

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique  
Référence : .../2022



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية والري  
المرجع ...../2022

## Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : structure

Thème :

**Analyse multi-critères pour l'aide à la conception des  
Bâtiments d'habitations collectifs R+5, pour le choix entre  
structure en Béton armé et structure métallique**

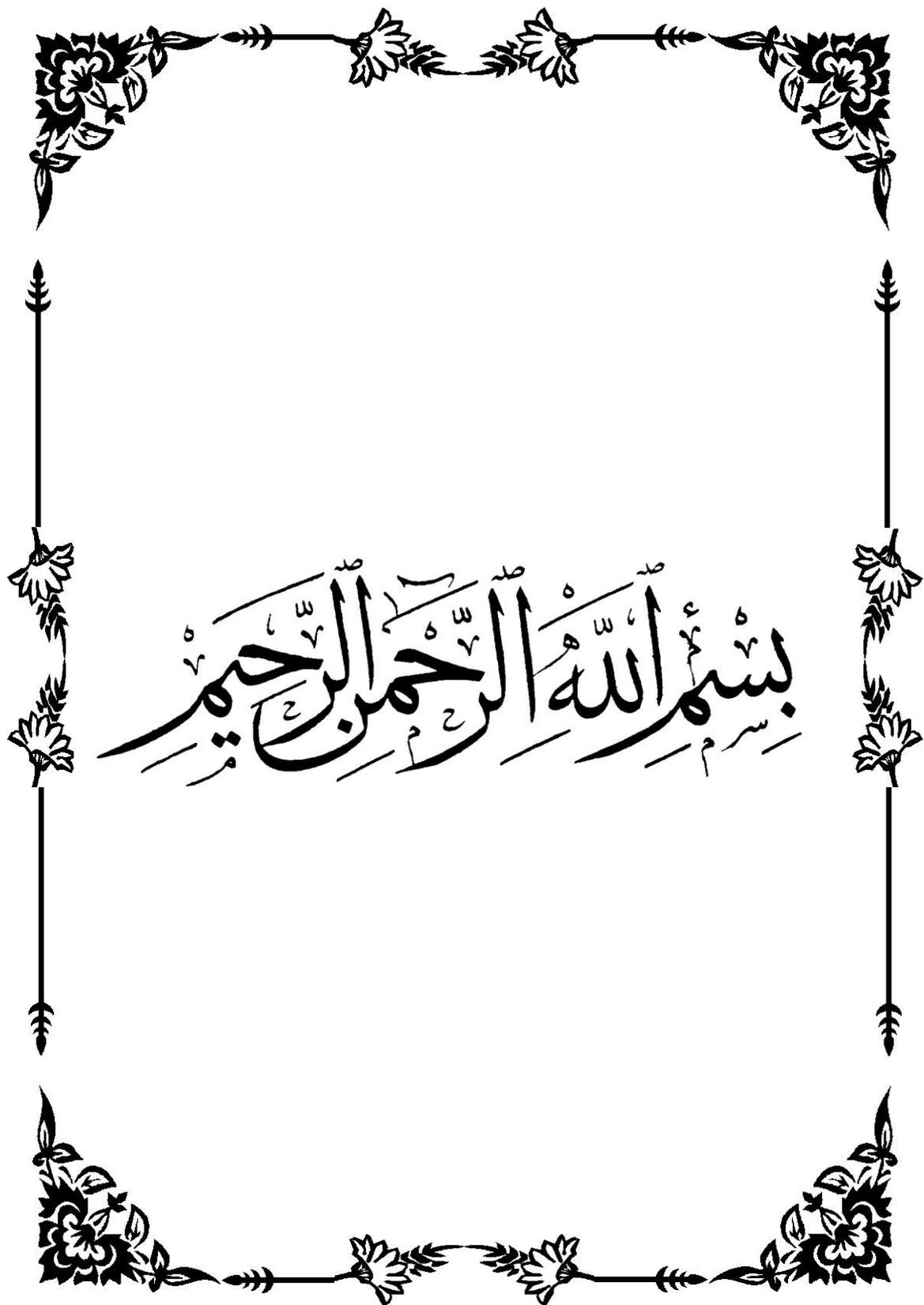
Etudiants:

GUESSOUM MOHAMMED  
LAZHAR

Encadreur :

Mr.BITAM M. Mehdi

Année universitaire : 2021 - 2022



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A mon grand Amour, ma mère qui a sacrifié sa vie  
pour notre bonheur et notre réussite.*

*A mon père à qui je témoigne de l'affection, et du  
respect.*

*Mes frères et sœurs*

*À tous mes oncles*

*Mes neveux : surtout mes amis à la Faculté de Génie  
Civil*

*A mes amis à qui je porte les plus beaux souvenirs*

*LAZHAR*



## *Remerciement*

*Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui*

*Bien voulu nous donner la force pour*

*Effectuer le présent travail.*

*Nous exprimons notre profond remerciement*

*À notre promoteur Mr. BITAM M<sup>ed</sup> MEHDI pour*

*Son orientation et ses précieux conseils.*

*Nous remercions chaleureusement qui ont contribué à  
notre stage:*

*Mr. ABD ELBASSET TOUMI*

*Tous les enseignants de l'institut de Génie Civil qui  
ont contribué à notre formation*

*Je remercie tous ceux qui n'ont pas hésité à nous aider*

## Résumé

Le présent mémoire de master en génie civil vise deux objectifs de recherche. **Le premier objectif** consiste à concevoir et dimensionner un bâtiment à étages, situé en zone sismique, pour lequel on choisit une ossature métallique contreventée par des voiles en béton armé, aussi il s'agit de concevoir et dimensionner les assemblages et le système de fondations. Le bâtiment choisit es à usage de logements collectifs promotionnels implanté à Biskra, il se composé de 6 niveaux. **Le second objectif** est lié à la question suivante : **Pourquoi choisit-on des structures en béton armé (BA) et non pas des structures métalliques pour les bâtiments d'habitations peu élevés ?** Autrement dit, est-ce que la solution structure métallique (CM) peut être la meilleure pour de tels ouvrages, ou au contraire elle est loin de l'être ?

Nous avons évalué nos deux solutions de conception : la première solution était celle de la structure métallique, elle a été désignée par CM, la deuxième solution était celle de la structure en béton armé (actuellement en cours de réalisation), elle a été désignée par BA. Notre évaluation s'est basée sur 3 critères. Ce sont le critère du coût global de production, le critère de durée totale de production et le critère du respect des normes de développement durable ; c'est donc une analyse multicritères qui a été faite. Ainsi, nous avons comparé nos deux solutions de conception CM et BA.

Le cadre de recherche se limite aux bâtiments à usage d'habitations composés de 3 à 6 niveaux situés en zones de faible séismicité. Dans notre analyse comparative, on a comparé 2 solutions de conception :

- ❖ **Variante 1** : une structure en béton armé (BA) de type mixte en portiques, contreventée par des voiles,
- ❖ **Variante 2** : une structure métallique à base de profilés laminés à chaud standards (CM), en deux types : une ossature auto stable à nœuds rigides pour une direction, et un type d'ossature à nœuds articulés contreventée par des voiles.

Notre analyse multicritère et étude comparative avaient d'autres avantages scientifiques :

- découvrir quelques méthodes pratiques d'évaluation des structures de bâtiment,
- découvrir les normes ISO et EN d'évaluation des structures, en particulier les normes de qualité environnementale et de construction durable,
- et l'avantage de mettre en évidence les difficultés pour faire ces évaluations de façon scientifique précise.

## الملخص :

لرسالة الماجستير هذه في الهندسة المدنية هدفان بحثيان. يتمثل الهدف الأول في تصميم وحساب مبنى متعدد الطوابق، يقع في منطقة زلزالية، يتم اختيار إطار معدني له، يتم تدعيمه بجدران خرسانية مسلحة، وكذلك في تصميم وحساب التجميعات ونظام الأساسات يتم اختيار المبنى لاستخدام المساكن الجماعية الموجودة في بسكرة، ويتكون من 6 مستويات. الهدف الثاني يتعلق بالسؤال التالي: لماذا نختار هياكل الخرسانة المسلحة (BA) وليس الهياكل المعدنية للمباني السكنية منخفضة الارتفاع؟ بعبارة أخرى، هل يمكن أن يكون حل البنية المعدنية (CM) هو الحل الأفضل لمثل هذه الهياكل، أم أنه بعيد كل البعد عن الوجود؟

قمنا بتقييم حلول التصميم: كان الحل الأول هو الهيكل المعدني CM، والحل الثاني هو هيكل الخرسانة المسلحة (قيد الإنشاء حالياً)، BA. استند تقييمنا إلى ثلاثة معايير. وهذه هي معايير التكلفة الإجمالية للإنتاج، ومعياري المدة الإجمالية للإنتاج، ومعياري الامتثال لمعايير التنمية المستدامة؛ ولذلك أجري تحليل متعدد المعايير. وبالتالي قمنا بمقارنة حل الهيكل المعدني مع حل هيكل الخرسانة المسلحة.

يقتصر إطار البحث على المباني لاستخدامها في المساكن المكونة من 3 إلى 6 طوابق والموجودة في مناطق ذات نشاط زلزالي منخفض. في تحليلنا المقارن، قررنا حلين للتصميم:

البديل 1: هيكل من الخرسانة المسلحة (BA) من النوع المختلط في الأروقة، يستند إلى الجدران الخرسانية  
البديل 2: هيكل معدني يعتمد على قطع معدنية قياسية (CM)، في نوعين: هيكل قائم بذاته مع عقد صلبة لاتجاه واحد، ونوع من العقد المفصلية التي تستند إلى الجدران الخرسانية.  
كان لتحليلنا ودراستنا متعددة المعايير فوائد علمية أخرى:

- اكتشاف بعض الأساليب العملية لتقييم هياكل المباني.
- التعرف على معايير التقييم الهيكلي للمنظمة الدولية للتوحيد القياسي والشبكة العالمية ولا سيما معايير الجودة البيئية ومعايير البناء المستدام.
- فائدة إبراز الصعوبات في إجراء تقييمات دقيقة.

## SOMMAIRE

### **CHAPITER I : Introduction Général et présentation du projet et choix constructifs préliminaires**

<b>I.2-Problématique du présent mémoire .....</b>	<b>1</b>
<b>I.3-bjectifs de ce mémoire.....</b>	<b>2</b>
<b>I.4-Plan de travail.....</b>	<b>3</b>
<b>I.5- Présentation du projet :.....</b>	<b>3</b>
<b>I.5.1-Usages du bâtiment et classifications vis-à-vis des actions climatiques et vis-à-vis du risque sismique : .....</b>	<b>3</b>
<b>I.5.2-Les plans d'architecture :.....</b>	<b>4</b>
<b>I.5.3-Données d'architecture : .....</b>	<b>7</b>
<b>I.5.3.1-Dimensions du Bâtiment.....</b>	<b>7</b>
<b>I.5.3.2-Données géométriques du projet : .....</b>	<b>8</b>
<b>I.5.3.3-Autres données architecturales.....</b>	<b>8</b>
<b>I.7-Données géotechniques :.....</b>	<b>8</b>
<b>I. 8-Données topographiques : .....</b>	<b>9</b>
<b>I.9 Règlements techniques et normes nécessaires à notre étude : .....</b>	<b>9</b>
<b>I.9.1-Règlements techniques.....</b>	<b>9</b>
<b>I.10-Normes pour les propriétés des matériaux structuraux : .....</b>	<b>9</b>
<b>I.10.1-Pour l'acier de construction :.....</b>	<b>9</b>
<b>I.10.2-Pour le béton armé et ces composants.....</b>	<b>10</b>
<b>I.11- Nos choix relatifs aux matériaux de structure – Acier de construction et béton armé : .....</b>	<b>10</b>
<b>I.11.1- Introduction :.....</b>	<b>10</b>
<b>I.11.2- L'acier de structure : .....</b>	<b>10</b>
<b>I.11.3-Le Béton :.....</b>	<b>11</b>
<b>I.11.3.1- Les composants du béton : .....</b>	<b>11</b>
<b>I.11.3.2-Composition du béton : .....</b>	<b>11</b>
<b>I.11.3.3- Résistance du béton à la compression :.....</b>	<b>12</b>

I.11.3.4-Résistance du béton à la traction :.....	12
I.11.3.5-Contrainte admissible du béton " $f_{bc}$ " : .....	12
I.11.3.6-Contrainte admissible de cisaillement $\tau$ : .....	13
I.11.3.7-Aciers d'armatures : .....	13
I.11.4- Produits d'assemblage :.....	13
I.11.4.1-Les boulons : .....	13
I.11.4.2-Les électrodes de soudage à l'arc.....	14
I.11.4.3-Autres moyens d'assemblage :.....	14

## **CHAPITER II : Conception préliminaire de la structure principal**

II.1-Introduction .....	15
II.2-Définition et rôles de la structure principale .....	15
II.2.1-Conception et Répartition des Poteaux :.....	16
II.2.2-Les systèmes de contreventement : .....	18
II.2.3-- Choix du système de contreventement vertical dans le sens X (CVVX) : .....	18
II.2.4 - Choix du système de contreventement vertical dans le sens Y (CV Vy) : .....	19
II.2.5-Choix du système de contreventement horizontal (CVH) :.....	20
II.3-Le pré dimensionnement des éléments porteurs principaux – Poutres et poteaux .....	21
II.3.1-Introduction : .....	21
II.3.2-Recommandations pour le pré dimensionnement des poutres : .....	22
II.3.3-Choix des Poutres des portiques transversaux « P1 » : .....	23
II.3.4-Choix des Poutres des cadres longitudinaux « P2 » et « P3 » : .....	25
II.3.5-Type de profil et Pré dimensionnement des Poteaux :.....	26
II.3.6-Vérification à la compression simple des profils choisis pour les poteaux par une descente des charges verticales :.....	29
II.3.7-Pré dimensions des voiles en béton armé .....	37

<b>II.3.8-Conclison pour le pré dimensionnement des éléments structuraux principaux:.....</b>	<b>40</b>
---	-----------

## **CHAPITRE III : Etude des éléments porteurs secondaires**

<b>III.1-Etude des planchers :.....</b>	<b>41</b>
<b>III.1.1-Introduction : .....</b>	<b>41</b>
<b>III.1.2- Conception technique des planchers :.....</b>	<b>41</b>
<b>III.1.3-Schéma de conception des planchers : .....</b>	<b>42</b>
<b>III.1.4-Choix de l'épaisseur de la dalle du panneau « h » :.....</b>	<b>42</b>
<b>III.1.5-Calcul des Poids de planchers et charges de calcul : .....</b>	<b>43</b>
<b>III.1.7-Calcul des armatures d'un panneau de dalle de plancher courant : .....</b>	<b>45</b>
<b>III.1.8-Conclusion pour les armatures de dalle de plancher courant :.....</b>	<b>48</b>
<b>III.2- Méthode de calcul : .....</b>	<b>50</b>
<b>III.2.1-Combinaison d'action : .....</b>	<b>50</b>
<b>III.2.2-Méthode de calcul des moments : .....</b>	<b>50</b>
<b>III.2.3- Correction des moments de flexion :.....</b>	<b>51</b>
<b>III.2.4- Détermination des armatures : .....</b>	<b>52</b>
<b>III.2.5- Détermination des armatures : .....</b>	<b>53</b>
<b>III.2.6-Vérification : .....</b>	<b>54</b>
<b>III.2.7-Dalle de plancher terrasse :.....</b>	<b>56</b>
<b>III.2.8-Calcul du ferrailage : .....</b>	<b>56</b>
<b>III.2.9-Dessin du ferrailage : .....</b>	<b>57</b>
<b>III.3-Calcul des solives de planchers :.....</b>	<b>57</b>
<b>III.3.1- Rappel de notre conception du panneau de dalle :.....</b>	<b>57</b>
<b>III.3.2-Profil choisi pour les solives des planchers : .....</b>	<b>58</b>
<b>III.3.3- Pré dimensions des solives : .....</b>	<b>58</b>
<b>III.3.4- Choix de la nuance d'acier :.....</b>	<b>59</b>

III.3.5-Schéma statique et valeurs maximales de calcul.....	59
III.3.6-Combinaison d'actions : .....	59
III.3.7- Calcul des valeurs maximales de My et Vz: .....	59
III.3.8-Vérification de la Condition d'ELU de résistance :.....	60
III.3.9-Vérification de l'ELU de non cisaillement : .....	60
III.3.10-Vérification de ELU de stabilité au déversement .....	60
III.3.11- Vérification de l'ELS relatif à la flèche .....	61
III.3.12-Conclusion.....	62
III.4- Calcul des escaliers métalliques : .....	62
III.4.1- Introduction : .....	62
III.4.2- Rappel du plan d'architecture d'étage courant (Plan d'étage tiré du chapitre 1) .....	63
III.4.3-Choix structural .....	64
III.4.3- Données architecturales dimensionnelles :.....	65
III.4.4-Calcul des Cornières porteuses des marches : .....	66
III.4.5-Calcul des limons support des marches :.....	68
III.4.6- Calcul élément (1) -le limon : étage courant.....	68
III.4.7-Calcul élément : étage RDC .....	70
.....	74
.....	74
III.4.8- Calcul des éléments d'un palier de repos : .....	74
III.5-L'acrotère : .....	76
III.6-Les planchers-balcons.....	76

## **CHPITRE IV : Évaluation des action climatiques (neige et vent)**

IV. 1- Introduction.....	78
IV.2- L'étude des actions du vent .....	79
IV.2.1- Objectifs d'étude et Principe de calcul : .....	79

IV.2.2-Objectifs d'étude : .....	79
IV .2.3-Principe de calcul : .....	79
IV.2.4-Paramètres de calcul du vent : .....	80
IV.2.5-Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p$ .....	80
IV .3- Coefficient d'exposition $C_e(z)$ : .....	83
IV .3.1-Définitions : .....	83
IV.3.2-Formules de calcul : .....	83
IV.4- Base de calcul : .....	83
IV .4.1-Calcul de l'action du vent : .....	83
IV.4.2- Cheminement de calcul : .....	84
IV.4.3-La détermination des coefficients de pression $C_{pe}$ et $C_{pi}$ : .....	86
IV.4.4- Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ : .....	89
IV.4.5-Détermination de la pression dynamique due au vent : .....	89
IV.4.6-Calcul des forces de frottement : .....	92
IV .4.7-Forces résultantes $F_w$ ou Actions d'ensemble : .....	92
IV.4.8-Excentricité de la force globale horizontale : .....	93
IV.5-Evaluation de la charge de neige : .....	94
IV .5.1-Action de la Neige selon RNV 2013 : .....	94
IV.5.2- Conclusion - Importance de la charge de neige : .....	94

## CHAPITRE V: ETUDE Dynamique

Chapitre 5 – Etude dynamique .....	96
V-Introduction.....	96
V.1- La Méthode d'analyse dynamique choisie .....	96
V.1.1-A propos de la Méthode d'analyse modale spectrale : .....	96
V.1.2-A propos de la Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	97
V.1.3-A propos de la Méthode statique équivalente : .....	97
V .2- Critères de classification pour l'étude sismique : .....	97

V.2.1- Classification des zones sismiques : .....	97
V.2.2- Classification des ouvrages selon leur importance auprès de la société	97
V.2.3- Classification des sites : .....	98
V.2.4- Classification des systèmes de contreventement.....	98
V.2.5- Classification des ouvrages selon leur configuration .....	98
V.3 La modélisation de la structure: .....	98
V.3.1- Objectifs du logiciel Robot : .....	99
V.3.2- Caractéristiques principales du logiciel Robot Millenium: .....	99
V.3.3- Principe de fonctionnement du logiciel Robot :.....	99
V.3.4- Application à notre projet : .....	101
V.3.5-Modélisation de la structure pour une analyse sismique et Paramètres de calcul : .....	101
V.3.6-Résultat des calculs:.....	104
V.3.7-Résultat des calculs pour la nouvelle conception : .....	106
V.3.8-Calcul des forces sismiques et efforts tranchants des niveaux :.....	108
V.3.9-Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente : .....	111
V.4- Caractéristiques géométriques et massiques de la structure : .....	113
V.4.1- Centre de gravité des masses :.....	113
V.4.2-Centre de gravité des rigidités:.....	113
V.4.3- Excentricité accidentelle : .....	114
V.5- Calcul des déplacements relatifs horizontaux: .....	114
V.5.1-Résultats fournis par ROBOT pour les déplacements absolus pour les deux directions principales : .....	115
V.5.2- Justification de l'effet P- $\Delta$ :.....	115
V.5.3- Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble:.....	116
<b>Chapitre VI :Vérification des éléments</b>	
VI.1-INTRODUCTION.....	117

<b>VI.2- ETUDE DES POTEAUX ET POUTRES DANS LA DIRECTION X :</b>	<b>117</b>
.....	
<b>VI.2.2-PHASE B – Lecture des résultats fournis par ROBOT</b>	<b>120</b>
<b>VI.2.2.1- Les déplacements</b> .....	<b>120</b>
<b>VI.2.2.2- Les Diagrammes des efforts internes M, N et V :</b> .....	<b>120</b>
<b>VI.3-Phase C– Vérification des déplacements horizontaux relatifs inter-étages « <math>\Delta_k</math> ou <math>d_r</math> UX »:</b> .....	<b>122</b>
<b>VI.3.1 Conditions sur les déplacements relatifs des niveaux : <math>\Delta \leq \Delta_{adm}</math> ou (<math>d_r U \leq \Delta_{adm}</math>)</b> .....	<b>123</b>
<b>VI.4-Phase D– Vérifications des Poutres</b> .....	<b>124</b>
<b>VI.2.1-Vérification de l'ELU de résistance à la flexion des poutres :</b> .....	<b>125</b>
<b>VI.2.2-Vérification automatique des ELU de résistance des poutres par le logiciel ROBOT à l'ELU : voir le tableau suivant.</b> .....	<b>125</b>
<b>VI.5-Phase E– Vérifications des Poutres des portiques de la direction Y</b> ....	<b>127</b>
<b>VI.6-Phase F – Vérifications des Poteaux</b> .....	<b>127</b>
<b>VI.7-PHASE G - CALCUL DES POTEAUX :</b> .....	<b>129</b>
<b>VI.7.1-Données de calcul du poteau :</b> .....	<b>129</b>
<b>K<sub>c</sub>, K<sub>1</sub> et K<sub>2</sub> : rigidités respectivement du poteau étudié, et des poteaux adjacents ; K = L/I K<sub>11</sub>, K<sub>12</sub>, K<sub>21</sub> et K<sub>22</sub> : rigidités des poutres liées au poteau étudié comme la montre la figure ci-dessus ; K = L/I</b> .....	<b>130</b>
<b>VI.7.2-Vérification de l'ELU de résistance de la section par un calcul en élasticité :</b> .....	<b>131</b>
<b>VI.7.3-Vérification de l'ELU de stabilité du poteau vis-à-vis des phénomènes de flambement et de déversement :</b> .....	<b>131</b>
<b>VI.8-Phase H - Calcul des poutres :</b> .....	<b>131</b>
<b>VI.9-PHASE I - CALCUL DES VOILES :</b> .....	<b>133</b>
<b>CHAPITRE VII: Etud Assemblage</b>	
<b>VII.1-Introduction</b> .....	<b>137</b>
<b>VII.2- Les type de liaison :</b> .....	<b>138</b>
<b>VII.3-Assemblage poutre – poteau :</b> .....	<b>140</b>

<b>VII.4- Calcul:</b> .....	<b>141</b>
<b>VII.4.1- Platine:</b> .....	<b>141</b>
<b>VII.4.2-Boulons:</b> .....	<b>141</b>
<b>VII.4.3 La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:</b> .....	<b>142</b>
<b>VII.4.4- Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement:</b> ..	<b>143</b>
<b>VII.4.5- Vérification de la pression diamétrale:</b> .....	<b>143</b>
<b>VII.4.6- Résistance des boulons à la traction:</b> .....	<b>143</b>
<b>VII.5 Assemblage poutre – voile:</b> .....	<b>144</b>
<b>VII.5.1-Conception:</b> .....	<b>144</b>
<b>VII.6-Calcul:</b> .....	<b>144</b>
<b>VII.7Assemblagepoutre-solive</b> .....	<b>145</b>
<b>VII.8-Les pieds de poteaux:</b> .....	<b>148</b>
<b>VII.8.1-Conception:</b> .....	<b>148</b>
<b>VII.7.8.2- Calcul:</b> .....	<b>148</b>
<b>VII.8.3-Surface de la platine:</b> .....	<b>149</b>
<b>VII.9-Pour le calcul des tiges d'ancrage:</b> .....	<b>150</b>
<b>VII.9.1- Diamètre des tiges d'ancrage :</b> .....	<b>150</b>

## **CHAPITRE VIII : ETUDE FONDATION**

<b>VIII.1-Résumé des données de l'Etude Géotechnique</b> .....	<b>151</b>
<b>VIII.2-Introduction :</b> .....	<b>151</b>
<b>VIII.3- Résumé des résultats du rapport de sol</b> .....	<b>153</b>
<b>VIII.4- Résumé des Recommandations du laboratoire :</b> .....	<b>156</b>
<b>VIII.5-Conception du Système des Fondations</b> .....	<b>156</b>
<b>VIII.5.1- Exigences pour concevoir les fondations</b> .....	<b>156</b>
<b>VIII.5.2-Choix du type de fondations Des fondations superficielles en béton armé :</b> .....	<b>157</b>
<b>VIII.5.3- Combinaisons d'actions</b> .....	<b>157</b>
<b>VIII.5.4- Pré-dimensions des semelles</b> .....	<b>158</b>
<b>VIII.6-Calcul des fondations :</b> .....	<b>159</b>

VIII.6.1-Semelle isolée sous poteaux intermédiaire : .....	159
VIII.6.2-Semelle filante sous voile : .....	164
VIII.7-Calcul des Longrines: .....	169
VIII.7.1- Ferrailage de fut : .....	170

## CHAPITRE IV : Evaluation multicritère et comparaison des 2 variantes de conception : BA et CM

IX.9- INTRODUCTION.....	171
IX. 9.1- Evaluation des 2 variantes de conception CM et BA sur la base du critère du coût total de production(CG) .....	172
IX.9.1.1- Introduction : .....	172
IX.9.1.2 Analyse du problème du coût global CG : .....	172
IX.9.1.3- Calcul du coût « Cfond » : .....	173
IX.9.1.4-Composition du béton : .....	173
IX.9.1.5-Exemples Numériques de coûts unitaires Cterr , C1, C2, C3, autres coûts : .....	174
IX.9.1.6-Pour les semelles de type 2 – semelles filantes sous voiles : .....	175
IX.9.1.7- Coût de la superstructure « Cstr » : .....	176
IX.9.1.8- Exemple numérique pour la variante CM de notre projet : .....	176
IX.9.1.9- Coût des travaux Ctrav : .....	178
IX9.1.10- Conclusion : .....	179
IX.9.1.11- Évaluation du coût total de la solution BA : .....	180
IX.9.2 Evaluation des 2 variantes de conception CM et BA et sur la base du critère de la durée totale de production (délai)(DT).....	180
IX.9.2.1 Introduction : .....	181
IX.9.2.2- Analyse du problème d'évaluation de la durée totale de production de la structure avec les fondations : .....	182
IX.9.2.3 Application numérique à notre projet : .....	183

