locaux
Nombre de places de parking	23 places
Total de logements	
Nombre de logements F3	136 logements
Nombre de logements F4	68 logements
Nombre de logements F5	20 logements
Nombre de places de parking (communes)	116 places
Nombre de places de parking (extérieures)	82 places
Nombre des locaux	200 locaux
Superficie utile terrain	
	12 500 m <sup>2</sup>
Surface bâtie	
	3 970 m <sup>2</sup>



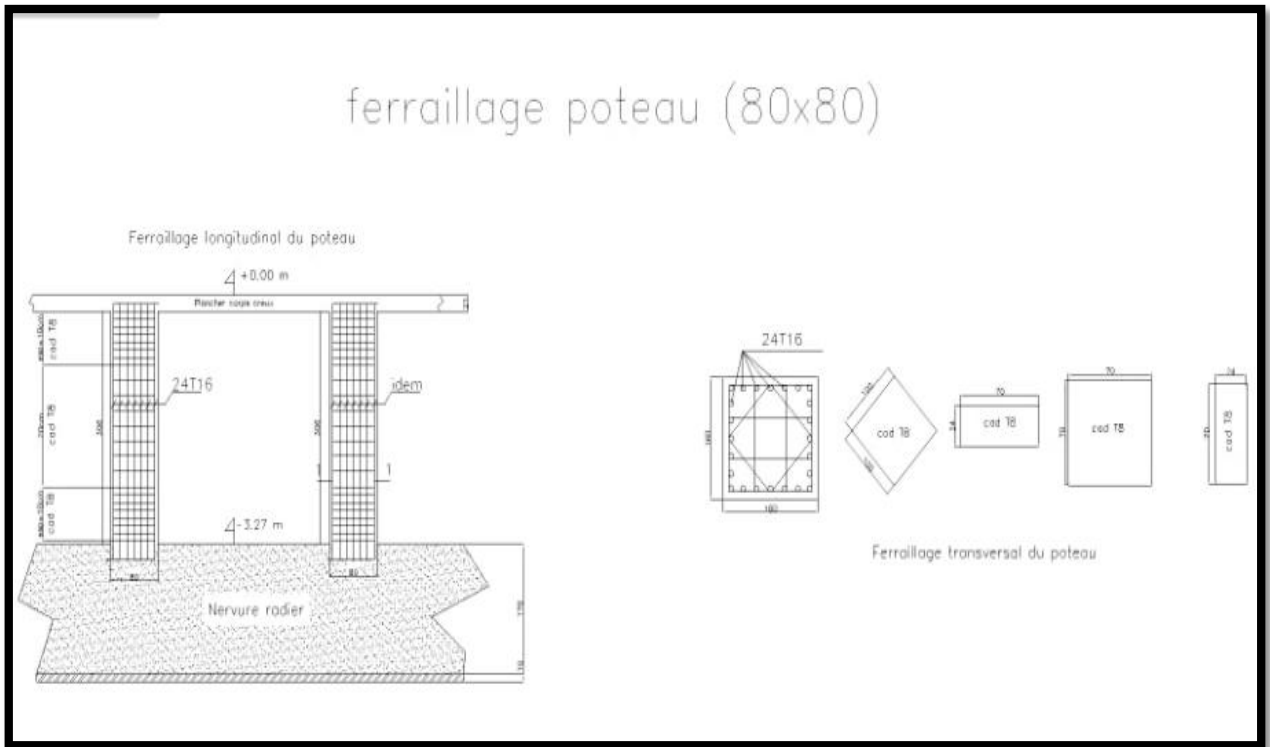
Plan de Masse  
Ech 1/200



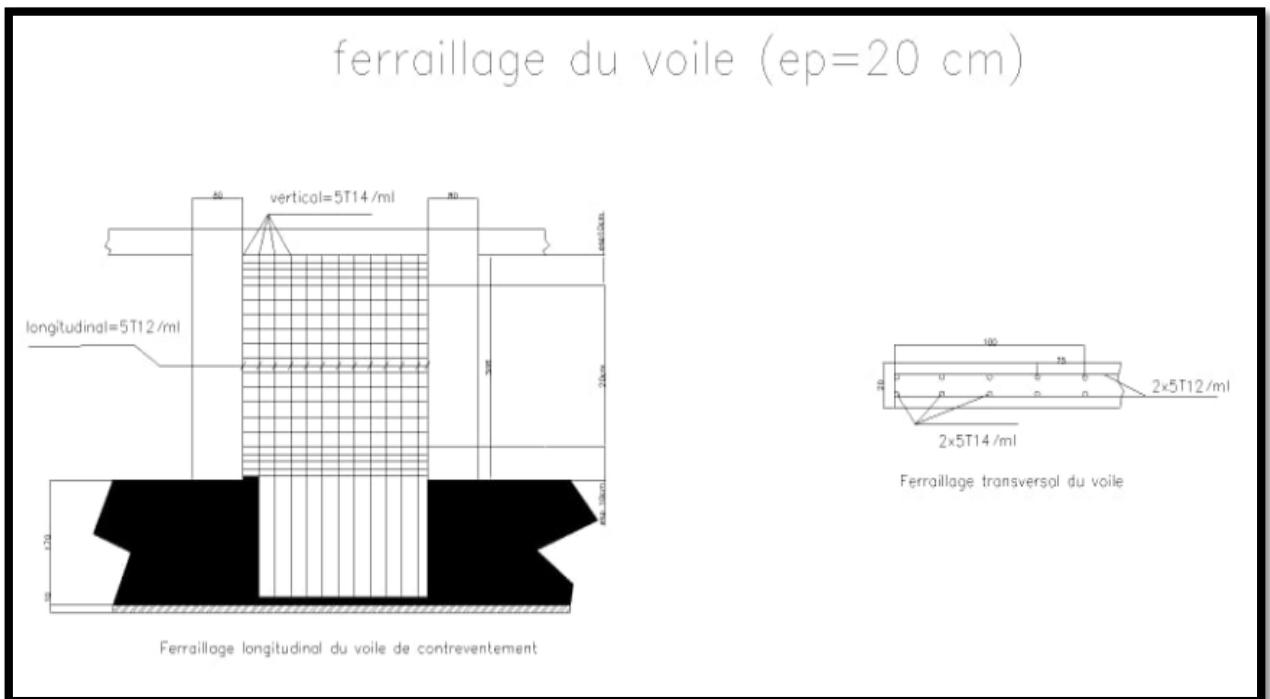