<b>IX.9.2.4- Conclusion sur la durée totale DT proposée : .....</b>	<b>183</b>
<b>IX.9.2.5- Evaluation des entreprises en concurrence pour ce projet :.....</b>	<b>183</b>
<b>IX.9.2.6 CONCLUSION : .....</b>	<b>184</b>
<b>IX.9.3 - Evaluation des 2 variantes de conception CM et BA sur la base du critère de « Développement Durable – DD » .....</b>	<b>184</b>
<b>IX.9.3.1- Introduction : .....</b>	<b>184</b>
<b>IX.9.3.2-Brève présentation des notions de base du Développement Durable (DD) et de la Construction Durable (CD) .....</b>	<b>184</b>
<b>IX.9.3.3- Normes pour la construction durable : .....</b>	<b>187</b>
<b>IX.9.3.4- Evaluation des solutions de conception (CM et BA) pour notre projet « bâtiment R+5 à usage d’habitations » .....</b>	<b>190</b>
<b>IX.9.4- Comparaison des 2 variantes de conception CM et BA : .....</b>	<b>191</b>
<b>IX.9.4.1-Application numérique : .....</b>	<b>191</b>
<b>IX.9.5. Conclusion : .....</b>	<b>194</b>

## Les List des figures

### CHAPITER I

Figure I.1 : Plan du RDC .....	5
Figure I.2: Plan des étages.....	5
Figure I.4: Coupe transversale .....	7
Figure I.5: - Diagramme parabole-rectangle de calcul du béton aux ELU.	12

### CHAPITER II

Figure II.2 : Plan de distribution des poteaux et axes de repérage – conception N°1. ....	16
Figure II.3 : Plan de distribution des poteaux et axes de repérage – conception N°2 retenue. ....	17
Figure II.4 – Configurations des cadres transversaux ; (a) Un des 2 portiques du système de contreventement vertical dans le sens X « $CVV_X$ » axes 1 et 5 ; (b) Cadres non de contreventement axes 2 à 4.....	19
Figure II.5 – Configuration d’une des 2 files du système de contreventement vertical dans le sens Y - système $CVV_Y$ .....	20
Figure II.6 : Plancher métallique composé d’un platelage en tôles d’acier nervurées couvert d’une chape en béton faiblement dosé en ciment.....	21
Figure II.7 : Types de poutres à âmes pleines (a) Profilés en I, (b) Profilés en H, (c) PRS en I, (d) PRS en caisson, (e) PRS à semelles inégales .....	24
Figure II.9 – Quelques paramètres de calcul d’un poteau.....	28
Figure II.10 – Désignation des poteaux (montants M1, M2, M3 et M4) .....	29
Figure II.11 – Surface du plancher afférente .....	30
au poteau $M1-M3$ .....	30
Figure II.12 – Désignation des niveaux de section pour descente de charges sur poteau d’angle M1-M3.....	30
Figure II.13 – Surface du plancher afférente .....	31
au poteau $M2-M4$ .....	31

Figure II.14 – Modes de flambement des poteaux.....	35
(a- avec nœuds fixes, b- avec nœuds déplaçables).....	35
Figure II.15 – Vue pour présenter les dimensions d’un voile de contreventement en béton armé .....	38

### CHAPITRE III :

Fig.III. 3.1 - Vue qui montre la répartition des poutres et solives d’un plancher.....	42
Fig.III. 3.2 : Diagramme de variation des efforts tranchants V pour la dalle continue .....	46
Fig.III. 3.3 - Schéma d’une section de dalle avec armatures en travée (cas de moment M positif).....	46
Fig.III.3.4. Dessin représentatif du ferrailage de dalle.....	49
Fig.III. 3.5 : .....	49
Fig. III.3.6. FERRAILLAGE ET DISPOSITION DES ARMATURES DE DALLE-.....	55
-Etage courant .....	55
Fig. III.3.7- FERRAILLAGE et disposition des armatures pour les dalles du plancher-terrasse.....	57
Fig.III. 3.8 - Conception des solives – plan de répartition .....	58
Fig.III. 3.9- (a) Schéma statique d’une solive, (c) diagrammes des efforts Vz (d) diagrammes de moments My .....	59
Fig.III. 3.10 – Fixation de l’aile supérieure d’une solive dans la dalle .....	61
Fig :III. 3.11. PLAN ETAGE COURATF3 .....	63
Fig.III. 3.12 –Schéma d’escalier.....	63
Fig. III.3.13 – Vue en plan de la cage d’escalier.....	64
Fig.III .3.14.VUE EN PLAN DE LACAGE D’escalin.....	64
Fig.III. 3.15 – Disposition des marches dans une volée d’escalier.....	65
Fig.III. 3.16 – Schéma statique et section droite d’une cornière porteuse de marche.....	66

<b>Fig.III.3.17- Schéma statique .....</b>	<b>68</b>
<b>FIG.III.3.18.....</b>	<b>69</b>
<b>FIG.III.3.19-Le profil vérifie toutes les conditions donc on retient le profil IPE180.....</b>	<b>70</b>
<b>III.4.7-Calcul élément : étage RDCFig.III.3.20- vue en plan.....</b>	<b>70</b>
<b>FIG.III.3.21.....</b>	<b>71</b>
<b>FIG.III.3.22.....</b>	<b>71</b>
<b>FIG.III.3.23 .....</b>	<b>71</b>
<b>FIG.III.3.24 .....</b>	<b>74</b>
<b>FIG.III.3.25 .....</b>	<b>74</b>
<b>FIG.III.3.26 .....</b>	<b>75</b>
<b>Fig.III.3.28 – Conception de l’acrotère ; une grille métallique .....</b>	<b>76</b>
<b>Fig.III.3.2 : Vue en plan sur balcon.....</b>	<b>77</b>

## **Chapitre IIV :**

<b>Figure IV.1 – Désignation des actions V1 e V2 du vent sur la vue en plan. 80</b>	<b>80</b>
<b>Figure IV.2- Hauteur de référence <math>z_e</math> et schéma de la répartition de la pression dynamique <math>q_p(z)</math> (Référence : Figure 2.1 du RNV) .....</b>	<b>82</b>
<b>Figure IV.3- vue en plan Parois verticales sur une façade pignon.....</b>	<b>87</b>
<b>Figure IV.4- résultante des actions du vent sur une petite façade .....</b>	<b>87</b>
<b>Figure IV.5- vue en plan Parois verticales sur une façade long-pan .....</b>	<b>88</b>
<b>Figure IV.6- résultante des actions du vent sur une façade long-pan.....</b>	<b>88</b>

## **Chapitre V :**

<b>Chapitre 5 – Etude dynamique.....</b>	<b>96</b>
<b>Figure .V.5.1: Simulation de la force sismique. ....</b>	<b>101</b>
<b>Fig. V.5.2- Premier mode de vibration - Vue 3D et vue en plan.....</b>	<b>105</b>
<b>Fig.V.5.3 - Deuxième mode de vibration - Vue 3D et vue en plan.....</b>	<b>105</b>
<b>Fig.V.5.4 - Troisième mode de vibration - Vue 3D et vue en plan .....</b>	<b>105</b>

**Fig.V.5.5 - Disposition initiale des voiles, elle sera rejetée ..... 106**

**Fig.V.5.6 - Nouvelle conception du système de contreventement ; addition d'une 3<sup>ème</sup> file de poteaux à l'intérieur du bâtiment, cette conception sera retenue..... 107**

**Fig.V.5.9 - Troisième mode de vibration - Vue 3D et vue en plan ..... 108**

**Figure .V.5.10 - Forces sismiques aux niveaux ..... 110**

## **Chapitre VI :**

**Chapitre 6 – Etude des Eléments Porteurs Secondaires ..... 117**

**Fig. VI.6.1- Vue de la structure en 2D ..... 118**

**Fig. VI.6.2- Vue de la structure déformée par Robot ; ..... 120**

**Fig.VI.6.3- Diagramme des moments fléchissant «My»..... 120**

**Fig.VI.6.4- Diagramme des efforts normal « Fx » ..... 120**

**Fig.VI.6.5- Diagramme des efforts tranchants « V »..... 121**

**Fig. VI.6.7-Diagramme des moments fléchissant «My»..... 121**

**Fig.VI.6.7- Diagramme des efforts normaux N, désignés par « Fx » selon ROBOT ..... 121**

**Fig.VI.6.8- Diagramme des efforts tranchants « V »..... 122**

**Fig.VI.6.9- Résultats des contraintes maximales  $\sigma_{max}$  dans la structure... 125**

**Fig.VI.6.11 -Résultats des contraintes maximales dans les poteaux fournis par ROBOT ..... 128**

**Fig.VI.6.10 - Résultats des contraintes minimales dans les poteaux..... 128**

**Fig .VI.6.12- Disposition des armatures dans un voile ..... 136**

## **CHAPITRE VII :**

**Fig .VII.7.1-A1: assemblage entre une poutre et poteau..... 137**

**Fig.VII.7.2-A2: assemblage entre une poutre et un voile ..... 137**

**Fig .VII.7.3-A3 : assemblage entre solive et poutre ..... 137**

**Fig.VII.7.4-A 4: assemblage en pied poteau, ..... 138**

**Figure VII.7.5 – Transmission d'effort dans un joint à recouvrement par boulon non précontraint..... 139**

**Figure .VII.7.6 – Transmission d’effort par frottement dans un joint cisailé (le frottement est créé par un couple de serrage contrôlé)..... 139**

**Fig.VII.7.7- Assemblage poteau-poutre avec platine d’extrémité soudée et boulons horizontaux..... 141**

**Fig .VII.7.8-Livre de M. HIRT et M. Crisinel, Charpentes métalliques volume 11 du traité TGC, édité par Presses PPUR, Suisse, 2006 ..... 144**

**Figure .VII.7.9- disposition de solive-poutre ..... 145**

**Fig.VII.7.10- Assemblage des pieds de poteaux ..... 149**

**Fig.VII.7.1- goujon d’ancrage..... 150**

### **Chapitre VIII :**

**Fig.VIII.8. 1 – Résistance de pointe  $R_p$  mesurée par le pénétromètre statique.....152**

**Fig.VIII.8. 2 - Coupe Géologique du terrain ..... 153**

**Fig .VIII.8. 3 – Efforts transmis par superstructure métallique aux fondationsError! Bookm**

### **CHAPITRE IV :**

**fig.IV.9.1-semelle isolée .....173**

**Fig.IV.9.2- relation entre piliers du DD et normes de DD. ....188**

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE I :

Tableau I.2 :Propriétés mécaniques des boulons normalisés ISO ..... 14

Tableau I.2 :Propriétés mécaniques des boulons normalisés

ISO.....14

### Chapitre 3 – Etude des Eléments Porteurs Secondaires .....41

Tableau.III.3.1. Calcul des Poids de planchers et charges de calcul : .....43

TABLEAU .III.3.2- Calcul des Poids de planchers et charges de calcul

Plancher Etage courant :.....44

Tab .III.3.3- Calcul les moments  $M_{0x}$ ,  $M_{0y}$ .....51

Tableau.III.3.4- Calcul du ferrailage :.....56

### Chapitre 4 – Evaluation des actions climatiques (neige et vent) .. 78

Tableau.VI.4.1- Coefficients des  $C_r$  et  $C_e$  :..... 86

Tableau .VI.4. 2-du RNV ..... 87

### Chapitre V : Etude dynamique

Tableau .V.5- : Valeur du coefficient d'accélération de zone A selon le tableau 4.1 du RPA 2003 ..... 102

Tableau.V.5.1 - Valeur de  $\xi$  (%) selon le tableau 4.2 du RPA 2003 ..... 102

Tableau.V.5.2 - Critères de qualité et valeurs des pénalités  $P_q$  pour calculer le facteur Q selon le tableau 4.4 du RPA 2003..... 103

Tableau.V.5.3- périodes et facteurs de participation modaux..... 104

Tableau .V.5.4- périodes et facteurs de participation modaux..... 107

<b>Tableau .V.5.5- Forces sismiques et les efforts tranchants aux niveaux selon la hauteur .....</b>	<b>109</b>
<b>Tableau .V.5.6- Le poids total du bâtiment .....</b>	<b>112</b>
<b>Tableau.V.5.7- Comparaison entre période dynamique T dyn et période empirique T empirique : .....</b>	<b>112</b>
<b>Tableau .V.5.8 - Effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente .....</b>	<b>113</b>
<b>Tableau.V.5.9 - Effort tranchant à la base donné par la méthode dynamique spectrale.....</b>	<b>113</b>
<b>Tableau .V.5.10 - Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente.....</b>	<b>113</b>
<b>Tableau .V.5.11- Les résultats statiques de niveau .....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau .V.5.12- Caractéristiques géométriques et massiques de la structure .....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau .V.5.13 - Déplacements absolus pour les 2 directions principales fournis par ROBOT.....</b>	<b>116</b>
<b>Tableau .V.5.14- Vérification de l'effet P-<math>\Delta</math> pour le sens longitudinal ....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau.V.5.15- Vérification de l'effet P-<math>\Delta</math> pour le sens transversale.....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau .V.5.16- Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....</b>	<b>118</b>
<b>Tableau.V.5.17- Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble .....</b>	<b>118</b>

## **CHAPITRE VII :**

<b>Tableau .VII.7.1- Propriétés dimensionnelles des boulons normalisés ISO .....</b>	<b>139</b>
<b>Tableau.VII.7.2- Les classes des boulons.....</b>	<b>140</b>
<b>TABLEAU.VII.7.3- Caractéristiques des profilés assemblés (IPE180/IPE270) : .....</b>	<b>147</b>

<b>Chapitre 8 - Etude des Fondations .....</b>	<b>152</b>
<b>Tableau.VIII.8.1- Propriétés mécaniques des couches de sol :.....</b>	<b>154</b>
<b>Tableau.VIII.8.2- paramètres de calcul :.....</b>	<b>155</b>
<b>Tableau.VIII.8.3- paramètres de calcul :.....</b>	<b>155</b>
<b>Chapitre IV :</b>	
<b>Tableau.IV.9.1-Coût total pour les poteaux.....</b>	<b>177</b>
<b>Tableau. IV.9.2-coût total pour les poutres .....</b>	<b>177</b>
<b>Tableau. IV.9. 3-coût total pour les Solives .....</b>	<b>177</b>
<b>Tableau.IV.9.4- Évaluation du coût total de la solution BA.....</b>	<b>180</b>
<b>Tableau.IV.9.5- d'Evaluation d'une entreprise sur la base de la durée DT qu'elle propose .....</b>	<b>184</b>
<b>Tableau.IV.9.6- d'évaluation c'est une évaluation qualitative .....</b>	<b>192</b>
<b>Tableau .IV.9.7-des notes Ni.....</b>	<b>192</b>
<b>Tableau .IV.9.8-des notes Ni.....</b>	<b>193</b>
<b>Tableau.IV.9.10- des notes Ni .....</b>	<b>193</b>

---

# **Introduction Générale**

---

# INTRODUCTION GENERAL

le présent mémoire de master en génie civil a pour titre :Analyse multi-critères pour l'aide à la conception des Bâtiments d'habitations collectifs R+5, pour le choix entre structure en Béton armé et structure métallique , il a 2 grands objectifs :

1. Etude complète d'un bâtiment à usage d'habitation composé de 6 niveaux, R+5
2. Etude comparative de 2 solutions de conception pour ce bâtiment.

## Le plan travail :

Pour réaliser le présent mémoire nous avons fixé (tracé) un plan de travail qui se compose de neuf (9) chapitres comme suit :

- Chapitre1 : présentation de projet
- Chapitre2 : conception structure préliminaire de la structure principale
- Chapitre 3 : étude des éléments porteurs secondaires
- Chapitre 4 : étude neige et le vent
- Chapitre5 : étude dynamique
- Chapitre 6 : vérification des éléments porteurs principaux
- Chapitre 7 : étude des assemblages
- Chapitre 8 : étude de fondation
- Chapitre9 : évaluation multicritère

Le bâtiment en question de six (6) niveaux ; un rez-de chaussée commercial et 5étage identiques à usage d'habitations collectives, type : logements promotionnels, cet ouvrage sera implanté dans la commune de Biskra, il est en cours de réalisation mais avec une structure complément réalisée en béton armé. Par contre, nous proposons de faire une conception différente, en adoptons une ossature métallique composées de profilés en acier laminés chaud normalisés. Le système de fondation sera conçu et dimensionné en béton armé, les systèmes de contreventement proposés sont les systèmes de 2 types :

\_ une ossature métallique auto stable dans la direction transversale (notée X)

\_une ossature métallique à nœuds articulés contreventée par des voiles en béton armé . le site trouve dans une zone classée à risque sismique , alors en plus de l'étude statique sous l'action des charge courantes , nous allons faire une analyse dynamique et une conception parasismique en appliquant les prescriptions du règlement RPA 2003.

Donc, notre étude a pour but de concevoir et dimensionner les éléments porteurs principaux :

Poutre – poteaux -voiles, mais aussi les planchers et les fondations, avec les éléments porteurs secondaires : solives, acrotère, éléments d'escalier.

Pour ce qui est du 2<sup>ème</sup> objectif, il s'agit de comparer les résultats obtenus par notre étude avec les résultats de la conception en BA en cours de réalisation. Les buts recherches par cette comparaison sont :

Savoir évaluer une conception sur la base de 3 critères : le coût total de production, la durée totale le production et l'aspect développement durable relatif à la protection de l'environnement économie des énergies et de ressources naturelles.

Savoir comparer 2 ou plusieurs solutions par une méthode d'analyse multicritères

Recommander les résultats de notre comparaison à la communauté scientifique ingénieurs, architectes et étudiants a construction.

# **Chapitre 1**

---

## **Présentation du projet et Choix Constructifs préliminaires**

---

## I.2-Problématique du présent mémoire

Dans un projet de Bâtiment à étages, tel que un immeuble d'habitations collectives, la conception de la composante "Structure" fait intervenir quelques professionnels de la maîtrise d'œuvre, notamment l'ingénieur de structure et l'architecte, ils proposent une structure principale et des structures secondaires (pour l'enveloppe, les cloisons, les escaliers, etc.) au futur ouvrage, ils analysent et valident ces structures afin qu'elles satisfassent à un ensemble d'exigences réglementaires, à des exigences normatives et des règles de l'art.

L'ingénieur de structure applique un processus de conception composé de plusieurs phases, chaque phase se compose d'étapes d'études, il commence par la phase d'analyse des données du projet, ensuite la phase de conception préliminaire caractérisée par la réflexion et les choix constructifs, les phases de calculs scientifiques (calcul statique, calcul dynamique, sollicitations combinées, vérifications réglementaires) et la phase des dessins techniques. Nous nous intéressons à la première phase, appelée aussi :

phase d'avant-projet global de conception. Dans cette phase d'étude du projet, l'ingénieur de structure effectue de nombreux choix élémentaires pour aboutir à une structure porteuse admissible et quasi-optimale, il commence par le choix de la nature du (ou des) matériau(x) structural(aux), ensuite il choisit une configuration spatiale de sa structure, choisit la trame des éléments porteurs verticaux, les types constructifs de ces derniers (standards, composés soudés à âme pleine, composés à treillis, etc.), il choisit aussi les types de nœuds et types d'appuis entre éléments structuraux, les pré dimensions des éléments porteurs, et il choisit un système préliminaire des fondations.

La phase d'avant-projet de conception structurale des constructions de génie civil est très importante puisque les choix de conception et de construction pris dans cette phase peuvent réduire ou augmenter de façon considérable les coûts de production, les délais d'exécution et les niveaux de qualités définis dans les normes de construction durable.

Dans la phase d'avant-projet de conception structurale, l'ingénieur de structure applique une méthode cognitive de choix et de décisions, souvent c'est une méthode qui se base sur des règles empiriques et sur une approche de raisonnement à base de cas où l'ingénieur va rapprocher et comparer son projet avec des constructions antérieurement déjà réalisées.

Une des premières décisions, qu'il faudra prendre dans la phase d'avant-projet de conception structurale, concerne le **choix du type de matériau de structure** ; sera-t-il le béton armé,

l'acier, le bois, la maçonnerie porteuse, ou un autre matériau, ou plutôt une combinaison de plusieurs matériaux structuraux ?

En Algérie, pour la conception d'un nouveau bâtiment à étages peu élevé, souvent les concepteurs optent pour une structure en béton armé, qu'elle soit une ossature auto stable composée de poteaux et poutres avec des liaisons rigides, une structure composée de voiles rigides, ou une structure mixte qui associe une ossature à des voiles de contreventement rigides. C'est le cas constaté pour la réalisation des immeubles existants à usage d'habitations composés de 3 à 6 niveaux.

Il est facile de constater que pour ces bâtiments, contrairement aux bâtiments halles à niveaux uniques (hangars et similaires), **il est rare de recourir aux structures métalliques !**

Le problème qu'on pose ici est le suivant : **Pourquoi choisit-on des structures en béton armé et non pas des structures métalliques pour les bâtiments d'habitations peu élevés ?** Autrement dit, dans quelle mesure la solution structure métallique (CM) peut être la meilleure pour de tels ouvrages ?

Nous avons constaté que souvent les réponses données par les architectes et ingénieurs concepteurs étaient arbitraires, que leurs réponses se basaient sur des habitudes de travail, plus que sur des connaissances précises issues d'études scientifiques justifiées. On nous dit que la solution des structures métalliques (CM) est très coûteuse, peut-être ! Alors, dans ce sens, pour avoir des réponses scientifiquement justifiées, une étude scientifique mono ou multicritères est certainement plus que bénéfique ; c'est l'un des objectifs principaux du présent mémoire de master.

### **I.3-bjectifs de ce mémoire**

Ce mémoire de master en génie civil a deux objectifs principaux. Le premier objectif est de faire une **étude de génie civil** d'un bâtiment d'habitations R+5, donc il s'agit de faire une conception et un dimensionnement assez complets ; pour la superstructure métallique et pour les fondations en béton armé. Le deuxième objectif consiste à faire une analyse sur l'état de **la question portant sur le meilleur choix du type de matériau de structure** pour la conception structurale des constructions de génie civil, en se limitant à la seule catégorie des constructions de type **Bâtiments à faible nombre d'étages**. Le cadre de recherche englobe les bâtiments à usage d'habitations composés de 3 à 6 niveaux (R+2, R+3, R+4 et R+5) situés en zones de faible séismicité (zone I selon de RPA 2003). Dans notre analyse comparative, on se limite à comparer 2 solutions de conception :

- ❖ **Variante 1** : une structure en béton armé (BA) de type ossature contreventée par des voiles,
- ❖ **Variante 2** : une structure métallique à base de profilés laminés à chaud standards (CM), de type ossature auto stable à nœuds rigides, ou de type ossature à nœuds articulés contreventée.

Dans cette comparaison, nous fixons les valeurs des données architecturales, topographiques et géotechniques, nous choisissons des valeurs assez courantes pour toucher un large ensemble de projets de construction.

## **I.4-Plan de travail**

### **(Objectifs détaillés de ce mémoire)**

1. Introduction - Recueil et analyse des données d'un projet construction pris comme modèle,
2. Etude de la Variante 1 - Présentation des résultats d'une étude de conception et dimensionnement de la variante 1 : Structure en béton armé (BA) ; cas d'un bâtiment d'habitations R+5,
3. Etude de la Variante 2 - Etude complète de conception et dimensionnement de la variante 2 : Structure métallique (CM)
4. Analyse multicritères :
  - 4.1 Evaluation des 2 solutions sur la base du critère du coût global de production,
  - 4.2 Evaluation des 2 solutions sur la base du critère du délai total de réalisation,
  - 4.3 Evaluation des 2 solutions sur la base du critère de qualité environnementale,
  - 4.4 Evaluation multicritères des 2 solutions.
5. Conclusion générale (recommandations de bonne conception)

## **I.5- Présentation du projet :**

### **I.5.1-Usages du bâtiment et classifications vis-à-vis des actions climatiques et vis-à-vis du risque sismique :**

Notre projet consiste à la construction d'un ensemble de 14 immeubles constituant 300 logements avec plusieurs locaux commerciaux en RDC. Son maître d'ouvrage est l'office national de la promotion immobilière OPGI, agence de la wilaya de Biskra. L'OPGI est un organisme public de promotion immobilière, qui possède une très longue expérience dans son domaine, il est dirigé par le ministère de l'habitat, l'urbanisme et la ville. Nous nous limitons à l'étude d'un seul bâtiment parmi l'ensemble des 14 bâtiments, tous sont à usage d'habitations, constitués de six (6) niveaux, soit un RDC et cinq (5) étages identiques. Ce projet est en cours

de réalisation avec une structure en béton armé de portiques et de voiles dans les 2 directions principales en plan.

Notre projet sera implanté dans la ville de Biskra, qui est classée dans la zone de faible sismicité (*zone I*) d'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003. Aussi, le bâtiment est classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification des ouvrages suivant leur importance d'après le RPA 2003. En ce qui concerne l'étude au vent et conformément à la classification du règlement RNV 2013, la wilaya de **Biskra** est classée en *zone III* de vent, avec une vitesse de référence  $v_{réf} = 25$  m/s et une pression de référence  $q_{réf} = 50$  daN/m<sup>2</sup>. Pour les charges de neige, la wilaya de **Biskra** est classée en *zone C* des faibles charges, la charge de référence est  $S_k = \frac{0.0325 * altitude}{100}$  kN/m<sup>2</sup>.

Nous présentons ci-dessous les différents aspects de notre projet de construction en commençant par les données d'architecture, celles du terrain et du sol des fondations, ensuite les données sur les matériaux et produits structuraux.

### I.5.2-Les plans d'architecture :

Nous présentons un plan du RDC, un plan des étages, un plan de terrasse et une coupe transversale sur escalier.

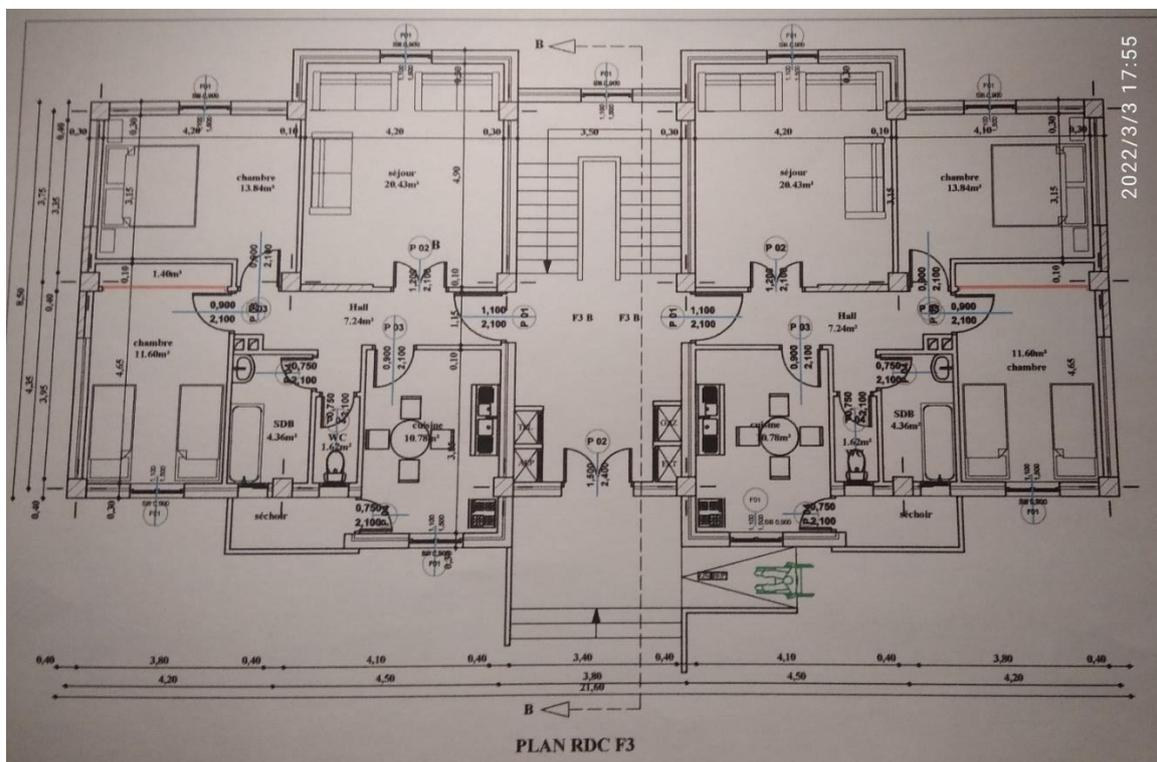


Figure I.1 : Plan du RDC

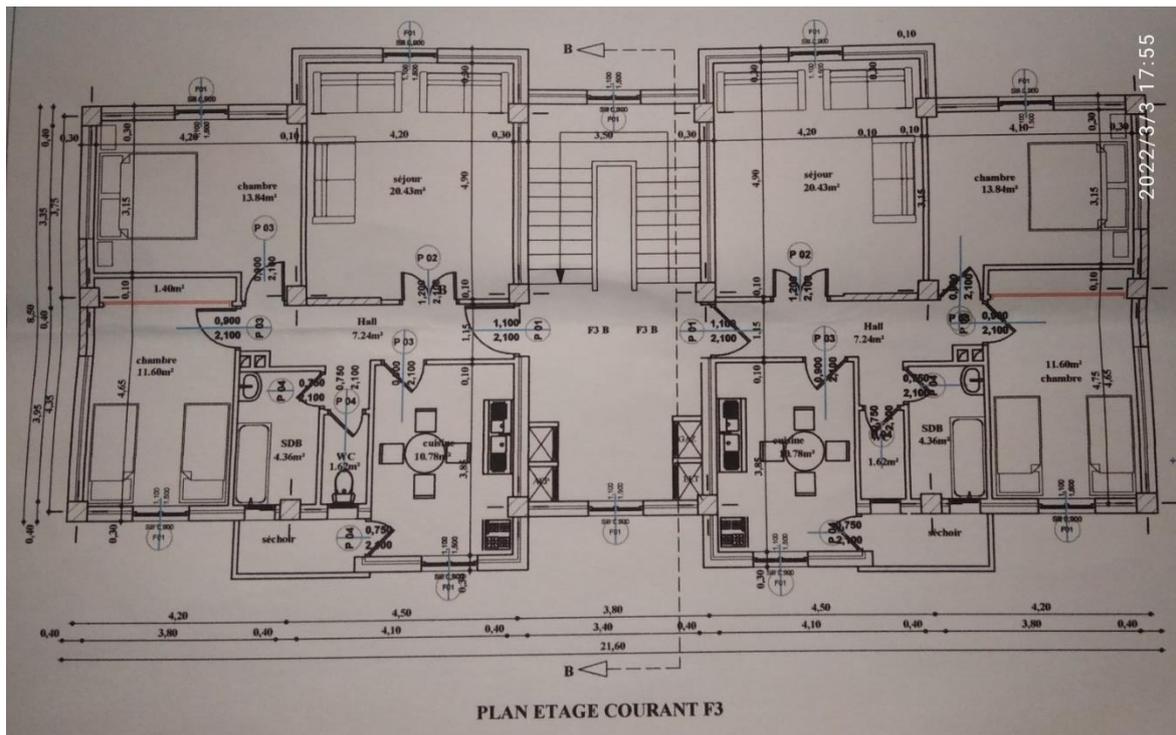


Figure I.2: Plan des étages

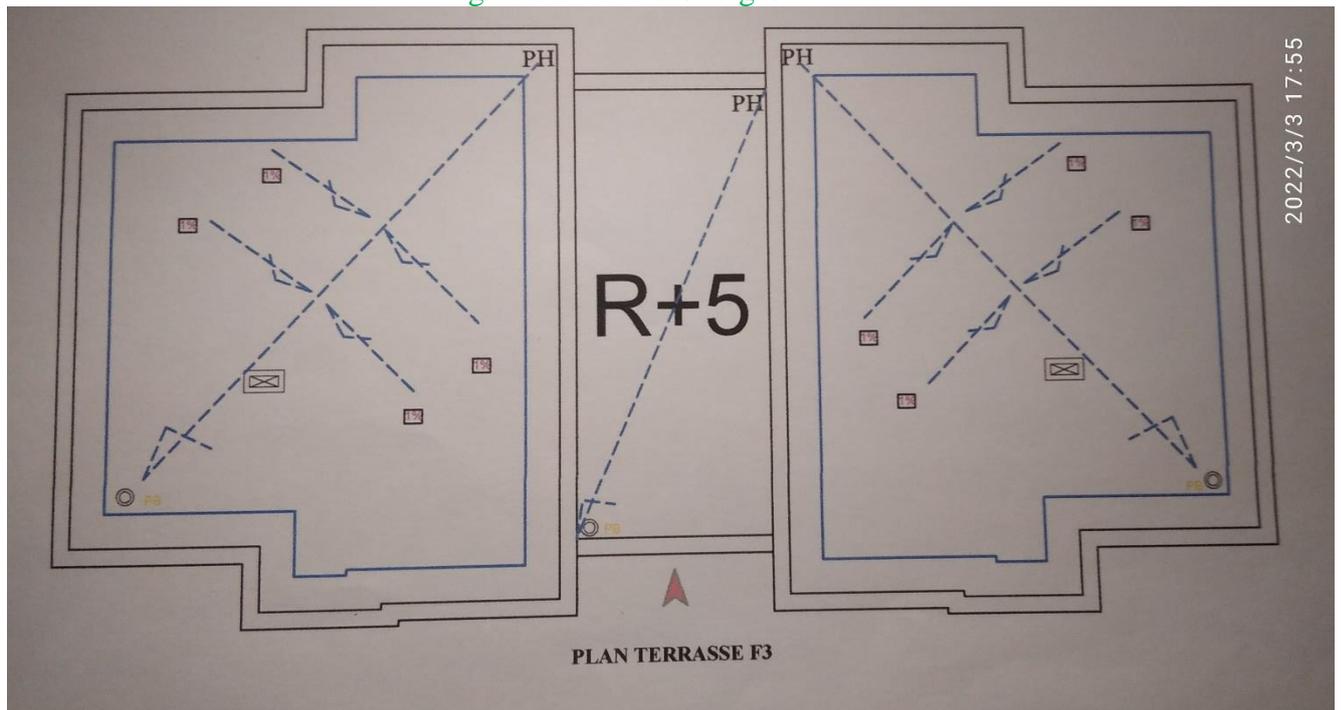


Figure I.3 : Plan de terrasse

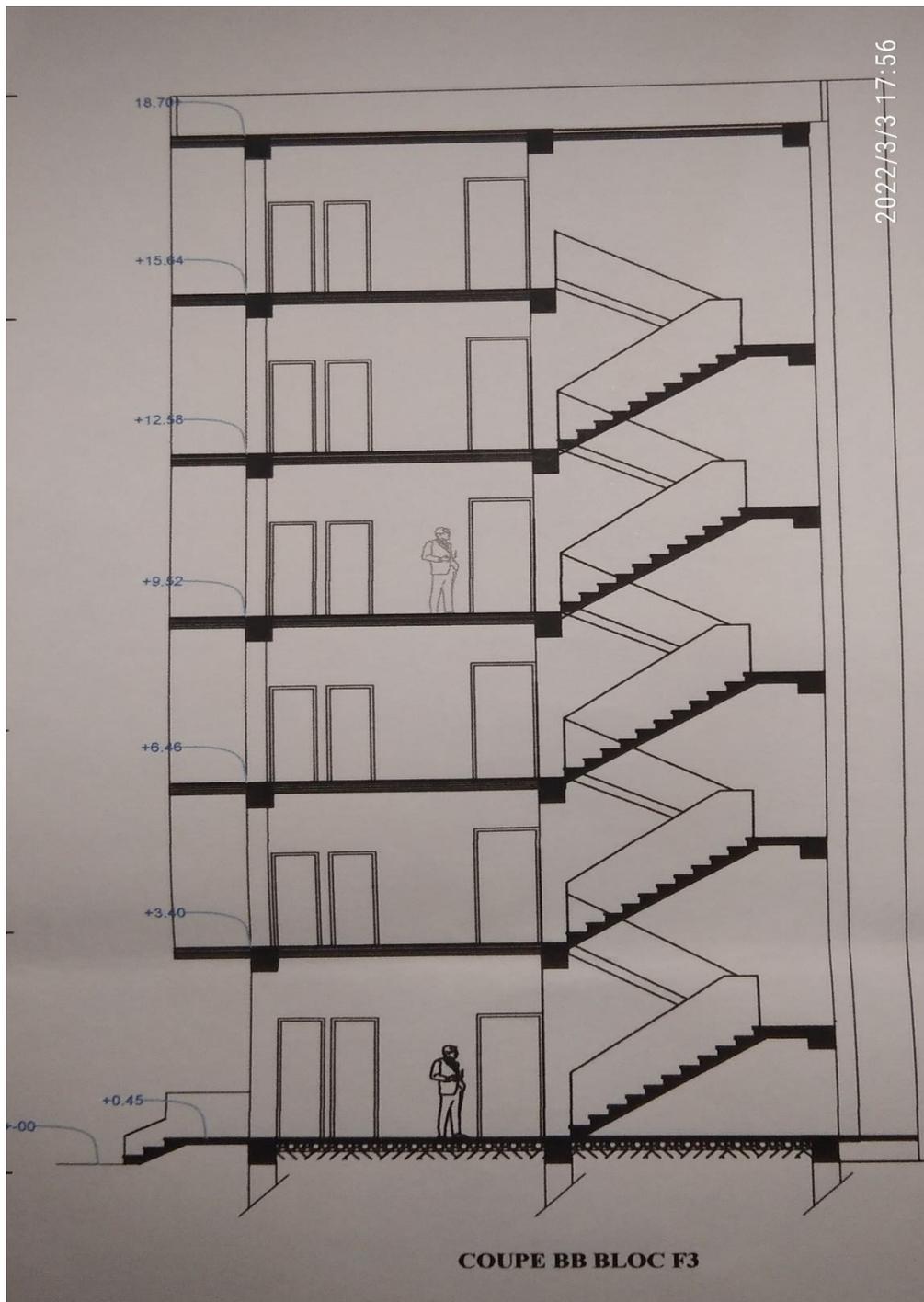


Figure I.4: Coupe transversale

### I.5.3-Données d'architecture :

**I.5.3.1-Dimensions du Bâtiment :** Il s'agit d'étudier les éléments structuraux de notre bâtiment constitué d'un rez-de-chaussée RDC et de 5 étages identiques.

- dimensions en plan :  $21,60 \times 8,50 \text{ m}^2$ .
- Hauteur du RDC : 3,40 m

- Hauteur des étages courants désignés par EC: 3,06 m
- La hauteur totale : 18,70 m, sans tenir compte de l'acrotère

**I.5.3.2-Données géométriques du projet :** A partir de la vue en plan d'architecture, les dimensions du bâtiment sont les suivantes :

- a. Longueur totale .....21, 60m
- b. Largeur totale .....8,50 m
- c. Hauteur du rez-de-chaussée.....3,40m
- d. Hauteur des étages.....3,06 m
- e. Hauteur totale du bâtiment jusqu'au plancher terrasse.....18,70 m

**I.5.3.3-Autres données architecturales :** La circulation en élévation est assurée par un escalier situé à l'intérieur.

- Le type de plancher choisi : Ce sont des dalles pleines en béton armé reposant sur des solives métalliques en profils IPE. Pour chaque dalle, des couches protectrices d'isolation thermique, d'étanchéité et de revêtement sont prévues.
- Le plancher-terrasse est plat, inaccessible et entouré d'un acrotère métallique de hauteur égale 1 mètre assurant un rôle de garde-corps.
- Pour les murs extérieurs et les murs mitoyens entre-appartements, on conçoit des parois doubles en briques creuses d'épaisseur totale de 30 cm (10 cm + 5 cm d'air + 15 cm) avec revêtements en mortier de ciment et du plâtre.
- Les cloisons internes sont légères, construites par des briques creuses d'épaisseur 15 cm avec revêtements en ciment ou en plâtre.
- L'accès principal au rez-de-chaussée se fait à travers une porte de 2,40 m de largeur.

## **I.6 -Localisation et données concernant le site :**

Le projet en question est un regroupement de 14 bâtiments implanté au nord de la commune de Biskra, sur la route nationale RN3, à environ 5 km du centre-ville, caractérisé par :

- La contrainte admissible du sol est de 2,2 bars ; d'après le rapport d'étude de sol réalisée par le laboratoire nationale LNHC (agence de Batna)
- Altitude du site : 130 m
- Sol ferme : classe de site S2 conformément à la classification du RPA 2003,
- Le site est classé comme une zone à risque sismique faible : zone I, conformément à la classification du RPA 2003,

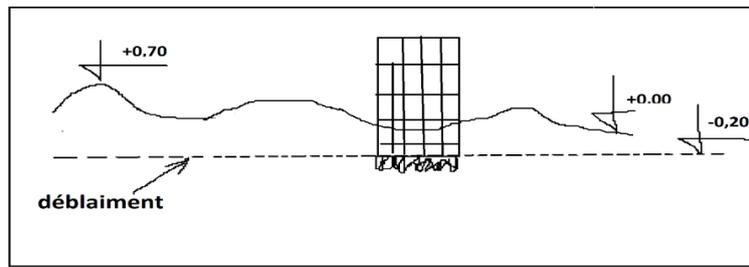
### I.7-Données géotechniques :

L'ingénieur d'études a demandé de faire une étude de sol, il a chargé le laboratoire spécialisé à cette mission ; il s'agit du Laboratoire National de l'habitat et de la construction (LNHC) dont la direction se trouve à Batna, avec un bureau de contact situé à Biskra.

Pour la reconnaissance du sol de notre projet, le laboratoire LNHC a procédé une étude complète où des essais expérimentaux sur des échantillons carottés ont été et des essais in-situ au pénétromètre ont été appliqués.

### I. 8-Données topographiques :

Cette étude a mis en évidence l'aspect accidenté du terrain ; donc il ne s'agit pas d'un terrain plat. C'est pourquoi, nous exigeons des travaux de terrassements pour rendre le site plat et apte au commencement des travaux d'implantation et des fondations.



### I.9 Règlements techniques et normes nécessaires à notre étude :

#### I.9.1-Règlements techniques :

Les règlements techniques à utiliser dans cette étude sont :

- a. Le DTR Règles CCM 97 : Règles de calcul des constructions en acier
- b. Le DTR Règles RPA 2003 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- c. Le DTR Règles RNV 2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent
- d. Le DTR Règles CBA 93 : Règles de calcul des structures en Béton armé
- e. Le DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation

### I.10-Normes pour les propriétés des matériaux structuraux :

**I.10.1-Pour l'acier de construction :** Nous prenons comme référence les normes européennes qui sont temporairement applicables en Algérie ; en particulier on applique les normes suivantes :

- EN 10025-1: 2004, Produits laminés à chaud en aciers de construction — Partie 1 : Conditions générales de livraison.
- EN 10025-2, Produits laminés à chaud en aciers de construction — Partie 2 : Conditions techniques de livraison pour les aciers de construction non alliés.
- EN 10210-1, Profils creux finis à chaud en aciers de construction non-alliés et à grains fins — Partie 1 : Conditions techniques de livraison.
- EN 10210-2, Profils creux finis à chaud en aciers de construction non-alliés et à grains fins — Partie 2 : Tolérances, dimensions et caractéristiques du profil.
- EN 14399, Boulonnerie de construction à haute résistance apte à la précontrainte — Parties 1 à 6,
- EN ISO 2560 :2002, Produits consommables pour le soudage — Électrodes enrobées pour le soudage manuel à l'arc des aciers non alliés et des aciers à grain fin

**I.10.2-Pour le béton armé et ces composants :** Nous prenons comme référence le DTR BE 2.1 intitulé : Règles techniques d'exécution des ouvrages en béton armé (année 2010). Aussi, nous appliquons les normes algériennes NA pour les caractéristiques du ciment et aciers ronds d'armature.

## **I.11- Nos choix relatifs aux matériaux de structure – Acier de construction et béton armé :**

### **I.11.1- Introduction :**

Le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93 (DTR BC 2.41), aux règles techniques d'exécution des ouvrages en béton armé (DTR BE 2.1), et pour les ouvrages de contreventement on ajoute le règlement parasismique RPA 99/version2003.

D'autre part, l'acier de construction choisi pour réaliser l'ossature principale et les éléments porteurs secondaires (des planchers, des escaliers, des balcons, de l'acrotère), aura des propriétés conformes aux normes européennes en vigueur en Algérie. On va respecter les prescriptions du règlement « CCM 97 » qui nous oriente à l'application des textes normatifs détaillés, en particulier la norme EN 10025 et la norme EN 1090 pour les travaux sur structures en acier. Ajoutons que pour les ouvrages de contreventement, on ajoute les prescriptions du règlement parasismique RPA 2003 sont aussi nécessaires.

### **I.11.2- L'acier de structure :**

On choisit des aciers normalisés laminés à chaud de nuance **S 355**. Les principales propriétés de calcul de ces aciers sont les suivantes :

**$f_y$**  = 355 MPa : contrainte limite d'élasticité,

$f_u = 510 \text{ MPa}$  : résistance à la traction, c'est aussi la contrainte ultime de rupture,

$\epsilon_{lim} = 22\%$  : Allongement à la rupture,

$E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$  : Module d'élasticité longitudinale

$\nu = 0,30$  : coefficient de Poisson,

$G = \frac{Ea}{2(1+\nu)} = 81000 \text{ MPa}$  : : Module d'élasticité transversale ou de cisaillement,

$\alpha_t = 12 \times 10^{-6}$  : coefficient de dilatation thermique

$\gamma_a = 7850 \text{ kg/m}^3$  : masse volumique

❖ **Profils disponibles sur le marché** : Pour notre projet, nous allons des profilés longs et des fers disponibles sur le marché, tous ces produits sont des laminés à chaud normalisés. On distingue les profilés de type IPE, les profilés de type HEA et HEB, les profilés de type UPE, les fers corniers à ailes égales, les fers plats, les fers carrés, les tubes à sections creuses circulaires CHS, et les tubes à sections creuses carrées SHS.

### I.11.3-Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

#### I.11.3.1- Les composants du béton :

- **Le ciment** : il doit être conforme à l'arrêté interministériel du 4 juin 2003 portant sur les spécifications techniques et les règles applicables aux ciments,

Type : on choisit un des types ciment Portland, soit le ciment composé CPJ-CEM II (A ou B), ou le ciment artificiel CPA-CEM I, de classe minimum 32,5.

- **Le sable** : il doit être propre, à grains de dimensions  $D < 5 \text{ mm}$  et d'une granulométrie admissible conforme aux prescriptions du DTR BE 2.1;

- **Les graviers** : ils doivent être propres et durs, de type concassé, et conformes aux prescriptions du DTR BE 2.1;

- **L'eau de gâchage** : il doit être propre avec un taux faible d'impuretés, et conforme aux prescriptions du DTR BE 2.1. Le rapport eau/ciment doit être choisi dans l'intervalle  $[0.4 ; 0.6]$ .

**I.11.3-2-Composition du béton** : La composition du béton que nous recommandons est courante, pour un  $\text{m}^3$  de béton nous proposons :

- de 350 à 400 kg de ciment, de classe CPJ 42.5 ; Quantité = 350 kg.

- 400 Litres de sable à grains de dimensions  $D < 5 \text{ mm}$
- 800 Litres de gravillons 3/8 et 15/25.
- 185 à 200 litres d'eau de gâchage.

Rapport eau/ciment =  $\frac{185}{350} = 0.53$  ; il est compris dans l'intervalle (0.4 et 0.6) exigé par le DTR BE 2-1. Le béton sera donc assez plastique et malléable.

### I.11.3.3- Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa contrainte mesurée à 28 jours d'âge, d'après des essais mécaniques sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée  $f_{c28}$ . Pour notre projet, et pour les ouvrages structuraux, on prendra :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

### I.11.3.4-Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction à l'âge « j » jours est  $f_{tj}$ , elle est donnée par la formule suivante :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$ . Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , on aura :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

### I.11.3.5-Contrainte admissible du béton " $f_{bc}$ " :

**a) Pour les calculs des Etats limites ultimes – ELU** : La contrainte ultime de béton  $f_{bc}$  peut être déterminée par le diagramme parabole-rectangle simplifié suivant :

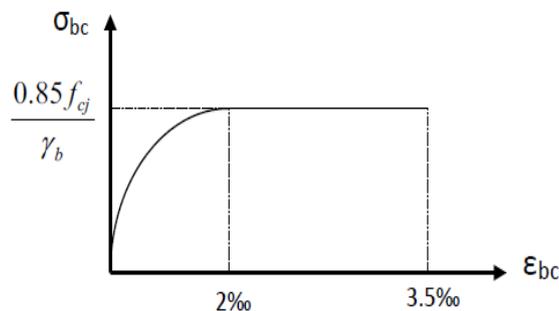


Figure I.5: - Diagramme parabole-rectangle de calcul du béton aux ELU

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa avec :}$$

- $\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$  situation courante

**b) Pour les calculs des Etats limites de service - ELS** : Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes élastiques du matériau.

La contrainte limite de service du béton à ne pas dépasser en compression est :  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa, on aura :  $\bar{\sigma}_b = 15$  MPa

**I.11.3.6-Contrainte admissible de cisaillement  $\bar{\tau}$**  : La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

a) *Cas de la fissuration peu nuisible* :  $\bar{\tau} = \min (0,13*f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

b) *Cas de la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable* :  $\bar{\tau} = \min (0,10*f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

c) *Coefficient de Poisson « v »* :

✓  $v = 0$  ----- pour le béton fissuré ; donc pour les calculs aux ELU,

✓  $v = 0,2$  ----- pour le calcul des déformations avec l'hypothèse du béton non fissuré ; donc pour les calculs aux ELS.

### **I.11.3.7-Aciers d'armatures :**

Les aciers pour le béton armé ont des propriétés réglementées, ils sont divers par leurs propriétés mécaniques et par leurs propriétés dimensionnelles, on trouve :

- Les fers ronds à haute adhérence, de nuance **FeE400**, de longueur 12 m, de diamètre 10, ou 12, 14, 16, 20, 25, 32 mm. Cet acier possède une contrainte limite d'élasticité minimale garantie :  $f_e = 400$  MPa
- Les fers ronds à parement lisse, de nuance **FeE235**, en rouleaux de fils de diamètre 6, 8 ou 10 mm. Cet acier possède une contrainte limite d'élasticité minimale garantie :  $f_e = 235$  MPa
- Les treillis soudés : on les trouve en rouleaux si ( $\emptyset \leq 5$ mm) ou en panneaux rigides ; ils sont en mailles rectangulaires.

Pour tous les types d'aciers, le module d'élasticité longitudinale est égal à :  $E_s = 2,0 \times 10^5$  MPa

### **I.11.4- Produits d'assemblage :**

Pour assembler les éléments de notre charpente métallique, nous utilisons des boulons et des soudures à l'arc électrique avec métal d'apport.

**I.11.4.1-Les boulons** : Les boulons sont normalisés, caractérisés par leur nuance d'acier et leurs diamètres nominaux d. Les normes ISO 4017 : 2014 et ISO 4014 : 2011 définissent les propriétés des vis à têtes hexagonales pour boulons de construction, de diamètre de filetage M6 à M64 inclus. La 1<sup>ère</sup> norme concerne les vis entièrement filetées, la 2<sup>ème</sup>

concerne les vis partiellement filetées. Le tableau suivant donne les propriétés de calcul des boulons.

❖ Propriétés dimensionnelles des boulons :

<b>Diamètre nominal du boulon <i>d</i> (mm)</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>18</b>	<b>20</b>	<b>22</b>	<b>24</b>	<b>27</b>	<b>30</b>
<b>Désignation du boulon</b>	<b>M14</b>	<b>M16</b>	<b>M18</b>	<b>M20</b>	<b>M22</b>	<b>M24</b>	<b>M27</b>	<b>M30</b>
<b>Section de la partie lisse <i>A</i> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>154</b>	<b>201</b>	<b>254</b>	<b>314</b>	<b>380</b>	<b>452</b>	<b>572</b>	<b>707</b>
<b>Section résistante de la partie filetée <i>As</i> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>115</b>	<b>157</b>	<b>192</b>	<b>245</b>	<b>303</b>	<b>353</b>	<b>459</b>	<b>561</b>

Tableau I.1: Propriétés dimensionnelles des boulons normalisés ISO

\* diamètre nominale désigné par "d" (ou par  $\Phi$ )

\* surface de la section en partie lisse  $A = \pi \cdot d^2 / 4$

\* surface de la section en partie filetée  $A_s$

❖ Propriétés mécaniques : On choisit une nuance d'acier disponible sur le marché parmi les nuances normalisées présentées dans le tableau 2 suivant :

<b>Nuance</b>	<b>4.6</b>	<b>5.6</b>	<b>6.5</b>	<b>6.8</b>	<b>8.8</b>	<b>10.9</b>
<b><math>f_{yb}</math> (MPa)</b>	240	300	300	480	640	900
<b><math>f_{ub}</math> (MPa)</b>	400	500	600	600	800	1000

Tableau I.2 : Propriétés mécaniques des boulons normalisés ISO

On définit ainsi les valeurs minimales garanties par le constructeur des boulons pour la limite d'élasticité  $f_{yb}$  et la résistance à la traction  $f_{ub}$ .

**I.11.4.2-Les électrodes de soudage à l'arc :** Dans notre projet, nous utilisons des électrodes enrobées conformes aux normes EN ISO 2560 :2002, Produits consommables pour le soudage — Électrodes enrobées pour le soudage manuel à l'arc des aciers non alliés et des aciers à grain fin. L'enrobage est du type rutile « R », ou basique « B ».

**I.11.4.3-Autres moyens d'assemblage :**

- **Les tiges d'ancrage :** Elles sont utilisées pour fixer un poteau à sa fondation en béton armé. Elles sont aussi utilisées pour fixer une poutre ou solive à un élément vertical en béton armé, tel qu'un voile de contreventement.

- **Les goujons** : Ils sont utilisés pour fixer une poutre ou solive à la dalle en béton du plancher.

# **Chapitre 2**

---

## **Conception Préliminaire de la Structure Principale**

---

## Chapitre 2 : Conception Préliminaire de la Structure Principale

### II.1-Introduction

Dans ce chapitre, nous proposons une structure principale tridimensionnelle en se basant sur l'utilisation des profilés en acier laminés à chaud standards. Pour cela, nous commençons par le choix des types et répartition en plan des poteaux métalliques. Ensuite, nous concevons les systèmes de contreventement verticaux dans deux directions orthogonales désignées par (X) et (Y). Notre exposé se poursuit par la conception du système de contreventement horizontal, et par le prédimensionnement des éléments porteurs principaux : poutres, poteaux et voiles de contreventement en béton armé.

### II.2-Définition et rôles de la structure principale

D'après le cours de Mr Bitam [Réf 10] : « La structure principale est l'ensemble des éléments (barres ou plaques) chargés d'assurer la stabilité générale de l'ouvrage, elle a une configuration tridimensionnelle, mais pour les calculs statiques et dynamiques d'ingénieur il est permis d'adopter des modèles bidimensionnels. Les éléments de la structure principale sont liés par des nœuds, l'ensemble est fixé par des appuis à une infrastructure, celle-ci s'appelle aussi : système de fondations. Pour simplifier, on peut dire qu'un bâtiment à étages est composé de planchers superposés et de poteaux. L'ossature ainsi constituée assure la transmission aux fondations des charges verticales sollicitant les planchers. Mais le bâtiment est également soumis à des actions horizontales dues au vent ou aux séismes. Donc, l'ossature doit être complétée par des contreventements horizontaux et verticaux qui transmettent ces efforts aux fondations ».