Plan de Situation  
Ech 1/10000

REALISE PAR UN PROJET AUTODESK A BOUT EDUCATIF

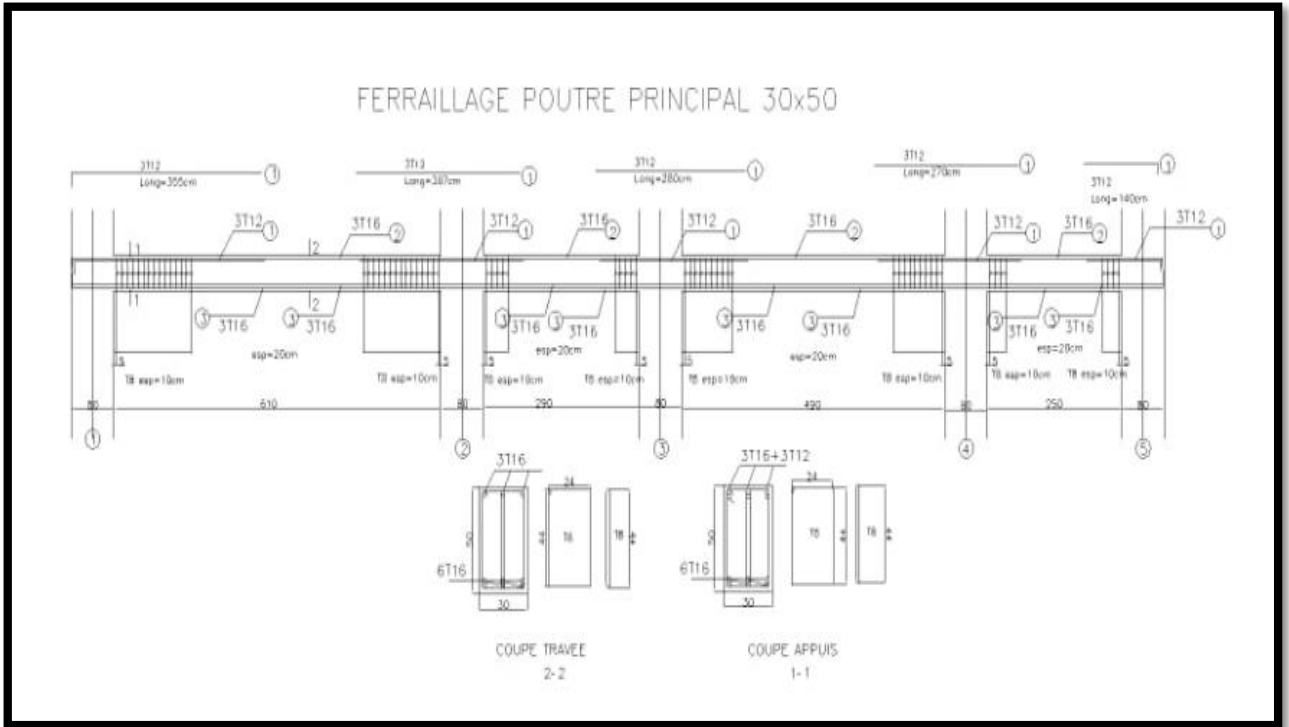
## Annexe F : plans de ferrailage



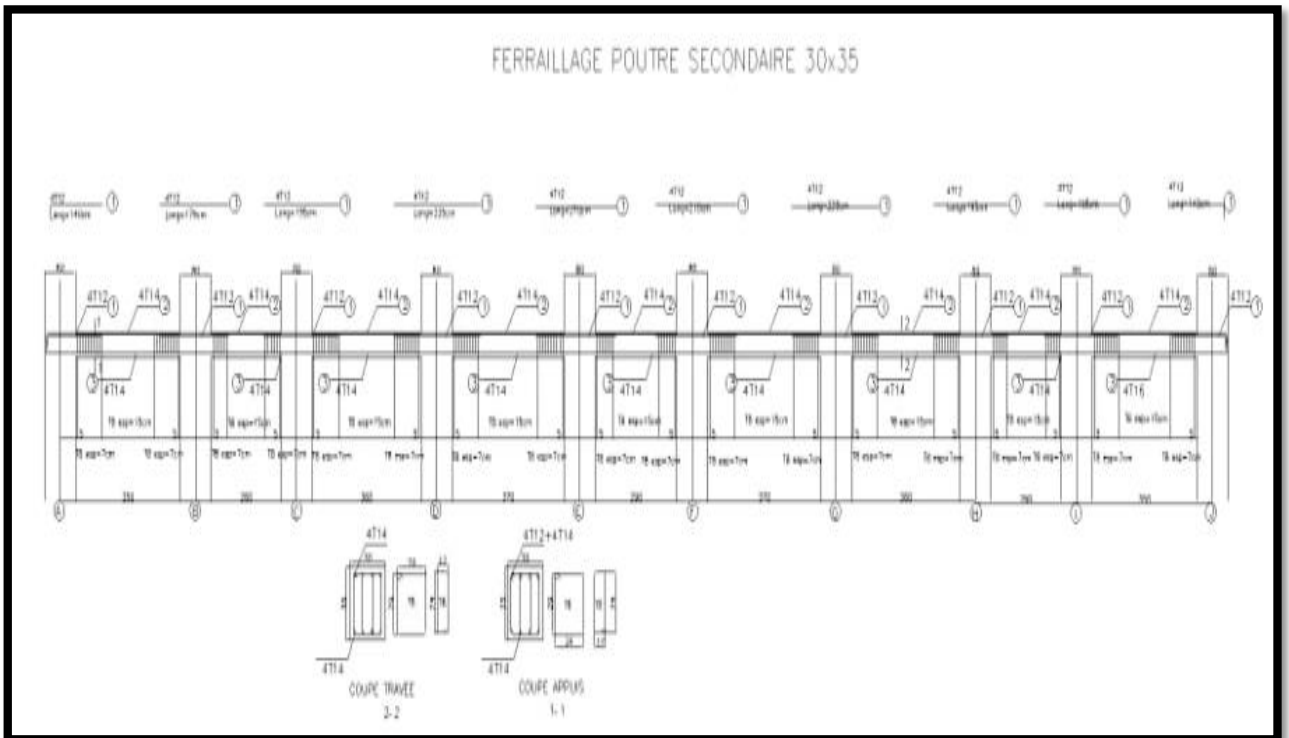
Ferrailage poteau (80\*80)