**FigureII.1 : Un modèle Structure métallique en phase de montage pour un bâtiment à étages**

### II.2.1-Conception et Répartition des Poteaux :

- **Type de poteaux** : On choisit des poteaux métalliques réalisés par des profilés laminés à chaud normalisés de type HE (HEA ou HEB) disponibles dans le marché national des matériaux de construction.
- **Répartition des poteaux** : Les poteaux seront répartis régulièrement suivant les 2 directions X et Y en plan ; voir les figures 2.2 et 2.3. Cette répartition respecte la conception architecturale : surfaces et limites des locaux, emplacement des ouvertures, etc.
- **Nombre des poteaux** : Nous proposons deux conceptions qui diffèrent par le nombre de files longitudinales de poteaux. Dans la première conception, comme le montre la **figure 2.2**, le nombre de files est égal à 3, ce qui réduit les portées des poutres transversales (direction Y) à des valeurs courantes de ( $L_1 = 3.75 \text{ m}$  ;  $L_2 = 4.35 \text{ m}$ ), mais on aura un nombre élevé de poteaux :  $3 \times 5 = 15$  poteaux. Dans la deuxième conception, comme le montre la **figure 2.3**, le nombre de files est égal à 2, ainsi on aura un nombre réduit de poteaux :  $2 \times 5 = 10$  poteaux, mais on va avoir des poutres transversales (direction Y) à grandes portées :  $L = 8.10 \text{ m}$ .

Conception N°1	$3 \times 5 = 15$ poteaux
Conception N°2	$2 \times 5 = 10$ poteaux

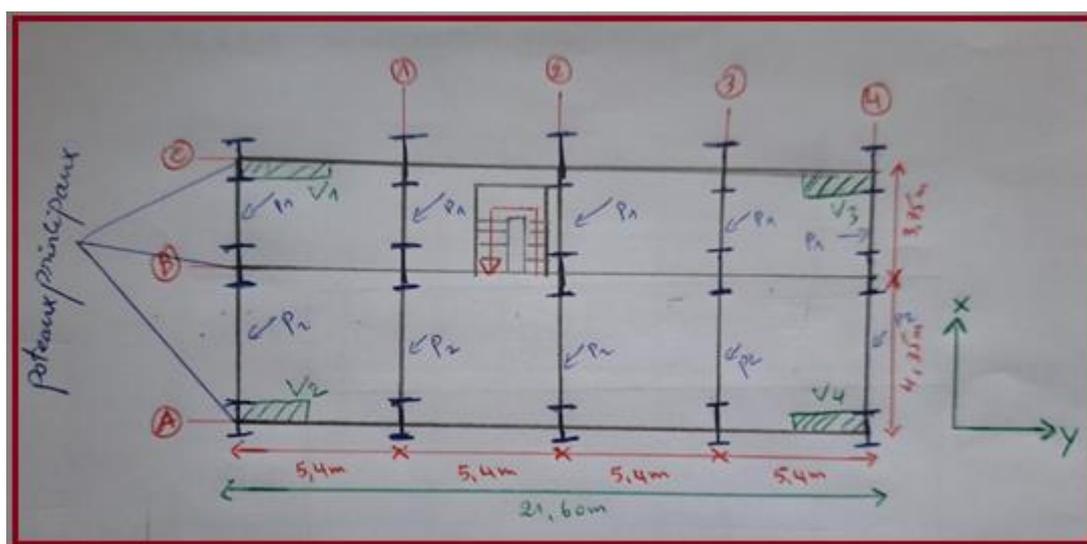


Figure II.2 : Plan de distribution des poteaux et axes de repérage – conception N°1.

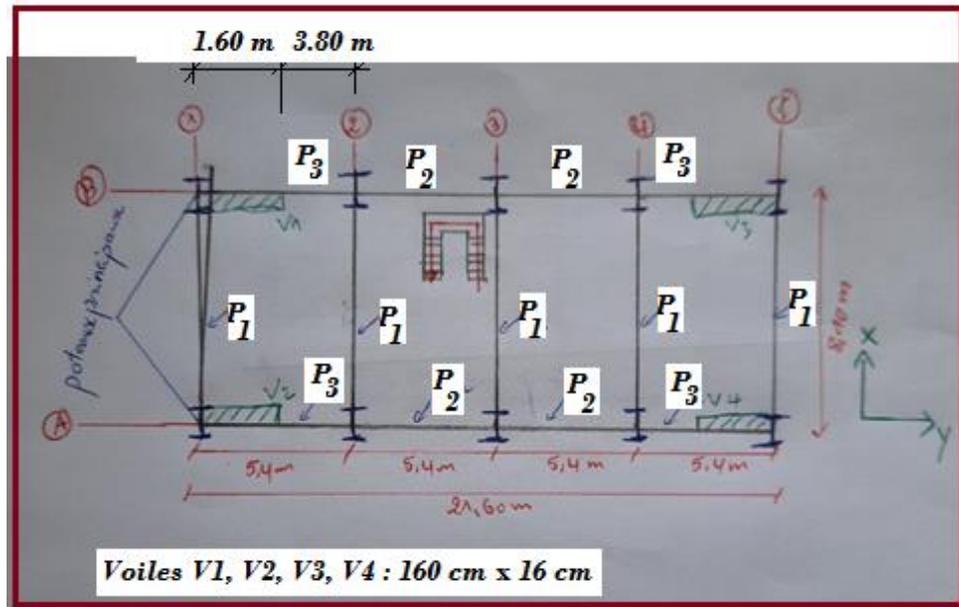


Figure II.3 : Plan de distribution des poteaux et axes de repérage – conception N°2 retenue.

• **Conception 1 :**

➤ Dans le sens Y : On choisit **3 files de poteaux** nommées : file A, file B et file C ;

- Les espacements entre-files sont :  $L_1 = 3.75 \text{ m}$  ;  $L_2 = 4.35 \text{ m}$
  - Poutres P1 de portée  $L_1$  et poutres P2 de portée  $L_2$  : on propose le même profilé **IPE 270**.
  - Dans chaque file de poteaux, nous choisissons une valeur d'espacement **B** constante, elle est prise dans l'intervalle [5m, 7m] recommandé dans le livre [Hirt, CM, vol.11 du TGC]. Pour une longueur de 21.60 m et un nombre d'espacements  $n = 4$ , on aura :  $B = \frac{L}{n}$
- $$= \frac{21.60}{4} = 5.40 \text{ m, cette valeur appartient à l'intervalle recommandé.}$$
- Le nombre de portiques transversaux (direction X) est égal :  $n + 1 = 5$  portiques
  - Le nombre total de poteaux est égal : 3 (files) x 5 (portiques) = 15 poteaux

• **Conception 2 :**

➤ Dans le sens Y : On choisit **2 files de poteaux** nommées : file A et file B ;

- L'espacement unique entre-files est :  $L_x = 8.10 \text{ m}$
- Dans chaque file de poteaux, nous choisissons une valeur d'espacement **B** constante, comme dans la conception N°1, on prend :  $B = \frac{L}{n} = \frac{21.60 \text{ m}}{4 \text{ espacements}} = 5.40 \text{ m}$ .
- Pré dimensions des poutres : On adopte des profils IPE. L'intervalle des sections courantes est : IPE 270 à IPE 500. Nous appliquons la formule empirique du livre « Charpentes Métalliques » volume 11 du traité TGC ;  $h = L/30$

- Poutres P1 de portée  $L_x = 8.10$  m :  $h = L/30 = 8100/30 = 270$  mm, soit des **IPE 270** ayant  $h = 300$  mm
- Poutres P2 de portée  $L_2 = 5.40$  m: Elles auront le même profilé **IPE 240**.

Ces poutres seront biarticulées puisqu'on va choisir un système de contreventement vertical longitudinal « CV Vy » de type « **Ossature à nœuds articulés contreventée par des voiles en béton armé** ou contreventée par des palées à treillis métalliques. On préfère donc appliquer la formule empirique suivante :

$h = L/30$  à  $L/20 = 5400/30$  à  $5400/20$  ; soit  $h = 180$  à  $270$  mm

- Le nombre de portiques transversaux (direction X) est égal :  $n + 1 = 5$  portiques
- Le nombre total de poteaux est égal :  $2$  (files)  $\times$   $5$  (portiques) =  $10$  poteaux
- **Conception retenue** : Nous retenons la 2<sup>ème</sup> conception caractérisée par  $10$  poteaux,  $2$  files de poteaux (direction Y) longitudinales et  $5$  portiques transversaux (direction X).

### II.2.2-Les systèmes de contreventement :

Le système de contreventement permet d'assurer une stabilité globale de la construction et la transmission des forces horizontales appliquées vers le système de fondations. La conception d'un système de contreventement tridimensionnel pour notre bâtiment consiste à définir trois systèmes bidimensionnels suivant les trois directions : 2 directions orthogonales en plan X et Y, et la direction verticale Z.

### II.2.3-- Choix du système de contreventement vertical dans le sens X (CVV<sub>X</sub>) :

Dans la direction transversale X, nous trouvons 5 cadres transversaux axes 1 à 5. Après réflexion, nous avons décidé de faire participer au contreventement seulement les deux portiques de rive axes 1 et 5. Ils auront des nœuds rigides et des appuis encastés ; voir la figure 2.4 (a). Par contre, les cadres internes ne doivent pas participer au contreventement, ce qui exige de nous le choix des liaisons articulées pour leurs nœuds et pour leurs appuis ; voir la figure 2.4 (b).

- Configuration des portiques de contreventement du système CV Vx : La figure 2.4 (a) montre la configuration de chacun des 2 portiques transversaux de contreventement axes 1 et 5 (de rive). Chacun d'eux se compose de six (6) niveaux, 2 poteaux liés par une poutre à une travée à chaque niveau. Les nœuds sont rigides et tous les appuis sont encastés. Le règlement RPA 2003 désigne ce système par l'expression d'ossature auto-stable, il est classé : **catégorie 7** (voir le tableau 4.3 du RPA2003) [Réf 2].

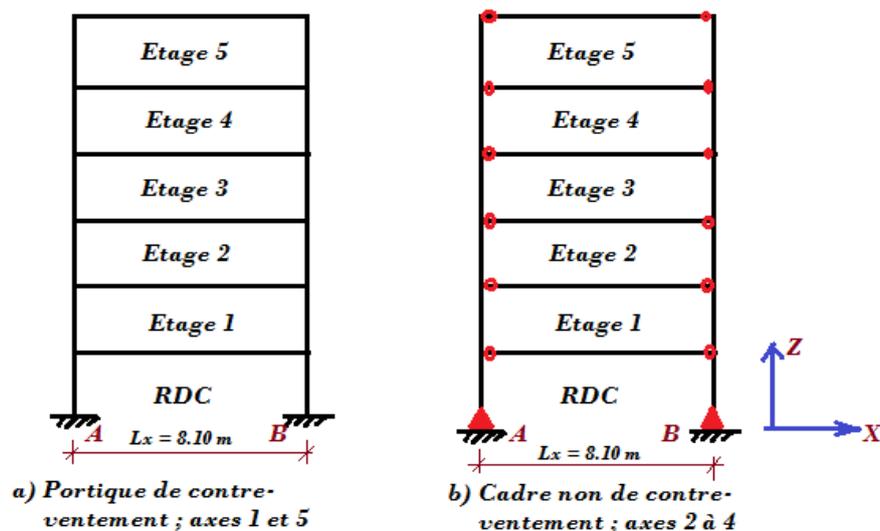


Figure II.4 – Configurations des cadres transversaux ;

(a) Un des 2 portiques du système de contreventement vertical dans le sens X « CVV<sub>X</sub> » axes 1 et 5 ; (b) Cadres non de contreventement axes 2 à 4

## II.2.4 - Choix du système de contreventement vertical dans le sens Y (CV Vy)

:

Dans la direction Y, nous décidons de choisir un système de contreventement de type « ossature avec nœuds articulés et appuis articulés », ceci est valable pour les deux files longitudinales axes A et B. Cependant, cette ossature n'est pas stable, alors elle doit être renforcée ; on dit qu'elle sera contreventée pour assurer sa stabilisation dans le sens longitudinal (Y). Pour cela, **on conçoit quatre voiles en béton armé**, deux voiles seront placés dans la file A, les 2 autres seront placés dans la file B. Ces voiles sont désignés par V1, V2, V3 et V4, comme le montre la figure 2.5 ci-dessous, tous ont une épaisseur  $a = 16$  cm et une longueur 160 cm. La figure 2.5 suivante montre la configuration d'une file d'ossature verticale longitudinale de rive.

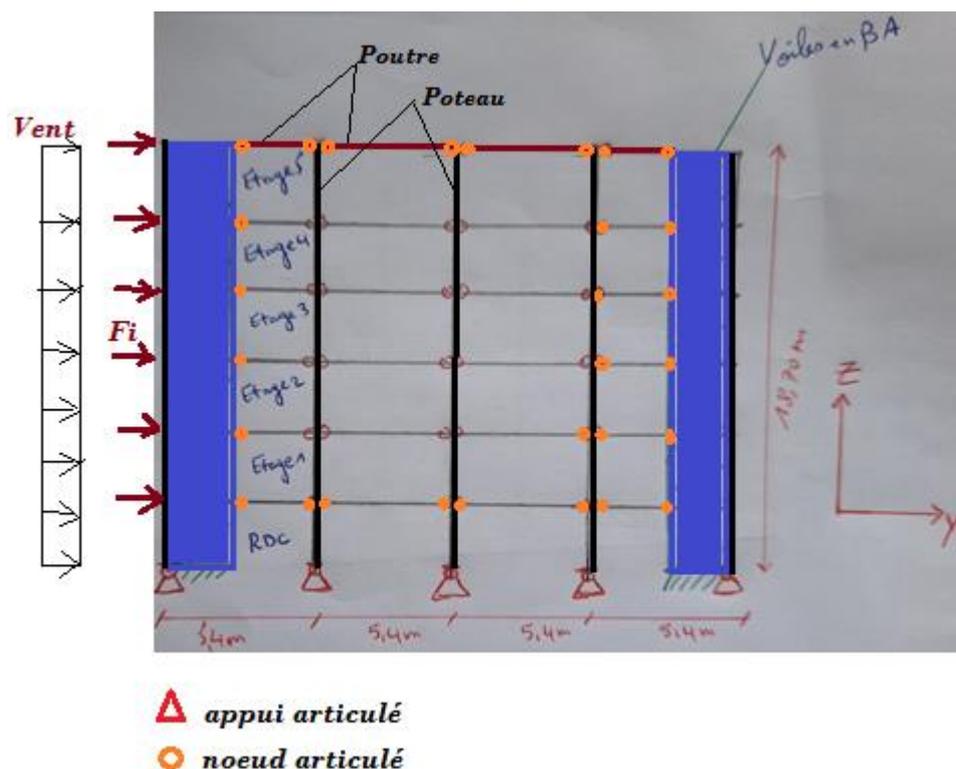
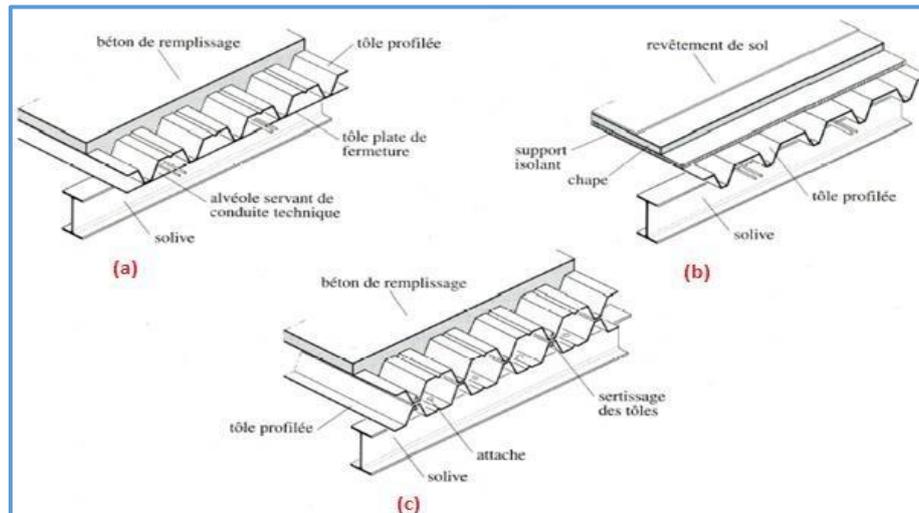


Figure II.5 – Configuration d'une des 2 files du système de contreventement vertical dans le sens Y - système CVV<sub>Y</sub>

### II.2.5-Choix du système de contreventement horizontal (CVH) :

Ce système est assuré par les planchers d'étages de type : dalles en béton armé (ou de type : dalles mixtes acier-béton) considérés comme des diaphragmes infiniment rigides dans leurs plans. Cependant, ces dalles doivent être fixées aux poutres métalliques qui se situent en dessous de chaque dalle. C'est notre choix pour le présent projet de construction.

Une solution alternative consiste à concevoir des planchers de type : platelages métalliques composés de tôles nervurées (TN) simples ou doubles ; comme le montre la figure 2.6 suivante. Si on opte pour ce 3<sup>ème</sup> type de planchers, on tiendra compte de l'inconvénient du manque de rigidité dans le plan horizontal, alors ils doivent être renforcés par des systèmes mécaniques rigides tels que les poutres à treillis connues dans les toitures des bâtiments halles, appelées : poutres auvent.



**Figure II.6 : Plancher métallique composé d'un platelage en tôles d'acier nervurées couvert d'une chape en béton faiblement dosé en ciment.**

## II.3-Le pré dimensionnement des éléments porteurs principaux – Poutres et poteaux

### II.3.1-Introduction :

La présente introduction est tirée de notre cours de *Constructions Métalliques* de 1<sup>ère</sup> année de formation en cycle de master sous la direction de Mr. M. BITAM. « L'analyse statique de la structure principale par des modèles de calcul tridimensionnels ou par des portiques bidimensionnels exige de proposer les dimensions des différents éléments ; ce sont des pré dimensions qui seront validées ou modifiées par la suite, selon que les exigences réglementaires et économiques seront respectées ou non. Ce pré dimensionnement est nécessaire pour appliquer une méthode d'analyse statique analytique, ou pour utiliser un logiciel de calcul de structure de génie civil de performance reconnue. En effet, toutes les méthodes d'analyse statique qu'on connaît et la plupart de logiciels connus (Robot, SAP, Etabs, RDMoss6, etc.) nous demandent les dimensions des sections des éléments de la structure modélisée avant toute analyse.

Le choix des dimensions préliminaires des éléments structuraux des portiques, c'est-à-dire des poutres et poteaux, se fait sur la base du respect de l'avis de l'architecte et la prise en compte des recommandations des experts en construction métallique. Ces recommandations sont très utiles pour gagner du temps lors de notre étude en convergeant vers des valeurs de dimensions qui vérifient toutes ou la majorité des exigences de résistance mécanique, de stabilité et de rigidité, sans oublier la considération des critères économiques de coût d'acier réduit et de coût réduit des travaux d'exécution.

Mais il faut signaler que notre choix doit, avant tout, respecter les prescriptions des documents techniques règlementaires, à savoir :

- Le DTR Règles CCM 97.
- Le DTR règles RPA 2003.

Cependant notre lecture dans ces documents de référence n'a pas mis en évidence des valeurs minimales des dimensions ou sections des profils qu'il faudra respecter. Donc, nous sommes libres dans nos choix des pré-dimensions.

Pour ce qui est des recommandations des experts, nous avons pris comme référence :

- Les auteurs du livre de « charpentes métalliques, volume 11 du traité Suisse TGC » ; il s'agit du Prof. M. Hirt et de Mr. M. Crisinel.
- Notre enseignant encadreur Mr. Bitam M. Mehdi.

### II.3.2-Recommandations pour le pré dimensionnement des poutres :

Selon [Réf cours de Bitam] : « Pour les éléments fléchis telles les **poutres de portiques**, l'indication se rapporte à la hauteur « **h** » de section et sur le choix de profils en **I** à inertie **I<sub>y</sub>** plus importante que l'inertie **I<sub>z</sub>**. Donc, pour une poutre on choisira une valeur de **h** plus grande que la largeur « **b** ». Le choix de la hauteur de section « **h** » dépend de plusieurs facteurs :

- La portée **L** de la poutre,
- L'intensité des charges verticales descendantes pouvant agir (**G – Q - S**),
- L'intensité des pressions du vent de soulèvement pouvant agir, en particulier lorsqu'il s'agit d'une poutre de portique dans un bâtiment avec toiture métallique légère,
- La participation ou non de cette poutre dans le système de contreventement,
- Si la poutre est un élément du système de contreventement, on ajoute le facteur intensité des forces horizontales de vent et de séisme,
- La valeur de l'angle d'inclinaison ou la pente de toiture à versant(s),
- La nature du système statique de cette poutre, elle est définie par le nombre de travées et les types des nœuds (rigides, articulés ou semi-rigides).

Souvent, les règles empiriques de pré dimensionnement des poutres tiennent compte du premier facteur : la portée **L**. Pour les poutres des bâtiments à étages avec planchers lourds, on ajoute le deuxième facteur de la charge verticale  $p = G + Q$ ,  $p = G + S$ , ou  $p = G + Q + S$

Pour les poutres des bâtiments halles avec toiture légère, on ajoute au facteur de portée **L** le facteur pente de toiture. Pour des portées faibles inférieures à 15 m jusqu'à 20 m, on préfère

des profilés laminés normalisés de type IPE ou IPN, ils sont souvent plus économiques que les poutres reconstituées, qu'elles soient des PRS soudés à âmes pleines, des poutres composées à treillis ou à traverses de liaison.

Pour les grandes portées supérieures à 30 m, on préfère les poutres composées à treillis appelées fermes, mais on doit choisir de grandes valeurs de la hauteur  $h$ , ce qui peut poser des problèmes pour la conception architecturale !

Pour des portées moyennes, allant de 15 m à 30 m, il est difficile de dire quelle est la meilleure solution qui réduit la hauteur  $h$  et réduit le coût total de production, celui-ci intègre le coût des aciers et le coût des travaux d'exécution.

Pour les éléments comprimés tels que les poteaux de portique, l'indication se rapporte à la surface de section «  $A$  » et sur la limitation de l'élancement géométrique  $\lambda = L_{cr} / i$  à une valeur limite  $\lambda_{lim}$ . Cette limitation permet le choix du rayon de giration  $i_y$  et  $i_z$  pour les deux directions principales de la section. Le choix des profils en  $H$  à larges ailes de type HEA, HEB et similaires (HEM, HD, HP, ...) est souvent plus économique. Les sections creuses laminées, composées soudées PRS ou composées à treillis, constituent aussi des solutions de bonne conception recommandées par rapport à d'autres formes de section. Ainsi, pour les montants de portiques et les pièces comprimées, les deux inerties  $I_y$  et  $I_z$  sont importantes, autrement dit on pourra avoir des indications utiles sur les choix des valeurs de la hauteur «  $h$  » de section et de sa largeur «  $b$  ».

D'autres règles de pré dimensionnement plus précises exigent un calcul approché qui fait intervenir le paramètre **intensité des charges** et une condition réglementaire telle que la condition de rigidité limitant la flèche maximale de la poutre, ou la condition de résistance à la compression simple pour un montant soumis à la compression axiale. On pourra négliger l'effet de flexion dans le poteau en cette phase de pré dimensionnement » [Réf. M. Bitam].

### II.3.3-Choix des Poutres des portiques transversaux « $P_1$ » :

a) **Caractéristiques** : Ces poutres sont caractérisées par les facteurs suivants :

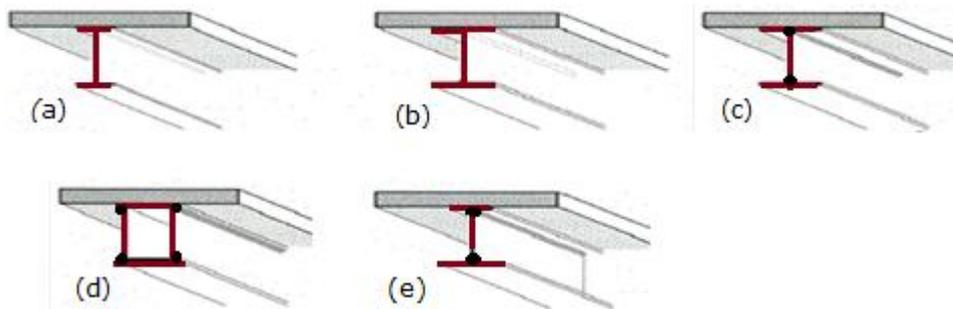
- Elles ont des portées :  $L = 8.10$  m ; donc assez grandes par rapport aux portées courantes (4 à 6 m),
- Elles supportent les planchers, donc elles doivent résister aux effets des charges verticales transmises par les solives de planchers,

- Elles participent au système de contreventement CV  $V_x$ , donc elles doivent résister aux forces horizontales des séismes et du vent.

- Elles ont une travée chacune et sont bi-encastées.

**b) Choix du type et du profilé** : Toutes les poutres principales des portiques transversaux et portiques longitudinaux peuvent être conçues :

- Soit en profils à âme pleine laminés à chaud normalisés (IPE, IPN, HE, etc.),
- Soit en profils à âme(s) pleine(s) composés soudés PRS,
- Soit en fermes ; ce sont des systèmes à treillis triangulés avec nœuds articulés,
- Soit en poutres composées à traverses de liaison avec nœuds rigides,
- Soit en poutres ajourées.



**Figure II.7 : Types de poutres à âmes pleines**

(a) Profilés en I, (b) Profilés en H, (c) PRS en I, (d) PRS en caisson, (e) PRS à semelles inégales

**c) Notre choix** : Nous choisissons des poutres laminées à chaud normalisées **IPE en raison des avantages suivants** :

- Ces produits sont disponibles dans le marché national des matériaux de construction,
- Le prix d'achat de ces produits est peu élevé,
- Les coûts des travaux de fabrication, de montage et de protection anti-corrosion sont très réduits.

**d) Pré dimensions** : On suppose que la gamme des profilés IPE disponibles varie de IPE 80 à IPE 600, on exclue les profilés des séries IPE O et IPE A. Donc, on a l'intervalle de choix suivant :  $h = [80\text{mm} ; 600\text{mm}]$

D'après le cours de SM de l'université de Biskra [Réf Bitam] : « Pour une poutre principale bi-articulée, on choisit la hauteur  $h$  du profil dans l'intervalle :  $h = \frac{L}{25}$  à  $\frac{L}{35}$  ; des valeurs

inférieures peuvent être insuffisante, des valeurs supérieures peuvent être non économiques.

Si la poutre doit transmettre des efforts  $N$  dus aux forces horizontales du vent ou des séismes on prend  $h \approx \frac{L}{25}$  ».

Donc le profilé **choisi** pour les poutres  $P_1$  est **IPE 270**.

### II.3.4-Choix des Poutres des cadres longitudinaux « $P_2$ » et « $P_3$ » :

a) **Caractéristiques** : Ces poutres sont caractérisées par les facteurs suivants :

- Elles ont des portées petites ou peu élevées ;  $L = 5.40$  m pour les poutres  **$P_2$**  ;  $L = 3.80$  m pour les poutres  **$P_3$** ,

- Pour ce qui est de la transmission des charges verticales venant des planchers, ces poutres longitudinales sont semblables aux solives. Elles sont parallèles aux solives des planchers, donc elles ne reçoivent que peu de charges verticales venant des planchers et des murs extérieurs.

- Pour ce qui est de la transmission des forces horizontales des séismes et du vent, on note que ces poutres ne sont pas des éléments du système de contreventement CV  $V_y$ , donc elles ne subissent pas des sollicitations ou des déformations venant des forces horizontales. En effet, le système de contreventement CV  $V_y$  choisi dans notre projet est constitué seulement de voiles en béton armé, et on signale que la transmission des forces horizontales sera assurée par les planchers supposés avoir des rigidités infinies dans leurs plans.

- Elles ont une travée chacune, et sont bi-articulées.

b) **Choix du type et du profilé** : Comme pour les poutres transversales  $P_1$ , les poutres longitudinales  $P_2$  et  $P_3$  seront réalisées par des profilés laminés à chaud normalisés **IPE**.

c) **Pré dimensions** : On suppose que la gamme des profilés IPE disponibles varie de IPE 80 à IPE 600, et on exclue les profilés des séries IPE O et IPE A. Donc, on a l'intervalle de choix suivant :  $h = [80\text{mm} ; 600\text{mm}]$

Pour une poutre bi-articulée, on choisit la hauteur  $h$  du profil dans l'intervalle :  $h = \frac{L}{25}$  à  $\frac{L}{35}$

- Les poutres  $P_2$  :  $h = \frac{540}{35} = 154$  mm à  $\frac{540}{25} = 216$  mm ; soit le profilé IPE 240 ( $h = 240$  mm)
- Les poutres  $P_3$  :  $h = \frac{380}{35} = 109$  mm à  $\frac{380}{25} = 152$  mm ; soit le profilé IPE 160 ( $h = 160$  mm)

Donc, nous choisissons le profilé **IPE 240** pour les poutres  $P_2$ , et le profilé **IPE 160** pour les poutres  $P_3$ .

### II.3.5-Type de profil et Pré dimensionnement des Poteaux :

a) **Critères de conception** : Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux principaux. Chaque poteau doit transmettre les efforts venant des poutres qui sont fixées à lui. Dans la direction transversale (X), tous les poteaux sont des éléments du système de contreventement CV  $V_x$ , donc ils doivent avoir une rigidité suffisante pour assurer la stabilisation générale du bâtiment dans cette direction. En plus, les poteaux doivent avoir une ductilité minimale pour absorber les effets dynamiques des séismes éventuels.

Dans le plan (Z, Y), un poteau est lié aux poutres pas des liaisons articulées, les moments fléchissant M sont nuls, il reçoit des efforts normaux N venant des poutres à chaque étage, ces efforts peuvent être positifs ou négatifs, c'est-à-dire : de compression ou de traction. Mais, dans le plan (Z, X), un poteau appartient à un portique de contreventement transversal, il est lié aux poutres pas des liaisons rigides, alors il reçoit, en plus des efforts normaux N, des moments fléchissant importants M, et des efforts tranchants V.

Face aux efforts normaux N de compression, la conception des poteaux doit tenir compte de l'ELU de résistance, mais aussi de l'ELU de stabilité contre le flambement dans les 2 plans d'inertie du poteau (x,y) et (x,z) ; (x,y,z) étant les axes locaux du poteau étudié .

b) **Types des poteaux** : Comme pour les poutres, les poteaux peuvent conçus par l'un des types suivants :

1. Profilés laminés à chaud normalisés. On préfère les **HE**, ensuite vient les **IPE** et **IPN**,
2. Profilés composés à âme(s) pleine(s) soudés **PRS**,
3. Profilés composés à treillis,
4. Profilés composés à traverses de liaison,
5. Profilés ajourés.

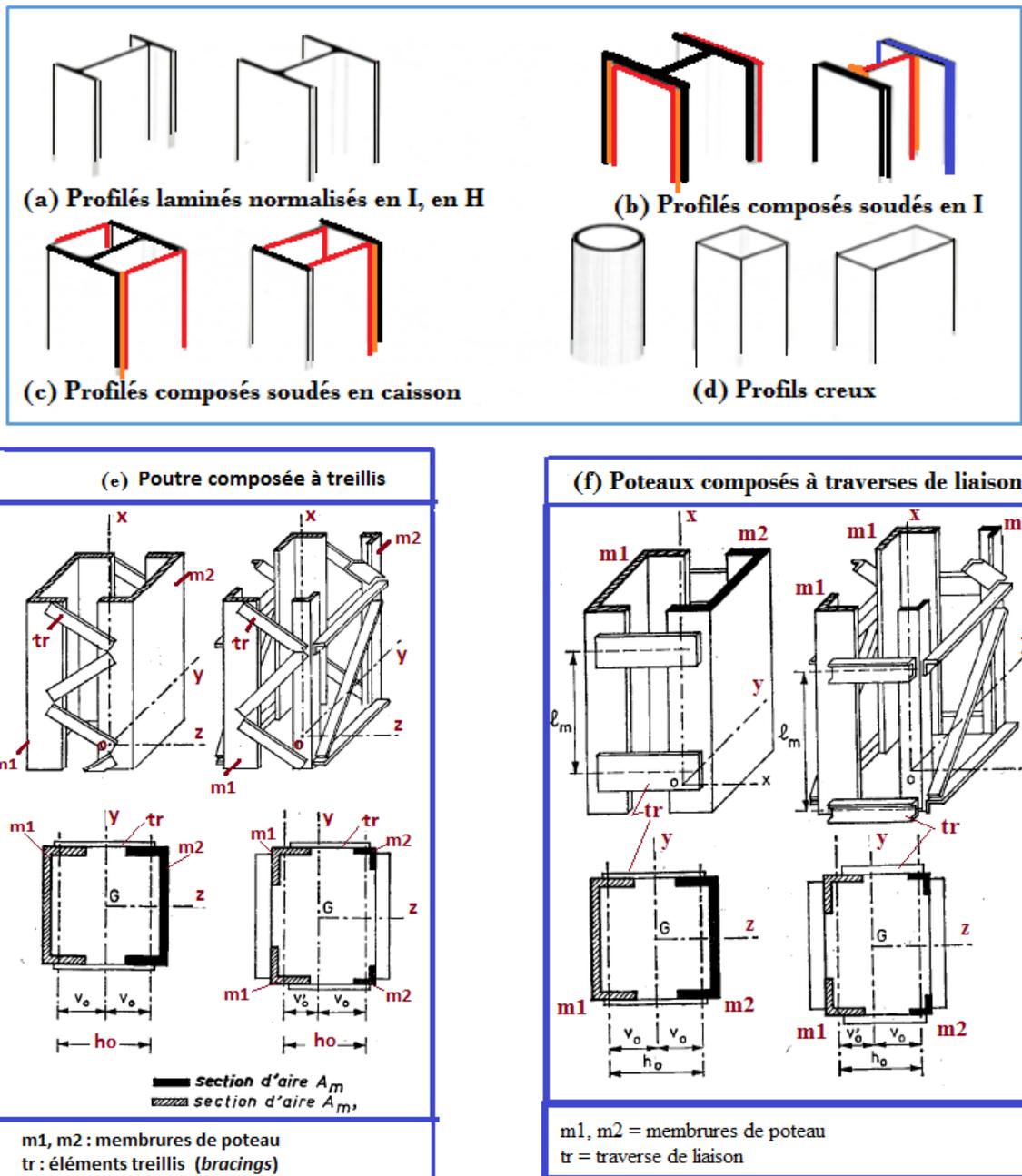


Figure II.8 - Différents types de poteaux métalliques.

**c) Paramètres de choix des dimensions de section :**

- 1) Longueur  $L$  avec respect de la hauteur utile minimale exigée par l'architecte, qui est mesurée entre-nus d'un étage,
- 2) Effort  $N$  : en particulier la valeur de  $N$  de compression venant des charges verticales,
- 3) Nuance d'acier
- 4) Nature des liaisons : articulés ou rigides
- 5) Moment de flexion  $M$  ; en particulier par l'effet des forces horizontales des séismes ou du vent,

## 6) L'économie

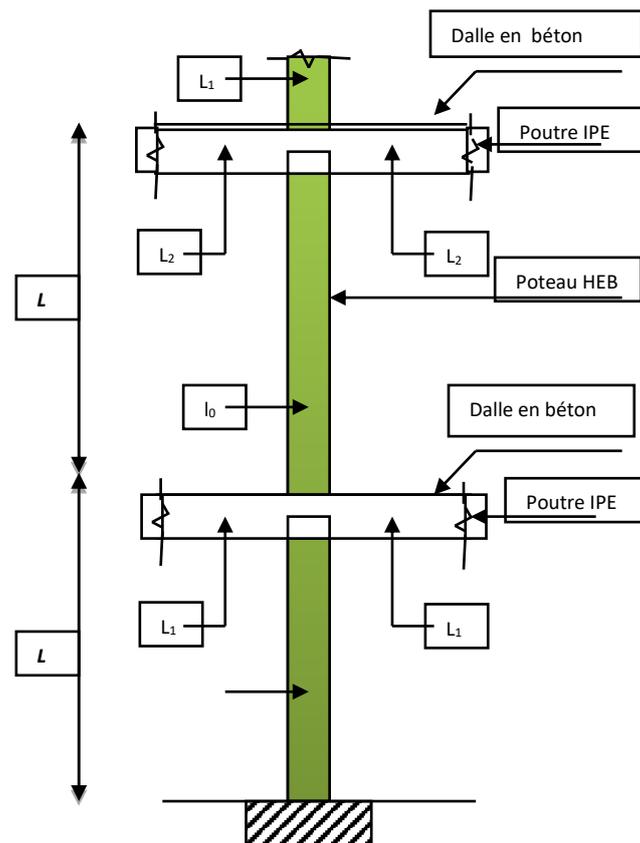


Figure II.9 – Quelques paramètres de calcul d'un poteau

## d) Désignations des poteaux de notre bâtiment :

- Nous désignons les poteaux des 2 portiques transversaux de rive chargés du contreventement (système CVVx) axe 1 et axe 5 ----- **poteaux de contreventement**, ils sont nommés ***M1*** aux 3 niveaux RDC, étage 1 et étage 2, ils sont nommés ***M3*** aux 3 derniers niveaux : étages 3 à 5, comme le montre la figure 2.9 suivante.
- Nous désignons les poteaux des 3 portiques transversaux intermédiaires non chargés du contreventement (exclus du système CVVx) axes 2, 3 et 4 ----- **poteaux non de contreventement**, ils sont nommés ***M2*** aux 3 niveaux RDC, étage 1 et étage 2, ils sont nommés ***M4*** aux 3 derniers niveaux : étages 3 à 5, comme le montre la figure 2.9 suivante.
- Donc, c'est pour tenir compte du critère économique, que nous allons concevoir des poteaux à sections décroissance de bas en haut ; ainsi on a **2 profilés HEB de sections différentes** pour chaque poteau.

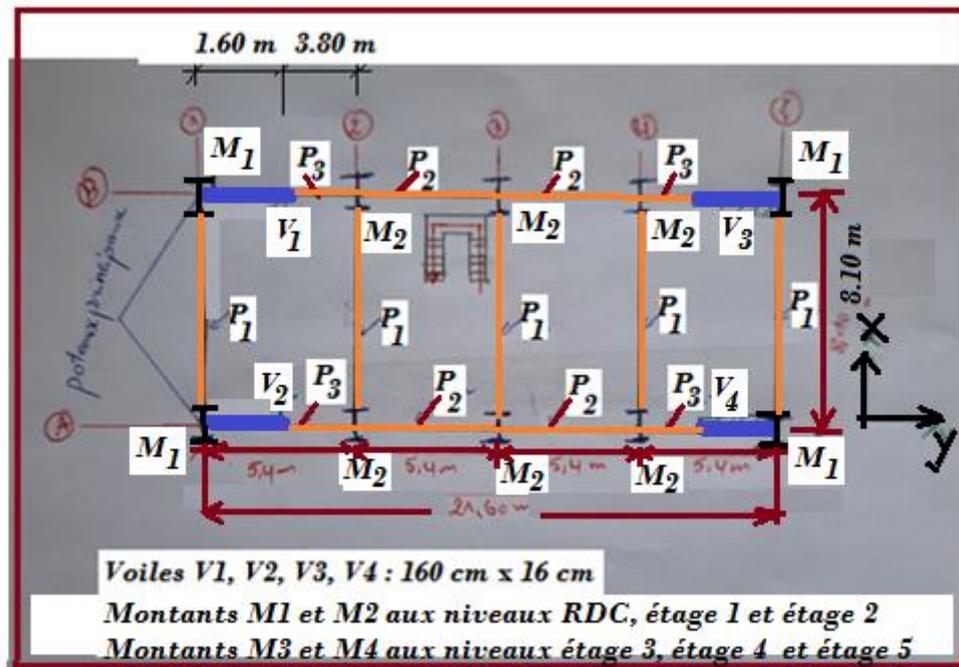


Figure II.10 – Désignation des poteaux (montants M1, M2, M3 et M4)

e) Notre choix :

❖ Poteaux de contreventement :

Poteaux M1 ----- Profil **HEB 500** ----- pour le RDC, l'étage N°1 et l'étage N°2,

Poteaux M3 ----- Profil **HEB 400** ----- pour les étages 3 à 5,

❖ Poteaux non de contreventement :

Poteaux M2 ----- Profil **HEB 360** ----- pour le RDC, l'étage N°1 et l'étage N°2,

Poteaux M4 ----- Profil **HEB 300** ----- pour les étages 3 à 5.

Ainsi, nous avons choisi 4 profils pour les poteaux de notre projet.

- **Acier** de nuance S355, profilés HEB ou HEA
- Profil minimum réglementaire : n'existe pas
- Profil minimum pratique : D'après [Bitam], le profil minimum est HEB 180 ou HEA 180

### II.3.6-Vérification à la compression simple des profils choisis pour les poteaux par une descente des charges verticales :

Le but de la phase de descente des charges est l'évaluation des efforts normaux qui seront appliqués sur chaque poteau à différents niveaux de celui-ci, ensuite on pourra effectuer une première vérification des pré-dimensions choisis pour les divers poteaux aux niveaux différents.

Les charges considérées sont les charges permanentes et les charges d'exploitation transmis principalement des planchers ; ce sont les poids des planchers, des escaliers, le poids propre du poteau, les poids des poutres et solives, ceux des murs, etc.

a) Pour les Poteaux d'angle M1-M3 de contreventement (du système CVVx)

M1 : Profil HEB 500 ----- pour le RDC, l'étage N°1 et l'étage N°2,

M3 : Profil HEB 400 ----- pour les étages 3 à 5.

Figure II.11 – Surface du plancher afférente au poteau M1-M3

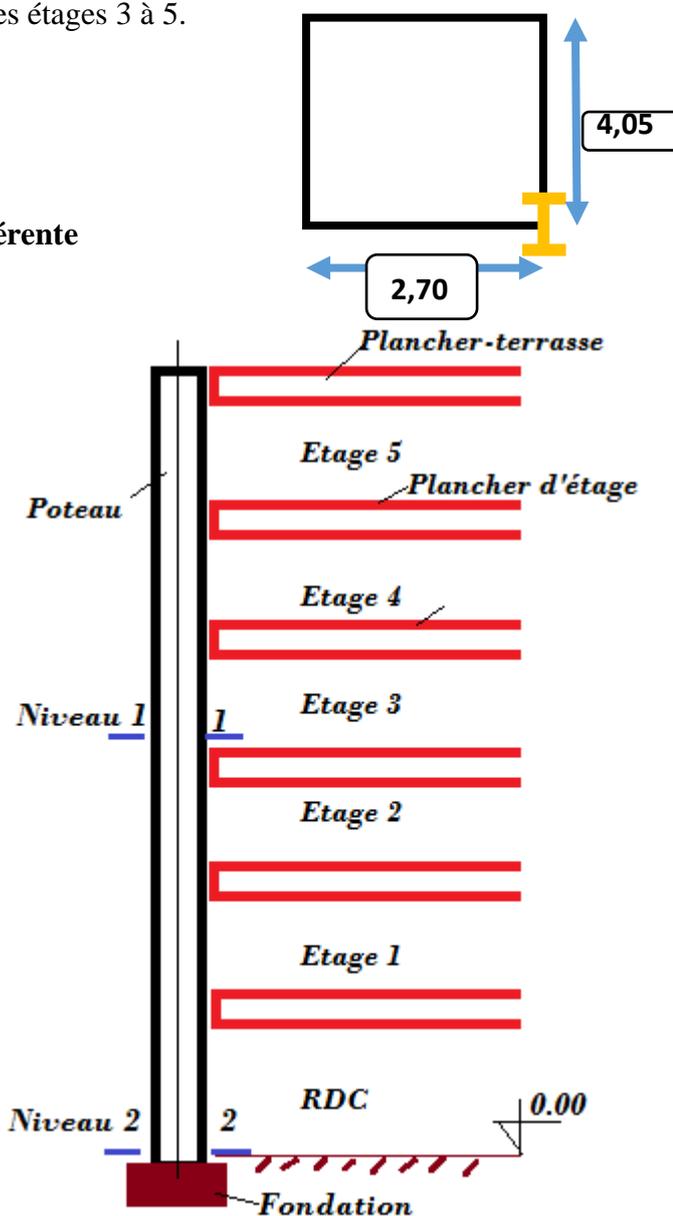


Figure II.12 – Désignation des niveaux de section pour descente de charges sur poteau d'angle M1-M3

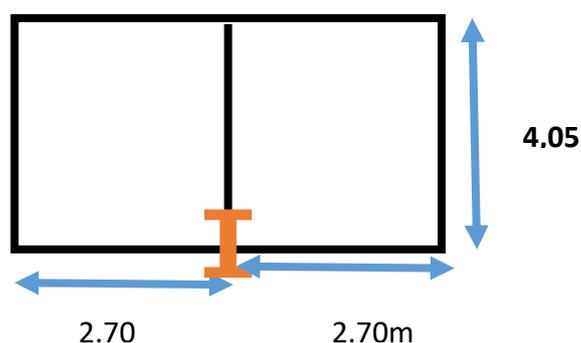
Niveau	Elément	S x Poids	G (da N)	Q (da N)	
1-1	-Acrotère	(0,6×0,1) ×2500× (6,5)	975	100×	
	-plancher (ter)	(2,70×4.05) ×510	5576.85	(2,70×4.05)	
	-Plancher(êta)	(2,70×4.05) × 398×2	13056.39	+(2.70×4.05)	
	- les solives	30,7×5.4×1,5×3	746.01	×150×2	
	-poutre. P	42,2×4.05×3	512.73	=1093.5+1640.2	
	-poutre. S	30,7×2.7×3	248.67	5×2	
	-poteau HE400	155×3,06×3	1422.9		
	-mur ex	1400×0,27×3,32×3	3765		
			<b>26303.55</b>	<b>4374</b>	
(2-2)	-plancher (êta)	(2,70×4.05) ×398×3	13056.39	(2,70×4.05) ×3	
	- les solives	30,7×5.4×1,5×3	746.01	×150=1640.25	
	-poutre. P	42,2×4.05×3	512.73		
	-poutre. S	30,7×2.7×3	248.67		
	-poteau HE500	187×3,06×3	1716.66		
	-mur ex	1400×0,27×3,32×3	3764.88		
				<b>26303.55</b>	<b>4374</b>
				<b>46348.39</b>	<b>9294.75</b>

***b) Pour les Poteaux intermédiaires M2-M4 non de contreventement***

**M3** : Profil HEB 360 ----- pour le RDC, l'étage N°1 et l'étage N°2,

**M4** : Profil HEB 300 ----- pour les étages 3 à 5.

**Figure II.13 – Surface du plancher afférente au poteau M2-M4**



Niveau	Elément	S x Poids	G (daN)	Q (daN)
1-1	-Acrotère -plancher (ter) -Plancher(êta) - les solives -poutre. P -poutre. S	(0,6×0,1) ×2500× (5,4) (5,4×4.05) ×510 (5.4×4 .05) × 398×2 30,7×5.4×1,5×3 42,2× 4.05× 30,7× (2.7+2.7) ×3	810 11153.7 17408.52 741.15 512.73 497.34	100× (5,4×4.05) +(5.4×4.05) ×150×2 =2187+6561
	-poteau HE300 -mur ex	117×3,06×3 1400×0,27×3,32×3	1074.06 3765	
			35962.5	8748
2-2	-plancher (êta) - les solives -poutre. P -poutre. S -poteau HE360 -mur ex	(5,40×4.05) ×398×3 30,7×5.4×1,5×3 42,2× 4.05×3 30,7× (2.7+2.7)×3 142×3,06×3 1400×0,27×3,32×3	35962.5 26112.78 746.01 512.73 497.34 1303.56 3765	8748 (5,4×4.05) ×150×3=18589.5
			68899.92	18589.5

c) **Vérifications** : Nous allons vérifier deux conditions avec l'hypothèse que nos poteaux sont sollicités à la compression simple. La première condition est celle de l'état limite ultime de résistance « ELU.R », la deuxième condition est celle de l'état limite ultime de stabilité vis-à-vis du flambement « ELU.St ».

Au lieu d'appliquer la formule connue suivante :  $\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{adm} = f_y / \gamma_{Mo}$  (1)

on préfère appliquer la formule suivante :  $k_1 * k_2 * \sigma = k_1 * k_2 * \frac{N}{A} \leq \sigma_{adm} = f_y / \gamma_{Mo}$  (1')

- $\sigma_{adm}$  : contrainte admissible, elle vaut :  $\sigma_{adm} = f_y / \gamma_{Mo} = 355/1.10 = 323 \text{ MPa}$
- **Acier de nuance S355**  $\longrightarrow$   $f_y = 355 \text{ MPa}$
- $\gamma_{Mo}$  : coefficient de sécurité exigé par les règles CCM 97. Pour les combinaisons d'actions courantes, non accidentelles, on prend la valeur :  $\gamma_{Mo} = 1.10$
- $k_1$  : coefficient de majoration qui tient compte de l'effet de flexion causé par les charges verticales. Il est choisi dans l'intervalle :  $1 \leq k_1 \leq 2$
- $k_2$  : coefficient de majoration qui tient compte de l'effet de flexion causé par les forces horizontales. Il est choisi dans l'intervalle :  $1 \leq k_2 \leq 2$

Si les liaisons poutre-poteau (les nœuds de portique) sont de type articulé, alors :  $k_1 = 1$  et  $k_2 = 1$ . C'est le cas des poteaux intermédiaires M2-M4.

Par contre, pour les poteaux d'angle M1-M3, les liaisons poutre-poteau dans la direction X sont de type rigide (ou encastrement), alors :  $k_1 > 1$  et  $k_2 > 1$ .

Prenons :  $k_1 = 1.5$  et  $k_2 = 1.2$  pour les poteaux d'angle M1-M3

❖ **Vérification des poteaux d'angle M1** : Profil **HEB 500** ;  $A = 238.6 \text{ cm}^2$

$$N = 1.35G + 1.5Q$$

$$N = 1.35(46348.39) + 1.5(9294.75) = 76512.45 \text{ dan} = 765124 \text{ N} \text{ ----- نأخذ قيم الطابق الأرضي}$$

$$\text{La condition (1')} : k_1 * k_2 * \sigma = k_1 * k_2 * \frac{N}{A} = 1.5 * 1.2 * \frac{765124}{23860} = 32.06 \leq \sigma_{adm} = 323 \text{ MPa}$$

$$32.06 < 323 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Vérification des poteaux d'angle M3** : Profil **HEB 400** ;  $A = 197.8 \text{ cm}^2$

$$N = 1.35G + 1.5Q$$

$$N = 1.35(26303.55) + 1.5(4374) = 42070.79 \text{ dan} = 420708 \text{ N} \text{ ----- نأخذ قيم الطابق الثالث}$$

$$\text{La condition (1')} : k_1 * k_2 * \sigma = k_1 * k_2 * \frac{N}{A} = 1.5 * 1.2 * \frac{420708}{19780} = 21.26 \leq \sigma_{adm} = 323 \text{ MPa}$$

$$21.26 < 323 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Vérification des poteaux non de contreventement M2** : Profil **HEB 360** ;  $A = 180.6 \text{ cm}^2$

$$N = 1.35G + 1.5Q$$

$$N = 1.35(68899.92) + 1.5(18589.5) = 120899.14 \text{ dan} = 1208991 \text{ N} \text{ ----- نأخذ قيم الطابق الأرضي}$$

$$\text{La condition (1')} : k_1 * k_2 * \sigma = k_1 * k_2 * \frac{N}{A} = 1 * 1 * \frac{1208991}{18060} = 66.94 \leq \sigma_{adm} = 323 \text{ MPa}$$

$$66.94 < 323 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Vérification des poteaux non de contreventement M4** : Profil **HEB 300** ;  $A = 149.1 \text{ cm}^2$

$$N = 1.35G + 1.5Q$$

$$N = 1.35(35962.5) + 1.5(8748) = 61671.37 \text{ dan} = 616714 \text{ N} \text{ ----- نأخذ قيم الطابق الأرضي}$$

$$\text{La condition (1')} : k_1 * k_2 * \sigma = k_1 * k_2 * \frac{N}{A} = 1 * 1 * \frac{616714}{14910} = 41.36 \leq \sigma_{adm} = 323 \text{ MPa}$$

$$41.36 < 323 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**c.2) Vérification de l'ELU. De Stabilité** : On doit appliquer la formule des règles CCM 97 suivante :

$$N \leq N_{R,b} = \chi \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$N \leq N_{Rd,b} = \chi * A * \sigma_{adm} = \chi * A * f_y / \gamma_{Mo}$$

(2)

$\chi$ : coefficient de réduction.  $\chi \leq 1$ ; il dépend de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  du poteau (ou de l'élément comprimé), mais plus précisément, ce coefficient dépend de l'élancement géométrique  $\lambda = \frac{L_k}{i}$

$L_k$ : longueur de flambement ;

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \text{ ----- (3)}$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i} \text{ ----- (4)}$$

$$L_k = \mu * L \text{ ----- (5)}$$

$\mu$ : coefficient de nature des appuis,

Mais, comme nous l'avons expliqué ci-dessus pour l'ELUR, on *préfère majorer l'effort N par les deux coefficients  $k_1$  et  $k_2$* . Alors, au lieu d'appliquer la formule (2), nous allons appliquer la formule (2') suivante :

$$k_1 * k_2 * N \leq N_{Rd,b} = \chi * A * \sigma_{adm} = \chi * A * f_y / \gamma_{Mo} \quad (2')$$

❖ **Valeur du coefficient  $\mu$**  :

- **Cas des poteaux intermédiaires M2 et M4** : Chaque poteau est biarticulé dans les deux plans de flambement, alors :  $\mu_y = 1$  ;  $\mu_z = 1$  ;
- **Cas des poteaux d'angle M1 et M3** : Chaque poteau est biarticulé dans le plan de faible inertie (x,y) qui correspond à la direction Y du bâtiment, les nœuds sont supposés être fixes à cause de la présence des voiles de contreventement. Cependant, dans le plan perpendiculaire de forte inertie (x,z) qui correspond à la direction X du bâtiment, le poteau est bi-encasté avec des nœuds déplaçables, alors :