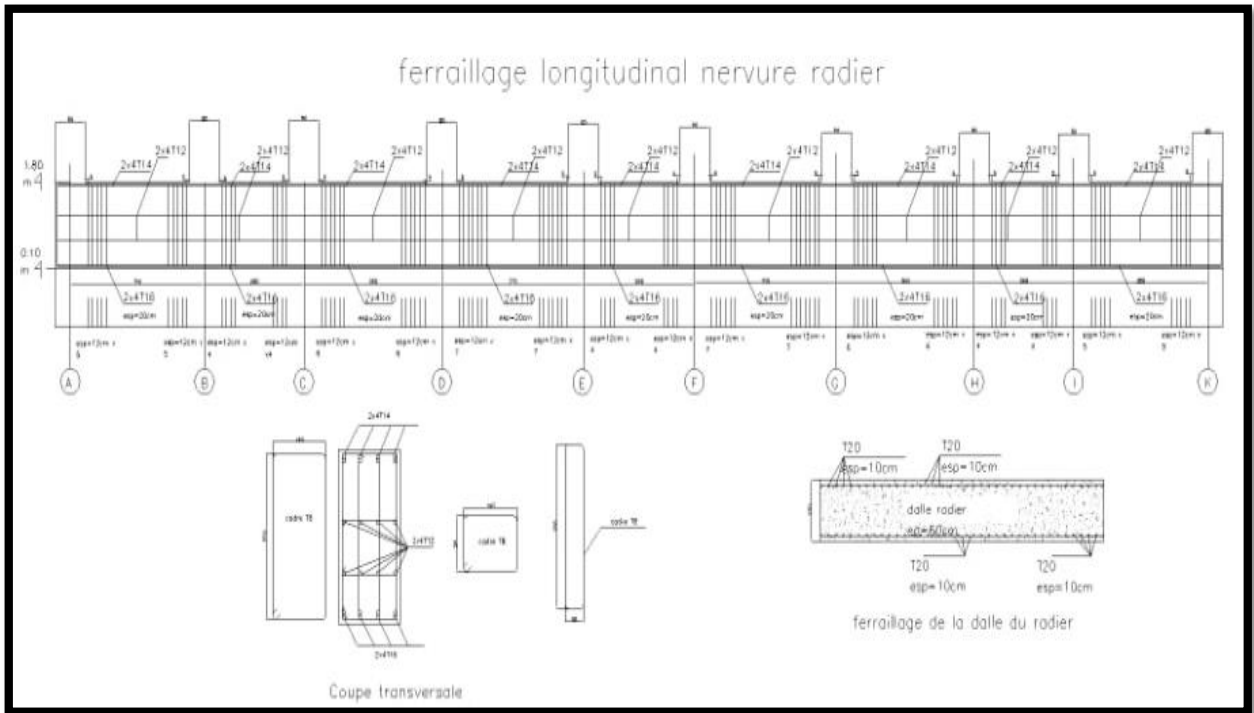
Ferrailage du voile (ep = 20 cm)



Ferrailage poutre principale (30\*50)



Ferrailage poutre secondaire (30\*35)



Ferrailage longitudinale nervure radier



## **Annexe G : plans architecturaux**