**Pour le 1<sup>er</sup> plan**, on va prendre :  $\mu_z \approx 1$  ; soit :  $\mu_z = 1$  ; voir figure 2.12 (a)

**Pour le 2<sup>ème</sup> plan**, on va prendre :  $\mu_y \geq 1$  ; soit :  $\mu_y = 1$  ; voir figure 2.12 (b)

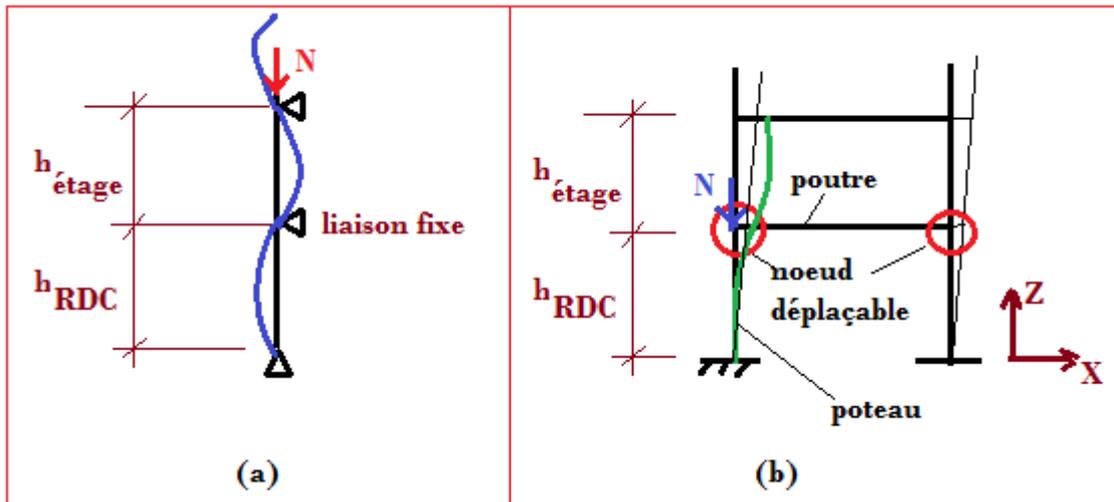


Figure II.14 – Modes de flambement des poteaux  
(a- avec nœuds fixes, b- avec nœuds déplaçables)

Verification de la condition (2') :

➤ Pour les poteaux M1 (niveau RDC) : المطلوب إعادة الحسابات

**HEB500** → N=765124 N, A=23860 mm

$$\chi = f(\bar{\lambda})$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i}$$

$$L_k = l_0 = 3,40m$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,8$$

$$\lambda_1 = 75,12$$

$$\lambda = \frac{3400}{50,7} = 67,06$$

$$\bar{\lambda} = \frac{67,06}{75,12} = 0,89 > 0,2$$

Choix de la courbe de flambement : (CCM97.Tab 5.5.3)

Profile en H:  $\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1,66 > 1,2$

tf = 28mm < 40mm (axe de flambement **Z.Z**) ⇒ Courbe de flambement **b**

Donc :  $\chi = 0,6612$

$$\text{Alors : } N_{Rd,b} = 0,6612 \times \frac{355 \times 23860}{1,10} = 5091420 \text{ N}$$

**N = 765.124 kN < N<sub>Rd,b</sub> = 5091.42 kN..... Condition vérifiée.**

**Pour les poteaux M3 (niveau Etage N°3) : المطلوب إجراء الحسابات HEB400**

$$\text{HEB400} \rightarrow N = 420708 \text{ N}, A = 19780 \text{ mm}^2$$

$$\chi = f(\bar{\lambda})$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i}$$

$$L_k = l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,8$$

$$\lambda_1 = 75,12$$

$$\lambda = \frac{3060}{50,7} = 60,35$$

$$\bar{\lambda} = \frac{60,35}{75,12} = 1,19 > 0,2$$

**Choix de la courbe de flambement : (CCM97.Tab 5.5.3)**

$$\text{Profil en H: } \frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1,33 > 1,2$$

tf = 24 mm < 40 mm (axe de flambement **Z.Z**)  $\Rightarrow$  Courbe de flambement **b**

$$\text{Donc : } \chi = 0,6612$$

$$\text{Alors : } N_{Rd,b} = 0,6612 \times \frac{355 \times 19780}{1,10} = 4220800,25 \text{ N}$$

$$N = 420.708 \text{ kN} < N_{Rd,b} = 4220,8 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Pour les poteaux M2 (niveau RDC) : المطلوب إجراء الحسابات HEB360**

$$\text{HEB360} \rightarrow N = 1208991 \text{ N}, A = 18060 \text{ mm}^2$$

$$\chi = f(\bar{\lambda})$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i}$$

$$L_k = l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,8$$

$$\lambda_1 = 75,12$$

$$\lambda = \frac{3060}{50,7} = 60,35$$

$$\bar{\lambda} = \frac{60,35}{75,12} = 1,19 > 0,2$$

**Choix de la courbe de flambement : (CCM97.Tab 5.5.3)**

Profile en H:  $\frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1,2 > 1,2$

$t_f = 22,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$  (axe de flambement **Z.Z**)  $\Rightarrow$  Courbe de flambement **b**

Donc :  $\chi = 0,6612$

Alors :  $N_{Rd,b} = 0,6612 \times \frac{355 \times 18060}{1,10} = 3853774,14 \text{ N}$

$N = 120.8991 \text{ kN} < N_{Rd,b} = 385.3774 \text{ kN}$ ..... **Condition vérifiée.**

**Pour les poteaux M4 (niveau Etage N°3) : المطلوب إجراء الحسابات **HEB300****

**HEB300**  $\rightarrow N = 616714 \text{ N}$ ,  $A = 14910 \text{ mm}^2$

$$\chi = f(\bar{\lambda})$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i}$$

$L_k = l_0 = 3,06 \text{ m}$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon ; \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,8$$

$\lambda_1 = 75,12$

$$\lambda = \frac{3060}{50,7} = 60,35$$

$$\bar{\lambda} = \frac{60,35}{75,12} = 1,19 > 0,2$$

**Choix de la courbe de flambement : (CCM97.Tab 5.5.3)**

Profile en H:  $\frac{h}{b} = \frac{300}{300} = 1 > 1,2$

$t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$  (axe de flambement **Z.Z**)  $\Rightarrow$  Courbe de flambement **b**

Donc :  $\chi = 0,6612$

Alors :  $N_{Rd,b} = 0,6612 \times \frac{355 \times 14910}{1,10} = 3181604,23 \text{ N}$

$N = 61.6714 \text{ kN} < N_{Rd,b} = 318.160423 \text{ kN}$ ..... **Condition vérifiée.**

## II.3.7-Pré dimensions des voiles en béton armé

### a) Introduction :

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 2003.

**b) Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement des murs en béton armé se fera en application de l'article 7.7.1 du RPA 99 (version 2003). Les voiles sont définis comme étant pleins. Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement des voiles sont :

\* les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

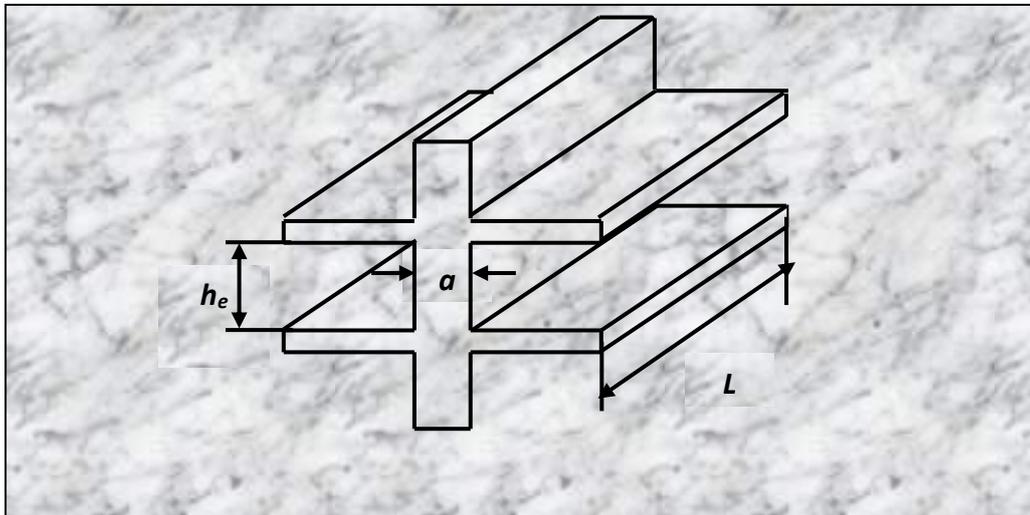
\* les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.

D'après l'article 7.7.1 du RPA 2003, les voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L \geq 4a$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$



**Figure II.15 – Vue pour présenter les dimensions d'un voile de contreventement en béton armé**  
(*L*- longueur ; *a* - épaisseur ; *h<sub>e</sub>* - hauteur)

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

➤ **Pour le rez-de-chaussée « RDC » :**  $h_e = h_{RDC} - h_{plancher} = 340 - 20 = 320 \text{ cm}$  ;  $h_e = 3.20 \text{ m}$

D'après le RPA :  $a \geq 15 \text{ cm}$  et :  $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16.0 \text{ cm}$

➤ **Pour l'étage courant :**  $h_e = h_{étage} - h_{plancher} = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$  ;  $h_e = 2.86 \text{ m}$

D'après le RPA :  $a \geq 15 \text{ cm}$  et,  $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$

Et par conséquent on prend :  $a = 16 \text{ cm}$  ----- pour les 4 voiles

$$L \geq 4.a = 4 \times 16 = 64 \text{ cm ; soit } L = 160 \text{ cm} \text{ ----- pour les 4}$$

voiles

**c) Evaluation des charges :**

- Charges permanentes « G » et surcharges « Q » :

1- *Plancher niveau terrasse* :  $G = 510 \text{ daN/m}^2$

D'après le DTR BC 2.2 :  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$  : charge des travaux de chantier et travaux d'entretien

2- *Plancher d'étage courant* :  $G = 398 \text{ daN/m}^2$

D'après le DTR BC 2.2 :  $Q = 150 \text{ daN/m}^2$  : charge d'exploitation pour les logements

**Voile 1**  $L=1.6 \text{ m}$

Niveau	Élément	S x Poids	G (daN)	Q (daN)
1-1	-plancher (ter)	$(2,70 \times 1) \times 510$	1377	$100 \times (2,70 \times 1) + (2,7 \times 1) \times 150 \times 5 = 270 + 2025$
	-Plancher(êta)	$(2,70 \times 1) \times 398 \times 5$	5373	
	- les solives	$30,7 \times 5,40 \times 1,5 \times 6$	1492.02	
	-Les escaliers	$(186 + (151,2 \times 2)) \times 6$	2930.4	
	-voile	$(1,6 \times 0,16 \times 3,06) \times 2500 \times 6$	7344	
			<b>18516.42</b>	<b>2295</b>

$$G = 18516.42 \text{ daN ; } Q = 2295 \text{ daN}$$

- Charge axiale combinée à l'ELU :  $P_u = 1,35G + 1,5Q = 284.3966 \text{ kN}$

**d) Vérification** : Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma = \frac{P_u}{A} \leq \sigma_{adm} = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b$

(4)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } \gamma_b = 1.5 ; \text{ alors : } \sigma_{adm} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 (18516.42) + 1.5(2295) = 284396.6 \text{ daN.}$$

$$P_u = 284.39 \text{ kN}$$

$$A = a \times L = 160 \times 1600 = 256 \text{ 000 mm}^2$$

$$\sigma = \frac{284396.6}{256000} = 1.11 \text{ MPa} < 14.2 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

**II.3.8-Conclison pour le pré dimensionnement des éléments structuraux principaux:****Poutres transversales P1 : Profil IPE 270****Poutres longitudinales P2 : Profil IPE 240****Poutres longitudinales P3 : Profil IPE 160****Poteaux M1 d'angle des niveaux RDC, étage 1 et étage 2 : Profil HEB 500 ...****Poteaux M3 d'angle des niveaux étage 3 à 5 : Profil HEB 400****Poteaux M2 intermédiaires des niveaux RDC, étage 1 et étage 2 : Profil HEB 360****Poteaux M4 intermédiaires des niveaux étage 3 à 5 : Profil HEB 300****Voiles de contreventement : épaisseur 16 cm, longueur 160 cm**

# **Chapitre 3**

---

## **Etude des éléments porteurs secondaires**

---

## Chapitre 3 – Etude des Eléments Porteurs Secondaires

### III.1-Etude des planchers :

#### III.1.1-Introduction :

La conception d'un plancher doit répondre aux exigences architecturales, techniques et économiques. Ce travail fait intervenir à la fois l'architecte et l'ingénieur civil. L'architecte prend en compte les exigences architecturales relatives au bon fonctionnement des locaux du bâtiment, des aspects esthétiques, le confort thermique et acoustique des usagers, l'étanchéité à l'eau, et éventuellement les exigences liées à l'éclairage et l'aération par l'intégration des ouvertures dans le plancher. L'ingénieur civil prend en compte les exigences techniques citées dans la réglementation « Règles CCM 97 », ce sont des exigences relatives à la sécurité de l'ouvrage (ELU), à l'aptitude au bon service (ELS) et à la durabilité.

Dans cette section de chapitre, nous allons jouer le rôle de l'ingénieur civil, alors nous allons proposer une conception de nos planchers, ensuite nous ferons les calculs de dimensionnement des éléments porteurs, qui sont des dalles en béton armé et des solives métalliques en profilés IPE.

#### III.1.2- Conception technique des planchers :

Nous choisissons des planchers composés chacun d'une plaque porteuse, c'est une dalle pleine en béton armé à base de béton courant de résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 25$  MPa, et des armatures en barres à haute adhérence de nuance FeE 500, l'acier des armatures est caractérisé par une contrainte limite d'élasticité  $f_e = 500$  MPa. Chaque dalle est supportée par un ensemble de poutres longitudinales, donc disposées suivant la direction Y du bâtiment. Ces poutres sont les poutres principales P2 et P3 des portiques longitudinaux axes A et B, mais en plus, on conçoit des solives parallèles aux poutres principales P2 et P3. Les solives sont des profilés IPE de nuance S235 ( $f_y = 235$  MPa), elles sont bi-articulées, supportées par les poutres principales transversales, et placées au même niveau que celles-ci.

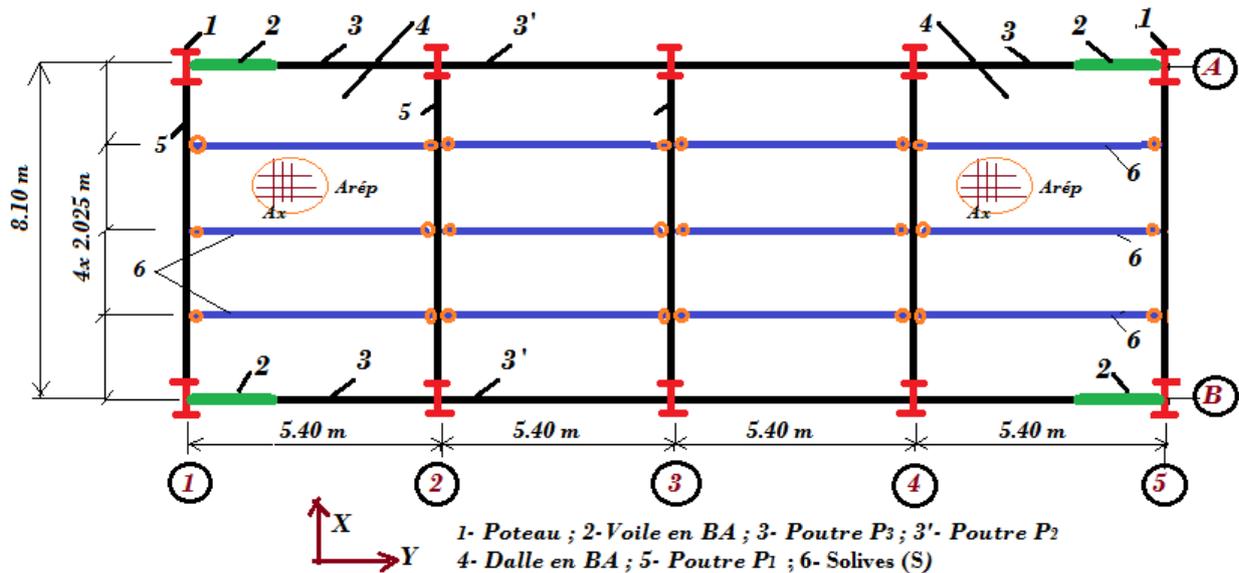
Donc, chaque plancher sera composé d'une dalle pleine en béton armé supportée par un système de poutres principales et solives, les poutres sont liées aux poteaux et les solives sont supportées par les poutres transversales P1.

\* Solives de même niveau que les poutres d'étages.

\* On adopte pour le sens longitudinal des solives, qui viennent s'appuyer simplement sur les poutres transversales. Les solives sont articulées en leurs extrémités ; à voir la figure 4.1 suivante.

### III.1.3-Schéma de conception des planchers :

Dans la *figure* suivante, on représente la disposition des solives (s) et poutre et deux panneaux de planchers.



**Fig.III. 3.1 - Vue qui montre la répartition des poutres et solives d'un plancher**

- Espacement « a » des solives : Il est choisi dans l'intervalle suivant :  $a = 1.5$  à  $4.0$  m

On prend :  $a = \frac{Lx}{4} = \frac{8.10}{4} = 2.025$  m

Soit donc, 3 solives intermédiaires à espacement constant de 2025 mm.

- Panneau de dalle rectangulaire : Il a les dimensions :  $Lx \times Ly$  ;  $Lx = 2.025$  m ;  $Ly = 5,40$  m

### III.1.4-Choix de l'épaisseur de la dalle du panneau « h » :

On applique la règle empirique suivante :  $\frac{Lx}{35} \leq h \leq \frac{Lx}{25}$  (D'après le cours de S.M de l'université de Biskra [Réf Bitam])

$h$  : épaisseur de la dalle.

$Lx$  : la plus petite portée du panneau de dalle.

Ensuite on vérifie les 3 conditions suivantes :

- Condition pratique :  $h \geq 6 \text{ cm}$
- Condition économique :  $h \leq 25 \text{ à } 30 \text{ cm}$

$$\frac{202.5}{35} \leq h \leq \frac{202.5}{25} \rightarrow 5.8 \text{ cm} \leq h \leq 8.1 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h = 8 \text{ cm}$$

Vérifications :  $6\text{cm} < h = 8 \text{ cm} < 25\text{cm}$  donc la condition est vérifiée.

- Condition de résistance au feu : Les normes imposent une épaisseur minimale de l'ordre de 7 cm pour une heure coupe- feu, ou une résistance au feu R60.

### III.1.5-Calcul des Poids de planchers et charges de calcul :

a) Plancher terrasse :

Désignation des couches	Epaisseur (cm)	Poids (daN/m <sup>3</sup> )	Poids élémentaire (daN/m <sup>2</sup> )
1- Gravillons de protection	4	2000	80
2- Etanchéité multicouche	2	1200	24
3- Isolant thermique	3	400	12
4- Forme de pente en mortier de ciment	8	2200	176
5- Dalle en béton armé	8	2500	200
6- enduit en ciment	0,01	1800	18
<b>Poids total</b>			<b>510 daN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau.III.3.1. Calcul des Poids de planchers et charges de calcul :**

- La charge variable d'entretien :  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

b) Plancher Etage courant :

Couches	Epaisseur (cm)	Poids (daN/m <sup>3</sup> )	Poids élémentaire (daN/m <sup>2</sup> )
1- Carrelage granito	2	2000	40
2- Mortier de pose	2	2000	40
3- Dalle en béton armé	8	2500	200
4- Cloisons de distribution	10	-	100

5- Enduit en ciment	1	1800	18
<b>Poids total</b>			<b>398 daN/m<sup>2</sup></b>

**TABLEAU .III.3.2- Calcul des Poids de planchers et charges de calcul**  
*Plancher Etage courant :*

:- La charge d'exploitation d'un plancher de bâtiment d'habitation est :  $Q = 150 \text{ daN/m}^2$ .

**c) Combinaisons d'actions – charges de calcul :**

➤ Plancher Etage courant :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(398) + 1,5(150) = 762 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS: } P_s = G + Q = 398 + 150 = 548 \text{ daN/m}^2$$

-Je prends une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$ , et je calcule les charges linéaires en daN/m ;

$$\text{ELU : } Q_u = P_u \times 1\text{m} = 762 \text{ daN/m}$$

$$\text{ELS : } Q_s = P_s \times 1\text{m} = 548 \text{ daN/m}$$

➤ Plancher terrasse :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(510) + 1,5(100) = 838,5 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_s = G + Q = 510 + 100 = 610 \text{ daN/m}^2$$

-Je prends une bande de largeur  $b=1\text{m}$

$$\text{ELU : } Q_u = P_u \times 1\text{m} = 838,5 \text{ daN/m}$$

$$\text{ELS : } Q_s = P_s \times 1\text{m} = 610 \text{ daN/m}$$

**4.1.6 Méthode de Calcul d'un panneau de dalle :**

On calcule le rapport des dimensions  $\rho$  ;  $\rho = \frac{L_y}{L_x} = \frac{2.025}{5.4} = 0,37 < 0,40$  ----- alors, la dalle porte dans une seule direction ; c'est la direction du petit côté **Lx**.

Nous calculons le moment de flexion dans le sens **Lx**, désigné par **Mx**, ensuite nous calculons les sections du ferrailage longitudinal, qui correspondent à **Mx**, en travée ; c'est la section **Ax**, et sur chaque appui; c'est la section **Aa**.

**Ax**: sera placée dans la zone inférieure de la dalle, on dit que c'est la nappe inférieure

**Aa** : section des chapeaux qu'on placera en zone supérieure de chaque appui, on dit qu'on a une nappe supérieure,

Toutefois, le règlement exige d'ajouter des armatures de répartition dans le sens perpendiculaire des sections  $Ax$  et  $Aa$ , elles sont désignées par «  $A_{rép}$  ». En travée, on place  $A_{rép}$  en zone inférieure au-dessus des armatures principales  $Ax$ , mais sur les appuis  $A_{rép}$  sera placé en-dessous des chapeaux  $Aa$ .

On choisit **forfaitairement**  $A_{rép}$  :

- en travée  $Ax$  :  $A_{rép} \geq \frac{Ax}{4}$
- sur appuis :  $A'_{rép} \geq Aa$

On poursuit les calculs pour un plancher d'étage courant.

### III.1.7-Calcul des armatures d'un panneau de dalle de plancher courant :

#### a) Calcul des moments de flexion :

- **Méthode de calcul des moments** : Nous choisissons d'appliquer la méthode forfaitaire suivante admise par les règles CBA 93, elle se base sur les travées  $M_0 = \frac{Q \cdot L_x^2}{8}$

**ELU**:  $Q_U = 762,3 \text{ daN/m} \Rightarrow M_0 = \frac{762,3 \times 2,025^2}{8} = 390,73 \text{ daN.m}$

**ELS**:  $Q_S = 548 \text{ daN/m} \Rightarrow M_0 = \frac{548 \times 2,025^2}{8} = 280,89 \text{ daN.m}$

- **Correction des moments de flexion en travée  $M_t$  et calcul des moments sur appuis  $M_a$**  :

Les moments doivent respecter l'inégalité suivante, donnée par les règles CBA 93 :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0 \text{ ----- (§)}$$

$M_t$  est le moment en travée hyperstatique,  $M_w$  et  $M_e$  sont les moments sur appuis gauche et droit respectivement.

Sur la base de cette condition, nous effectuons forfaitairement 2 opérations :

- Une réduction du moment isostatique  $M_0$ , on écrit la formule du moment en travée suivante :  $M_t = 0,80 * M_0$
- Une formulation des moments sur appuis  $M_w$  et  $M_e$  :  $M_w = \alpha_1 * M_0$  et  $M_e = \alpha_2 * M_0$   
On prend les valeurs des coefficients :  $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,5$

Vérification de la condition (§) :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} = 1,3 M_0 \geq 1,25 M_0 \text{ ----- CV}$

- **Poutre à plusieurs travées : on a le cas d'un panneau à 12 travées égales, avec 13 appuis.**

✓ Calcul de la section en travée et sur appuis :

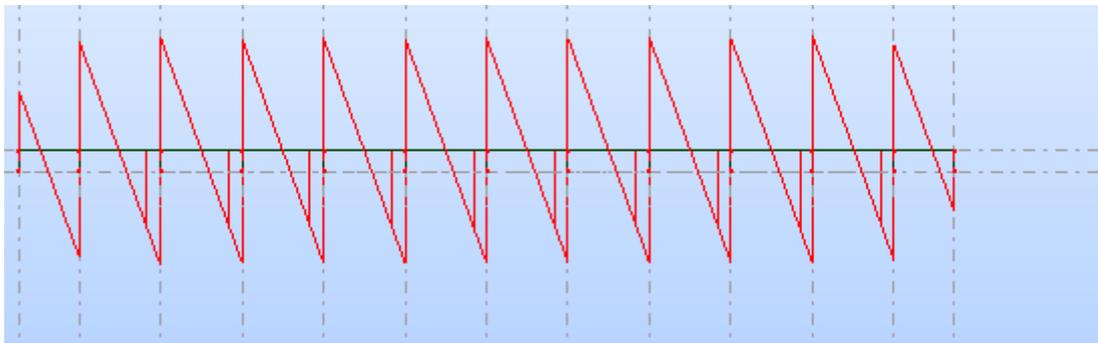
**ELU :**  $M_a = 0,5M_0 = 0,50 \times 390.73 = 195.36 \text{ daN.m}$

$M_t = 0,80M_0 = 0,80 \times 390.58 = 312.58 \text{ daN.m}$

**ELS :**  $M_a = 0,5M_0 = 0,50 \times 280.89 = 140.44 \text{ daN.m}$

$M_t = 0,80M_0 = 0,80 \times 44.94 = 224.71 \text{ daN.m}$

**b) Calcul des efforts tranchants maximums aux appuis «  $V_{\max}$  » :**



**Fig.III. 3.2 : Diagramme de variation des efforts tranchants V pour la dalle continue**

**Si:**  $x=0 \rightarrow V(x) = P \cdot \frac{L}{2} + \left( \frac{Md-Mg}{L} \right) = \mathbf{V_{\max}}$

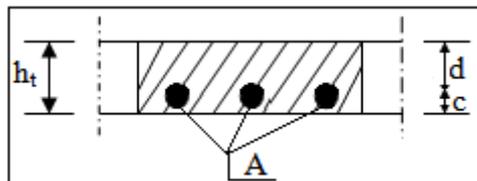
**Si:**  $x=L \rightarrow V(x) = -P \cdot \frac{L}{2} + \left( \frac{Md-Mg}{L} \right) = \mathbf{V_{\max}}$

Alors :  $\mathbf{V_{\max} = 752.5 \text{ daN}}$

**d) Calcul de ferrailage :**

Le diamètre maximal des armatures est limité par la condition suivante:  $\emptyset \leq \frac{h}{10}$

Pour  $h = 8 \text{ cm} \Rightarrow \emptyset \leq \frac{80}{10} \Rightarrow \emptyset \leq 8 \text{ mm}$  ; soit des barres HA8 de diamètre  $\emptyset = 8 \text{ mm}$ , ou des barres HA6 de diamètre  $\emptyset = 6 \text{ mm}$ .



**Fig.III. 3.3 - Schéma d'une section de dalle avec armatures en travée (cas de moment M positif)**

- **L'enrobage :**  $c \geq 1 + \frac{\emptyset}{2} = 1 + \frac{0,8}{2} = 1.4 \text{ cm}$  ; soit:  $c = 1,5 \text{ cm}$

- Donc la hauteur utile  $d$  est :  $d = h - c = 8 - 1,5 = 6,5$  cm
- **Propriétés de calcul** :  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $f_e = 500$  MPa ;  $\bar{\sigma}_b = 14,2$  MPa

#### d) Calcul aux ELU pour le sens de Lx :

- sur travée :  $\mu_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{312,58 \times 10}{14,2 \times 100 \times 6,5^2} = 0,05 < \mu_l = 0,372$

$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_t})$ ; alors :  $\alpha_u = 0,06$

$\beta_u = 1 - 0,4 \alpha_u$ ; alors  $\beta_u = 0,97$ ; avec :  $\bar{\sigma}_s = \frac{500}{1,15} = 435$  MPa

$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_u \cdot d_x} = \frac{312,58 \times 10}{435 \times 0,97 \times 6,5} = 1,12 \text{ cm}^2$       **Choix : 4Ø6**  $\Rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

#### - sur appuis :

$\mu_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{195,36 \times 10}{14,2 \times 100 \times 6,6^2} = 0,03$

$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_a})$ , alors :  $\alpha_u = 0,038$

$\beta_u = 1 - 0,4 \alpha_u$  alors :  $\beta_u = 0,98$

$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_u \cdot d_x} = \frac{195,36 \times 10}{435 \times 0,98 \times 6,5} = 0,69 \text{ cm}^2$       **Choix : 3Ø6**  $\Rightarrow A_a = 0,85 \text{ cm}^2$

#### e) Calcul aux ELU pour le sens de Ly :

- sur travée :  $A_{ty} = \frac{A_t}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2$       **Choix : 3Ø6**  $\Rightarrow A_{ty} = 0,85 \text{ cm}^2$

- sur appuis : On prend le même ferrailage que  $A_{ay}$ ; donc : **Choix : 3Ø6**  $\Rightarrow A_{ay} = 0,85 \text{ cm}^2$

#### f) Calcul aux ELS pour le sens Lx :

- sur travée :  $\mu_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{224,71 \times 10}{435 \times 100 \times 6,5^2} = 0,0012 < \mu_l = 0,372$

$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_1}) \Rightarrow \alpha_u = 0,045$

$\beta_u = 1 - 0,4 \alpha_u \Rightarrow \beta_u = 0,98$

$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_u \cdot d_x} = \frac{224,71 \times 10}{435 \times 0,98 \times 6,5} = 0,79 \text{ cm}^2$       **Choix : 5Ø6**  $\Rightarrow A_t = 1,41 \text{ cm}^2$

- sur appuis :  $\mu_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{140,44 \times 10}{435 \times 100 \times 6,5^2} = 0,00076$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}) \Rightarrow \alpha_u = 0,027$$

$$\beta_u = 1 - 0,4 \alpha_u \Rightarrow \beta_u = 0,98$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta_u \cdot d_x} = \frac{140,44 \times 10}{435 \times 0,98 \times 6,5} = 0,49 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : } 3\emptyset 6 \Rightarrow A_a = 0,85 \text{ cm}^2$$

**g) Calcul aux ELS pour le sens Ly :**

**- sur travée :**  $A_{ty} = \frac{A_t}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : } 3\emptyset 5 \Rightarrow A_{ty} = 0,59 \text{ cm}^2$

**- sur appuis :**  $A_{ay} = \frac{A_a}{4} = \frac{0,39}{4} = 0,097 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : } 2\emptyset 5 \Rightarrow A_{ay} = 0,39 \text{ cm}^2$

**h) Vérification forfaitaire de la condition de flèche :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{8}{202,5} = 0,039 > 0,039 \Rightarrow (\text{Condition est vérifiée})$$

$$\frac{A_{tx}}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,13}{100 \times 6,6} = 0,002 < 0,004 \Rightarrow (\text{Condition est vérifiée})$$

✚ Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

**i) Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u, \text{ avec : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \quad (\text{D'après le CBA93, article A.5.1.1}) \quad ;$$

$$\tau_u = \frac{7525,3}{1000 \times 65} = 0,114 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{----- Condition Vérifiée}$$

✚ Donc il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures transversales.

### III.1.8-Conclusion pour les armatures de dalle de plancher courant :

- La dalle d'épaisseur 8cm supportée par des solives espacées de 2.025 m est donc admise.
- Dessin représentatif du ferrailage : Suite aux sections d'acier trouvées, on adopte la disposition constructive illustrée ci-dessous.

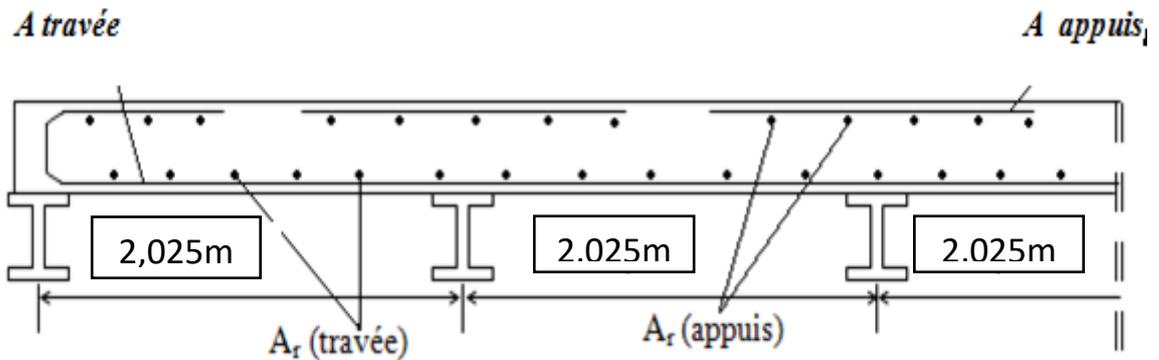


Fig.III.3.4. Dessin représentatif du ferrailage de dalle.

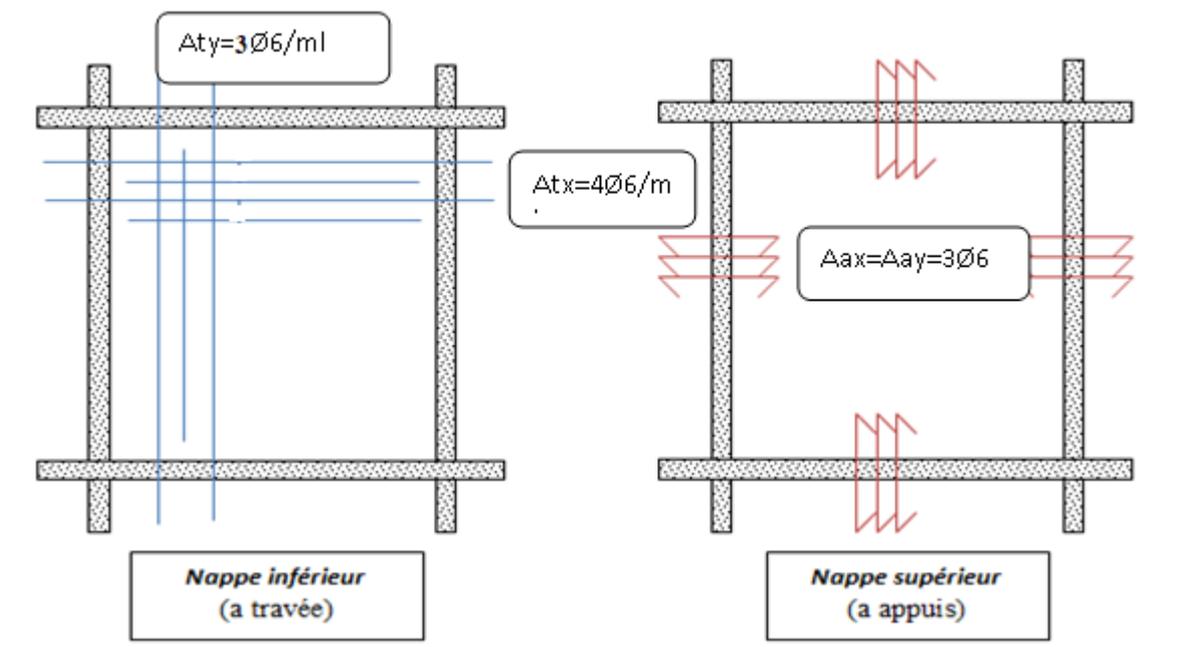


Fig.III. 3.5 :

**Solution N°2 :** Pas de solives (  $e = 15 \text{ cm}$  )

Panneau (C) sans solives, dimensions  $2.025 \times 5,40 \text{ m}^2$

$L_x = 2.025 \text{ m}$  ;  $L_y = 5.40 \text{ m}$  ;  $\rho = 0,66 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  notre dalle est considérée comme *portant dans les deux directions*.

**III.2- Méthode de calcul :** Le calcul se fait en flexion simple pour une bande d'un mètre, pour détermination des moments isostatiques en respectent le règlement CBA.93

Le calcul est basé sur le rapport  $\rho = L_x/L_y$

D'après l'annexe F du CBA. 93

$L_x$  : la petite portée

$L_y$  : la grande portée

Si  $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \Rightarrow$  la dalle porte dans une seule direction, celle de  $L_x$ ,

Si  $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow$  la dalle porte dans les deux directions : de  $L_x$  et de  $L_y$ .

### III.2.1-Combinaison d'action :

$$ELU : P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(573) + 1,5(150) = 999 \text{ (dan/m}^2\text{)}$$

$$ELS : P_s = G + Q = 573 + 150 = 723 \text{ (dan/m}^2\text{)}$$

-Je prends une bande de largeur  $b=1\text{m}$

$$ELU : Q_u = P_u \times 1\text{m} = 999 \text{ (dan/m)}$$

$$ELS : Q_s = P_s \times 1\text{m} = 723 \text{ (dan/m)}$$

### III.2.2-Méthode de calcul des moments :

$$M_{0x} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x$$

$\mu_x$ ;  $\mu_y$  : coefficients donnés par l'annexe F en fonction coefficient de Poisson du béton «  $\nu$  ».

Avec :

$v = 0$  à l'ELU

$v = 0.2$  à l'ELS

À ELU

À ELS (d'après les règles BAEL 91)

$$\mu_y = 0,421$$

$$\mu_y = 0,574$$

$$\mu_x = 0,0695$$

$$\mu_x = 0,0754$$

On va corriger les moments isostatiques, alors on propose :

$$M_t = 0.75M_0, \text{ et pour les appuis on a: } M_w = M_e = 0.5M_0$$

➤ Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

	Lx(m)	Ly(m)	$\rho$	$\mu_x$	$\mu_y$	Q (dan/m)	$M_{0x}$ da N.m	$M_{0y}$ da N.m
ELU ( $v = 0$ )	2.025	5,40	0,66	0,0695	0,421	999	284.7	164.49
ELS ( $v = 0.2$ )	2.025	5,40	0,66	0,0754	0,574	723	223.54	224.37

Tab .III.3.3- Calcul les moments  $M_{0x}$ ,  $M_{0y}$

### III.2.3- Correction des moments de flexion :

Sur la base de la condition suivante des règles CBA.93

Les moments doivent respectée l'inégalité suivante :

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

Dans le cas de panneau intermédiaire ; on aura :

À ELU :

\*En travée :  $M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 213.52$  da N.m ;  $M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 123.36$  da N.m

\***Sur appuis** :  $M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 111.77 \text{ da N.m}$  ;  $M_{ay} = M_{ax} = 111.77 \text{ da N.m}$

Donc: Le diamètre maximal des armatures est;  $\emptyset \leq \frac{h}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset_{\max} = 15 \text{ mm}$

**L'Enrobage** :  $c = 1 + \frac{\emptyset}{2} = 1 + \frac{1.5}{2} = 1.75 \text{ cm}$

soit  $c = 2 \text{ cm}$

$d_x = h - c = 13 \text{ cm}$ .

Supposons qu'on va utiliser des barres  $\emptyset 10$

$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x}{2} - \frac{\emptyset_y}{2} = 13 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2} = 12 \text{ cm}$

### III.2.4- Détermination des armatures :

➤ **ELU - Sens X :**

**- sur travée :**

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = 0,03 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_t}) \Rightarrow \alpha_u = 0,05$$

$$\beta_u = 1 - 0,4 \alpha_u \Rightarrow \beta_u = 0,98$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPA}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_u \cdot d_x} = \frac{293,04 \times 10}{435 \times 0,98 \times 13} = 0,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix } 3\emptyset 6 \Rightarrow A_{tx} = 0,85 \text{ cm}^2$$

**- sur appuis :**

$$\mu_{ax} = \frac{M_{ax}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = 0,02 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}) \Rightarrow \alpha_u = 0,04$$

$$\beta_u = 1 - 0,4 \alpha_u \Rightarrow \beta_u = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_u \cdot d_x} = \frac{111,77 \times 10}{435 \times 0,98 \times 13} = 0,2 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix: } 3\emptyset 5 \Rightarrow A_{ax} = 0,59 \text{ cm}^2$$

➤ **ELU - sens Y :**

**- sur travée :**

$$\mu_y = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d_y^2} = 0,016 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_t}) \Rightarrow \alpha_u = 0,025$$

$$\beta_u = 1 - 0,4 \alpha_u \Rightarrow \beta_u = 0,99$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_u \cdot d_y} = \frac{123,36 \times 10}{435 \times 0,99 \times 12} = 0,23 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : } 3\phi 5 \Rightarrow A_{ty} = 0,59 \text{ cm}^2$$

### - sur appuis :

On prend le même ferrailage des appuis du sens  $L_x$  c'est -à-dire celui des petits cotés

$$\text{Soit } 4\phi 6 \Rightarrow A_{ax} = 1,13 \text{ cm}^2$$

### ➤ ELS : Sens X

$$\text{ELS : } Q_s = P_s \times 1 \text{ m} = 723 \text{ (dan/m)}$$

$$M_0 = Q_s \times \frac{l_x^2}{8} = 723 \times \frac{2,025^2}{8} = 370,59 \text{ da N.m}$$

$$*\text{En travée} : M_{tx} = 0,75 M_0 = 227,94 \text{ da N.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 168,27 \text{ da N.m}$$

$$*\text{Sur appuis} : M_{ax} = 0,5 M_0 = 185,29 \text{ da N.m} \quad ; \quad M_{ay} = M_{ax} = 185,29 \text{ da N.m}$$

## III.2.5- Détermination des armatures :

### ➤ ELU - sens X:

#### - sur travée :

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d_x^2} = 0,025 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_t}) \Rightarrow \alpha_u = 0,0375$$

$$\beta_u = 1 - 0,4 \alpha_u \Rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPA}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_u \cdot d_x} = \frac{293,04 \times 10}{435 \times 0,985 \times 13} = 0,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix: } 3\phi 5 \Rightarrow A_{tx} = 0,59 \text{ cm}^2$$

#### - sur appuis :

$$\mu_{ax} = \frac{M_{ax}}{\sigma_s \cdot b \cdot d_x^2} = 0,016 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}) \Rightarrow \alpha_u = 0,025$$

$$\beta_u = 1 - 0,4 \alpha_u \Rightarrow \beta_u = 0,99$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{140,44 \times 10}{435 \times 0,99 \times 13} = 0,25 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix: } 3\emptyset 5 \Rightarrow A_{ax} = 0,59 \text{ cm}^2$$

➤ **ELU** - sens Y :

**- sur travée :**

$$\mu_y = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \cdot b \cdot d_y^2} = 0,017 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_t}) \Rightarrow \alpha_u = 0,025$$

$$\beta_u = 1 - 0,4 \alpha_u \Rightarrow \beta_u = 0,99$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{339 \times 10}{435 \times 0,99 \times 12} = 0,23 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : } 3\emptyset 5 \Rightarrow A_{ty} = 0,59 \text{ cm}^2$$

**- sur appuis :**

On a :  $M_{ay} = M_{ax}$  ; alors c'est le même ferrailage que celui du sens x

Soit :  $3\emptyset 5 \Rightarrow A_{ax} = 0,59 \text{ cm}^2$

### III.2.6-Vérification :

a) **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{15}{202,5} = 0,07 > 0,037 \Rightarrow \text{(Condition est vérifiée)}$$

$$\frac{A_{tx}}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{0,59}{100 \times 13} = 0,000453 < 0,004 \Rightarrow \text{(Condition est vérifiée)}$$

✚ Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

b) **Vérification de cisaillement :**

La dalle travaille dans deux sens, il y a donc des efforts tranchants  $V_1$  et  $V_2$  verticaux correspondant aux deux flexions (parallèle  $l_x$  et  $l_y$ ) ;

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

Les valeurs maximums de  $V_1$  et  $V_2$  sont données par les formules suivantes :

$$V_1 = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{3l_y} \quad ; \quad V_2 = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$$

Avec :  $\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \quad (\text{A.5.1.1})$$

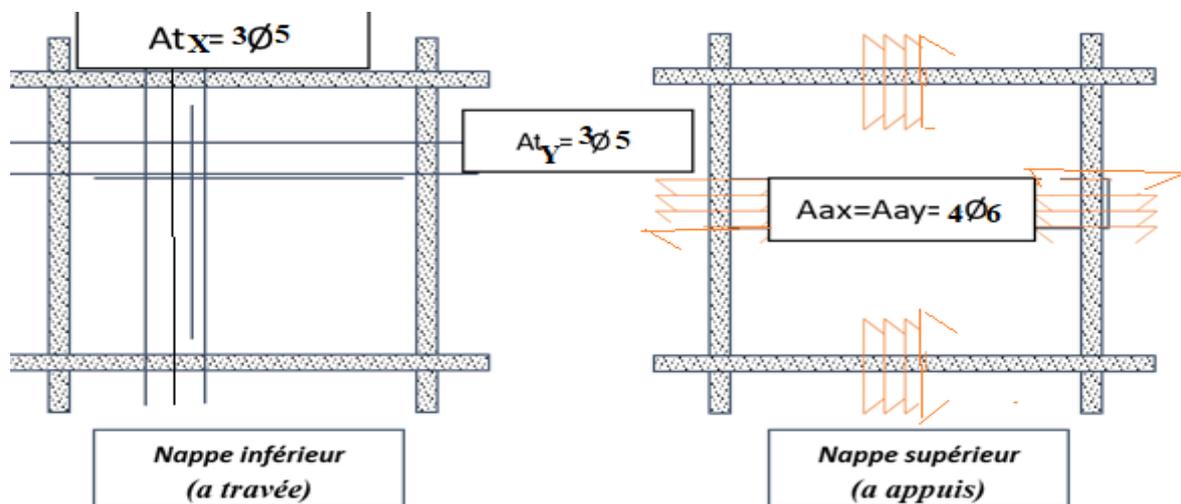
$$V_1 = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{3l_y} = \frac{9990 \times 2.025 \times 5.40}{3 \times 5.40} = 6743.25 \text{ N}$$

$$V_2 = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{9990 \times 2.025 \times 5.40}{2 \times 5.40 + 8.1} = 8517.7 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{8517.7}{1000 \times 130} = 0.044 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

➤ Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- c) **Conclusion pour le panneau C :** Dalle d'épaisseur 15cm, sans solives, avec le ferrailage présenté comme suit :



**Fig. III.3.6. FERRAILAGE ET DISPOSITION DES ARMATURES DE DALLE-**

*-Etage courant*

**III.2.7-Dalle de plancher terrasse :** Concernent la dalle du plancher terrasse, nous avons suivi les mêmes étapes de calcul et les mêmes vérifications que celles du plancher d'étage courant, ci-dessous nous présentons les résultats de nos calculs brièvement.

$$\begin{array}{l} Q = 100 \text{ daN/m}^2 \\ G = 510 \text{ daN/m}^2 \end{array} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P_U = 838,5 \text{ daN/m}^2 \\ P_S = 610 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{ELU: } P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(510) + 1,5(100) = 838,5 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS: } P_s = G + Q = 510 + 100 = 610 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELU : } Q_u = P_u \times 1 \text{ m} = 838,5 \text{ daN/m}$$

$$\text{ELS : } Q_s = P_s \times 1 \text{ m} = 610 \text{ daN/m}$$

### III.2.8-Calcul du ferrailage :

	$M_{\max}^U$ (daN.m)	$M_{\max}^S$ (daN.m)	$V_{u,\max}$ (daN)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{calculée}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	303	220	-	0,05	0,0625	0,975	1,1	4Ø6=1,13
En appui	189	136	706	0,03	0,0375	0,985	0,7	3Ø6=0,85
$A_{\text{rép, travée}}$								3Ø6=0,85
$A_{\text{rép, appui}}$								3Ø6=0,85

**Tableau.III.3.4- Calcul du ferrailage :**

**4.1.3.2 Vérification de cisaillement :** La condition nécessaire est :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{3010}{1000 \times 18,5} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

✚ Donc il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures transversales.

### III.2.9-Dessin du ferrailage :

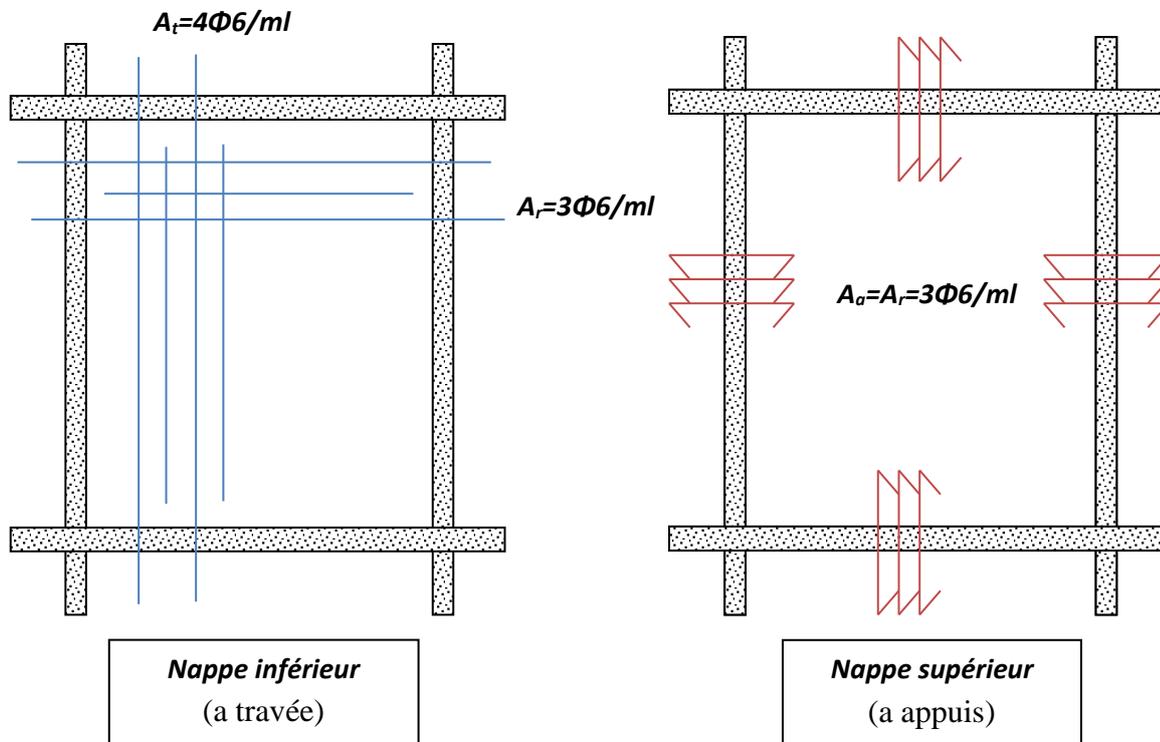
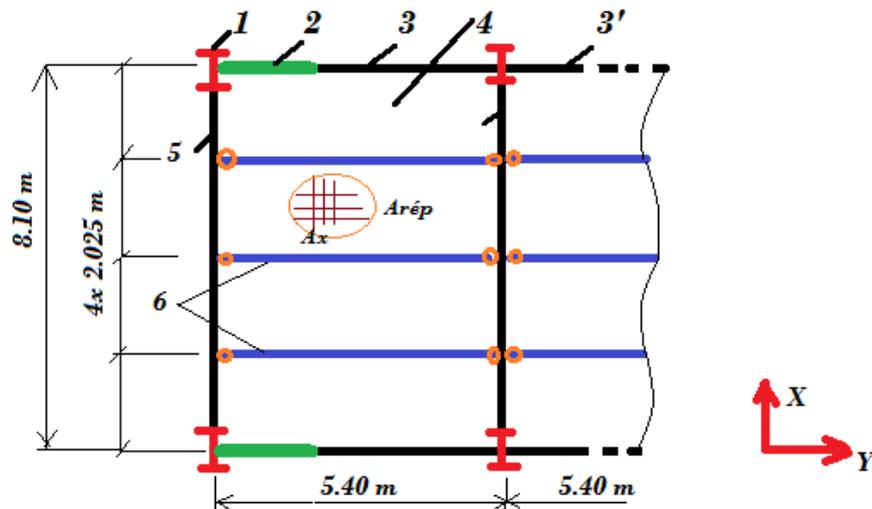


Fig. III.3.7- FERRAILLAGE et disposition des armatures pour les dalles du plancher-terrasse

### III.3-Calcul des solives de planchers :

#### III.3.1- Rappel de notre conception du panneau de dalle :

Voir le figure 4.8 suivante.



1- Poteau ; 2- Voile en BA ; 3- Poutre P<sub>3</sub> ; 3'- Poutre P<sub>2</sub>  
4- Dalle en BA ; 5- Poutre P<sub>1</sub> ; 6- Solives (S)

**Fig.III. 3.8 - Conception des solives – plan de répartition**

Dans le panneau : ( $L_y=5,40\text{m}$  ;  $L_x=8,10\text{m}$ )

1- Nombre des solives : 3 solives

2- l'espacement entre les solives :  $a = 2,025\text{m}$

### III.3.2-Profil choisi pour les solives des planchers :

- **Type de sollicitation** : Les solives sont des barres qui travaillent principalement à la flexion sous l'action des charges verticales venant du plancher. Elles sont sollicitées par des efforts tranchants  $V_z$  et des moments fléchissants  $M_y$ .
- **Type de déformation** : Les sections droites d'une poutre, soumise à la flexion simple par rapport à l'axe  $y$ , subissent 2 types de déformations :
  - Une déformation latérale dans la direction des forces appliquées ; c'est la direction  $y$ . Sa valeur maximale s'appelle : flèche, elle est notée par :  $\Delta$ ,
  - Une déformation angulaire autour de l'axe de flexion  $y$ . Souvent, pour les structures de bâtiments courants, le calcul de cette déformation n'est pas important.
- **Type de poutres : Comme pour les poutres principales, nous allons choisir des** Profilés laminés à chaud normalisés de type : IPE ou IPN. Notre choix se base sur 2 critères :
  - 1- L'architecture
  - 2- L'économie

Donc, nous choisissons des solives en IPE.

### III.3.3- Pré dimensions des solives :

On applique la règle empirique suivante :  $h = \frac{L}{25}$  à  $\frac{L}{35}$  ;

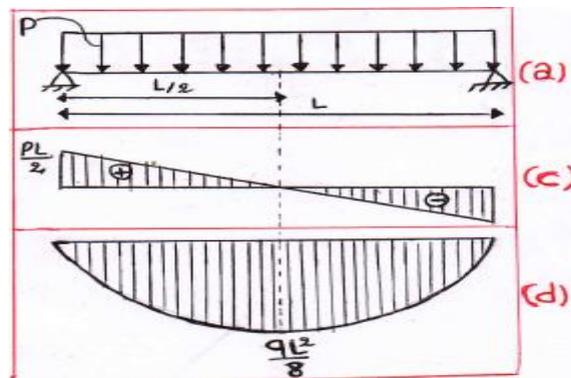
$L = 5,40\text{m} \Rightarrow h = 220$  à  $154$  mm ; donc, on choisit  $\Rightarrow$  **IPE 220** pour lequel  $h = 220$  mm

### III.3.4- Choix de la nuance d'acier :

Soit l'acier de nuance S355 ;  $f_y = 355$  MPa

### III.3.5-Schéma statique et valeurs maximales de calcul :

C'est une poutre isostatique à une travée de longueur  $L = 5,40\text{m}$  soumise à l'action d'une charge  $P$  uniforme ;



**Fig.III. 3.9-** (a) Schéma statique d'une solive, (c) diagrammes des efforts  $V_z$  (d) diagrammes de moments  $M_y$

- Effort tranchant maximal :  $V_{z,max} = P.L/2$  ;
- Moment fléchissant maximal :  $M_{y,max} = P.L^2/8$  ;
- Déformation maximale ou flèche :  $\Delta = (5/384) * P * L^4 / (E * I_y)$  ;

### III.3.6-Combinaison d'actions :

➤ **Charge d'ELU « Pu »** :  $P_u = 1,35G + 1,5Q$

$$G = G \text{ (daN/m}^2\text{)} \times a \text{ (m)} = 398 \times 2.025 = 805.95 \text{ daN/m}$$

$$Q = 150 \times 2.025 = 303.75 \text{ daN/m}$$

$$\Rightarrow P_u = 1,35(805.95) + 1,5(303.75) = 1543.65 \text{ daN/m}$$

➤ **Charge d'ELS « Ps »** :  $P_s = G + Q = 805.95 + 303.75 = 1109.7 \text{ daN/m}$

### III.3.7- Calcul des valeurs maximales de $M_y$ et $V_z$ :

$$M_{\max} = P * \frac{Lx^2}{8} = 1448 * \frac{5,40^2}{8} = 5278 \text{ daN.m}$$

$$V_{\max} = P * \frac{Lx}{2} = 1448 * \frac{5,40}{2} = 3910 \text{ daN}$$

**III.3.8-Vérification de la Condition d'ELU de résistance :**  $M \leq M_R = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  ;  
 $\gamma_{M0} = 1.10$

**On a IPE 220** en flexion par rapport à son axe y de grande inertie, ce profil est classé : **classe I**,  
**alors un calcul en plasticité est admis. Donc,  $W_y = W_{pl,y}$**

Caractéristiques du profil IPE220 :

$$I_y = 2772 \text{ cm}^4 \quad ; \quad W_{pl,y} = 285,4 \text{ cm}^3 \quad ; \quad h = 220 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,9 \text{ mm.} \quad ; \quad A = 33,4 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad ; \quad \text{Poids } G = 26,2 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Moment de résistance : } M_R = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 285,4 \times \frac{355 \times 10^{-1}}{1,10} = 9210 \text{ daN.m}$$

Vérification :  $M = 5278 \text{ daN.m} < M_R = 9210 \text{ daN.m}$  ----- **Condition Vérifiée**

**III.3.9-Vérification de l'ELU de non cisaillement :**

La condition s'écrit :  $V_{\max} \leq V_{Rd}$

Effort tranchant maximal :  $V_{\max} = P \frac{L}{2} = 3910 \text{ daN}$

Effort tranchant de résistance (ou admissible) :  $V_{Rd} = \frac{A_V \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$

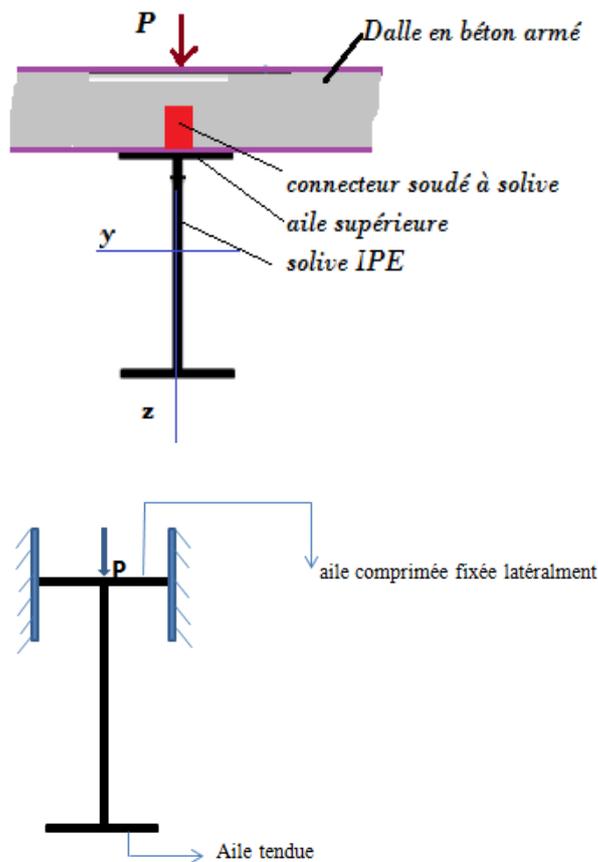
$A_V$ - aire de section cisailée. Les règles CCM 97 donnent une formule approchée de  $A_V$ ,  
 comme suit :  $A_V = 1.04 \times h \times t_w = 1.04 \times 220 \times 5,9 = 1350 \text{ mm}^2$

$$V_{Rd} = \frac{A_V \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{1350 \times 355 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1,10} = 25154 \text{ daN}$$

On a :  $V_{\max} = 3910 \text{ daN} < V_{Rd} = 25154 \text{ daN}$  ----- **(Condition Vérifiée)**

**III.3.10-Vérification de ELU de stabilité au déversement :** Les charges appliquées sont descendantes, alors l'aile comprimée est bien l'aile supérieure de la solive. Nous allons fixer l'aile supérieure de chaque solive dans la dalle à l'aide de connecteurs mécaniques (goujons ou cornières), c'est pourquoi cette aile ne peut subir de déformation latérale (suivant

l'axe y) ni de déformation de torsion. Alors, **il n'y a pas risque de déversement des solives**, et aucun calcul n'est exigé.



**Fig.III. 3.10 – Fixation de l'aile supérieure d'une solive dans la dalle**

**III.3.11- Vérification de l'ELS relatif à la flèche** : Nous effectuons deux vérifications, la 1<sup>ère</sup> concerne la charge P totale, la 2<sup>ème</sup> vérification concerne la charge d'exploitation Q seule.

$$\Delta_1 \leq \Delta_{adm,1} = \frac{L}{250} = \frac{540}{250} = 2,16 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = \frac{5}{384} \times P_s \times \frac{L^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times 1041 \times \frac{5,40^4 \times 10^5}{210000 \times 2772} = 2,13 \text{ cm} < \Delta_{adm,1} \text{ ----- (Condition Vérifiée)}$$

$$\Delta_2 \leq \Delta_{adm,2} = \frac{L}{300} = \frac{540}{300} = 1,8 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = \frac{5}{384} \times Q \times \frac{L^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times 285 \times \frac{5,40^4 \times 10^5}{210000 \times 2772} = 0,58 \text{ cm} < \Delta_{adm,2} \text{ ---- (Condition Vérifiée)}$$

**III.3.12-Conclusion** : Toutes les conditions sont vérifiées alors le profil **IPE220** en acier **S355** est admis pour les solives des planchers.

### **III.4- Calcul des escaliers métalliques :**

**III.4.1- Introduction** : L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de marches identiques permettant aux personnes de monter ou de descendre à pieds en toute commodité entre les différents niveaux d'un bâtiment. Suite à la conception architecturale, nous notons que ce présent bâtiment est muni d'un seul escalier comme moyen d'accès entre les étages. Nous recommandons d'ajouter un 2<sup>ème</sup> escalier de secours et/ou un ascenseur. Cet escalier se compose de 2 volées parallèles séparées par un palier de repos.

III.4.2- Rappel du plan d'architecture d'étage courant (Plan d'étage tiré du chapitre 1)

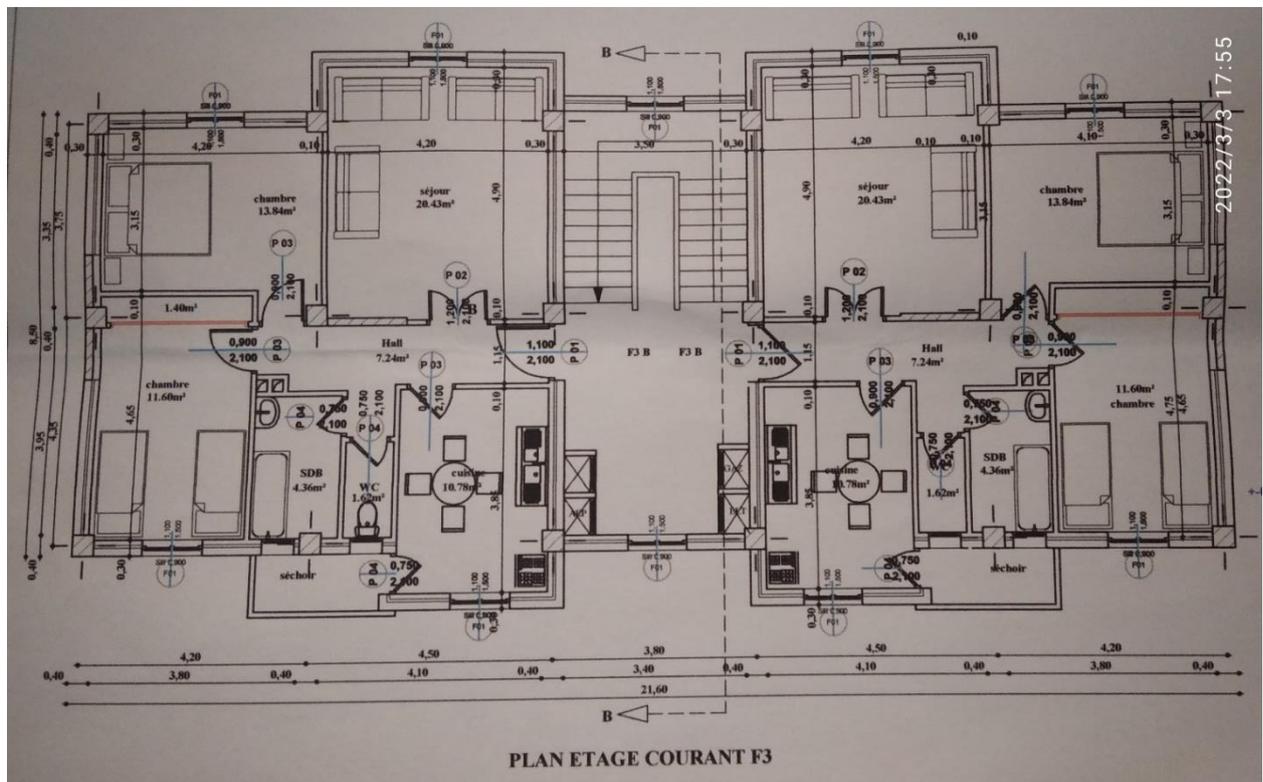


Fig :III. 3.11. PLAN ETAGE COURANT F3

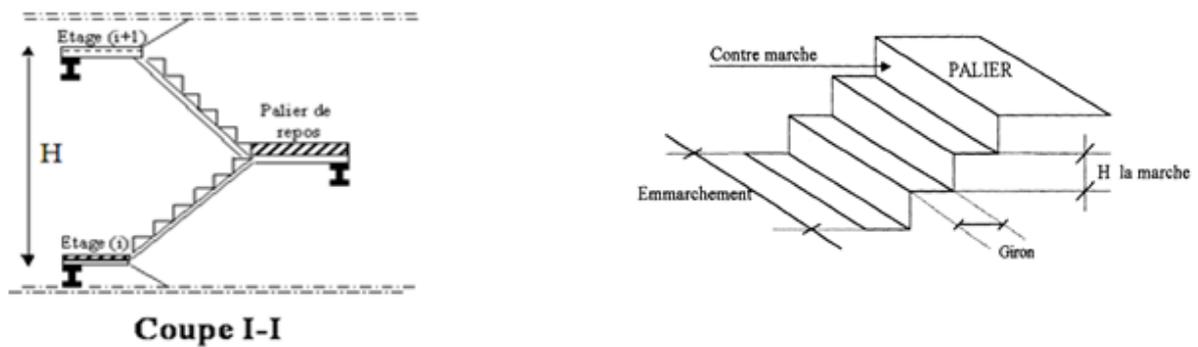


Fig.III. 3.12 –Schéma d'escalier.

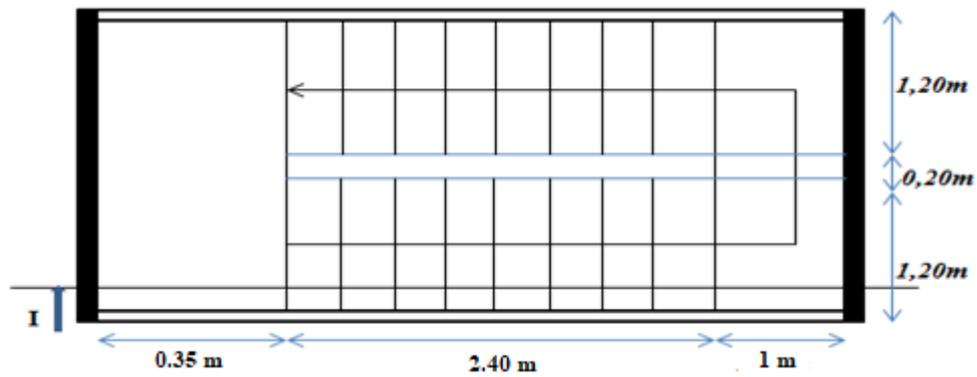


Fig. III.3.13 – Vue en plan de la cage d’escalier

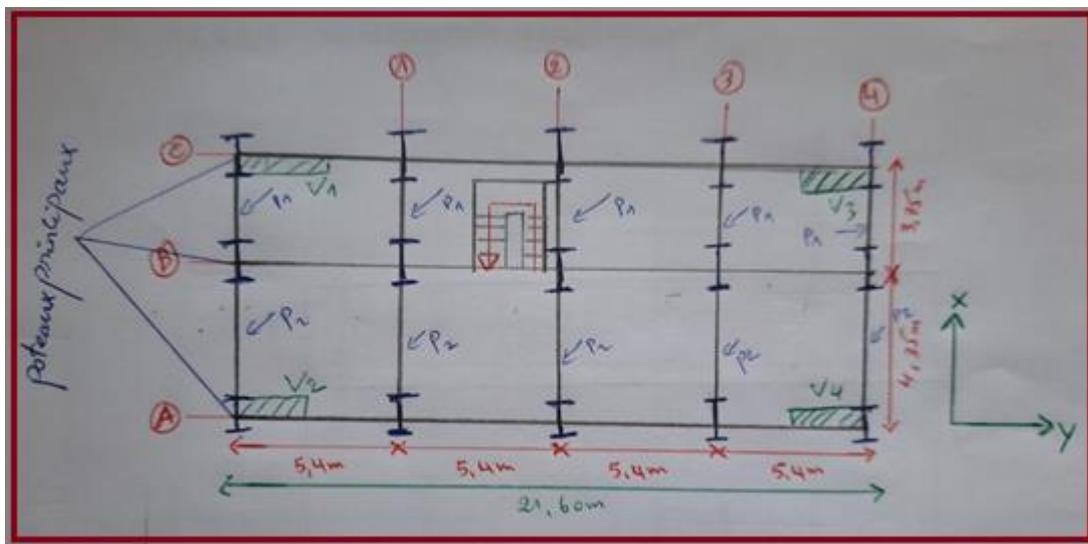
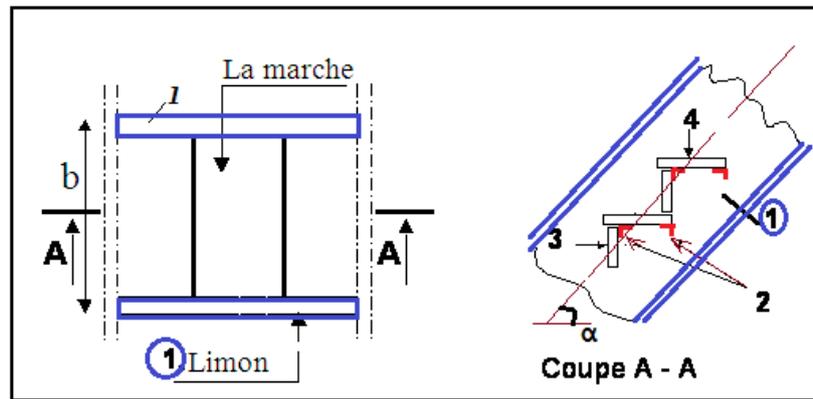


Fig.III .3.14.VUE EN PLAN DE LACAGE D’escalin

**III.4.3-Choix structural** : Pour chaque volée on choisit de mettre deux appuis latéraux appelés limons. Ce sont 2 grandes poutres métalliques inclinées suivant la pente de la volée. Chaque marche est indépendante des autres marches, elle prend appui sur les 2 limons ; voir la figure III 3.14. Les limons sont réalisés en profilés d’acier.

Les marches seront toutes identiques et indépendantes, elles sont constituées de 2 parties.

- La partie portante : assurant la fonction de résistance mécanique, elle sera fabriquée en acier.
- Les autres composants : permettant le passage des usagers et assurant des fonctions complémentaires d’étanchéité et de surface rugueuse.



**Fig.III. 3.15 – Disposition des marches dans une volée d’escalier.**

- 1- Deux poutres porteuses (Limon) ; 2- éléments porteurs d’une marche (2 cornières) ;  
3, 4- dalle préfabriquée en béton (granito) pour la marche et contre-marche

On utilise pour l’élément porteur de la marche deux cornières et pour le limon on utilise des profils IPE.

### III.4.3- Données architecturales dimensionnelles :

- $b$  : l’emmarchement = 1.20m , le jour = 20cm.
- $g$  : largeur d’une marche, elle varie de 26 à 33cm.
- $h$  : hauteur d’une contre marche, elle varie de 16 à 18cm.

Pour dimensionner  $h$  et  $g$ , on propose des valeurs et on doit vérifier la loi de Blondel qui s’écrit :  $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$ .

a) **Pour les volées d’un étage courant** : Soit  $H$  hauteur d’étage courant,  $H = 3.06\text{ m}$

$$16 \leq h \leq 18\text{cm.} \quad \rightarrow \quad \text{soit } h = 17\text{ cm}$$

$$26 \leq g \leq 33\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{soit } g = 30\text{ cm}$$

- Vérification de la condition de « BLONDEL » :  $2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{ cm}$

Alors :  $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$  ----- **condition vérifiée**

▪ **Nombre des marches « n »** : Il est lié avec la hauteur d’étage  $H = 3.06\text{m}$  par la relation suivante :  $n = \frac{H}{h} = \frac{306\text{ cm}}{17\text{ cm}} = 18\text{ marches}$ . C’est-à-dire qu’on aura 9 marches par volée.

▪ **Longueur du limon** :  $l = g(n-1) = 30 \times (9-1) = 240\text{ cm} = 2,40\text{ m}$

b) **Pour les volées du RDC** : On a la hauteur  $H = 3,40\text{m}$ .

▪ **Dimensions** : Soient :  $g = 30\text{ cm}$  ;  $h = 17\text{ cm}$  ;  $2h + g = 30 + 2 \times 17 = 64\text{ cm}$

▪ **Condition de BLONDEL** :  $59\text{ cm} < 2h + g = 64\text{ cm} < 66\text{ cm}$  ----- **condition vérifiée**

▪ **Le nombre de marches « n »** : Avec  $H = 3.40\text{ m}$  est la hauteur d’étage RDC.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ marches. C'est-à-dire qu'on aura } \underline{10 \text{ marches}} \text{ par volée .}$$

**Autre solution pour le RDC :** On conçoit 2 volées parallèles mais différentes par le nombre de marches, la hauteur  $H_i$  et la longueur  $L_i$ .

Volée N°1 : nombre de marches =  $n_1$ , la hauteur  $H_1$  et la longueur  $L_1$ .

Volée N°2 : nombre de marches =  $n_2$ , la hauteur  $H_2$  et la longueur  $L_2$ .

Il faut que :  $H_1 + H_2 = H_{rdc} = 3.40 \text{ m}$

$$n_1 + n_2 = n = 20 \text{ marches}$$

Soient  $n_1 = 7$  et  $n_2 = 13$ , alors :

$H_1 = n_1 \times h = 7 \times 17 = 119 \text{ cm} = 1.19 \text{ m}$  ; Longueur  $l_1 = g (n_1 - 1) = 30 \times (7 - 1) = 180 \text{ cm} = 1.80 \text{ m}$

$H_2 = n_2 \times h = 13 \times 17 = 221 \text{ cm} = 2.21 \text{ m}$  ; Longueur  $l_2 = g (n_2 - 1) = 30 \times (13 - 1) = 360 \text{ cm} = 3.60 \text{ m}$

**III.4.4-Calcul des Cornières porteuses des marches :** On considère chaque cornière comme une poutre soumise à un chargé uniformément répartie et à une force concentrée, elle est appuyée aux extrémités par des appuis articulés, les appuis sont les 2 poutres-limons.

a) Schéma statique et section droite :



**Fig.III. 3.16 – Schéma statique et section droite d'une cornière porteuse de marche**

b) Proposition de la section : On adoptera des cornières à ailes égales : **L 50 x 50 x 5** dont les caractéristiques géométriques sont :

G	h=b	t	r <sub>1</sub>	A	z <sub>s</sub> -y <sub>s</sub>	
kg/m	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	
				x10 <sup>2</sup>	x10	
L 50 x 50 x 5 <sup>74</sup>	3,77	50	5	7	4,80	1,40

G	I <sub>y</sub> -I <sub>z</sub>	W <sub>elx</sub> -W <sub>ely</sub>	i <sub>y</sub> -i <sub>z</sub>	I <sub>u</sub>	i <sub>u</sub>	I <sub>v</sub>	i <sub>v</sub>	
kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>4</sup>	mm	mm <sup>4</sup>	mm	
	x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>	x10	
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97

$h = b = 50 \text{ mm}$  ;  $t = 5 \text{ mm}$ .

$$I_y = 10,96 \text{ cm}^4 ; I_z = 10,96 \text{ cm}^4 ; W_{y,el} = 3,05 \text{ cm}^3 ; W_{z,el} = 3,05 \text{ cm}^3 ; A = 4,80 \text{ cm}^2$$

$$Poids = 3.77 \text{ kg/ml}$$

c) Evaluation des charges :

- Dalle granito épaisseur 4 cm, poids volumique 2500 daN/m<sup>3</sup> ; alors : poids = 100 daN/m<sup>2</sup>.
- Surcharge d'exploitation .....250 daN/m<sup>2</sup>.
- poids propre de la cornière : Soit des cornières à ailes égales **L 50x50x5** ; poids = 3.77 daN/m
- Charge linéaire permanente :  $g = 100 \times \text{giron} + \text{poids-propre} = 100 \times 0.30 + 3.77 \approx 34$

daN/ml.

- Charge linéaire d'exploitation :  $q = 250 \times \text{giron} = 250 \times 0.30 = 75 \text{ daN/ml}$ .
- Charge totale combinée à l'ELU :  $P = 1,35g + 1,5q = 158.5 \text{ daN/ml}$ .
- Charge totale combinée à l'ELU :  $P' = g + q = 109 \text{ daN/ml}$ .

d) Calcul des sollicitations maximales  $M_{max}$  et  $V_{max}$ , et flèche  $\Delta$  :

$$M_{max} = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{158.5 \times 1,2^2}{8} = 228.2 \text{ daN.m}$$

$$V_{max} = \frac{P \times L}{2} = \frac{158.5 \times 1,2}{2} = 95.1 \text{ daN}$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{P' \times L^4}{E I_y} = \frac{5 \times 109 \times 1,2^4 \times 10^5}{210000 \times 384 \times 10,96} = 0.12 \text{ cm} \quad \text{تطبيق عددي}$$

e) Vérification de la condition d'ELU de résistance en élasticité :

$$M_{max} \leq M_R = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} ; \gamma_{M0} = 1.10$$

f) Vérification de la condition d'ELS de rigidité :

$$\Delta = 0.12 < \Delta_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ mm} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

g) Vérification de la condition d'ELU de non cisaillement : Elle s'écrit :  $V_{max} \leq V_{Rd}$

$$V_{max} = 95.1 \text{ daN} ; \text{L'effort tranchant de résistance (ou admissible)} : \quad V_{Rd} = \frac{A_V \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$A_V$  : aire de section cisailée.  $A_V = b \times t = 50 \times 5 = 250 \text{ mm}^2$

$$V_{Rd} = \frac{A_V \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{250 \times 235 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1,10} = 25154 \text{ daN}$$

On a:  $V_{max} = 95.1 \text{ daN} < V_{Rd} = 25154 \text{ daN}$  ----- (Condition Vérifiée)

h) Conclusion : Le profil choisit vérifie toutes les conditions donc on retient la cornière **L (50 × 50 × 5) en acier S 235.**

### III.4.5-Calcul des limons support des marches :

En construction métallique ; souvent on choisit des volées en tôles d'acier pliées ; une autre solution consiste à concevoir des marches indépendantes supportées par 2 poutres inclinées appelées limons.

Pour 2 volées parallèles ; on aura 4 limons identiques en profilés *IPE* ; *UPE* ; tubes rectangulaires.

### III.4.6- Calcul élément (1) -le limon : étage courant

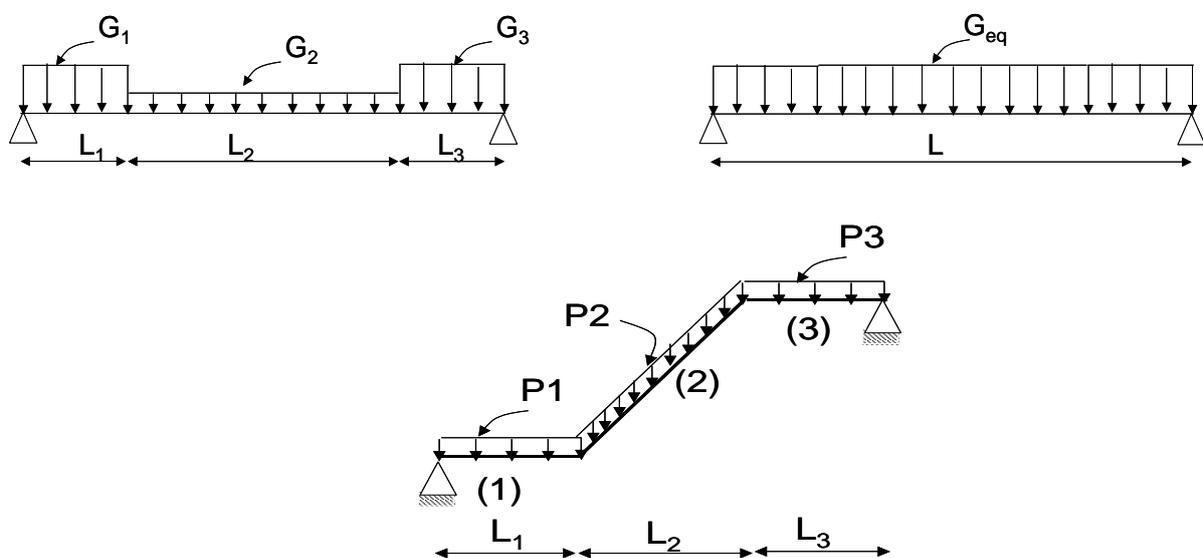


Fig.III.3.17- Schéma statique

-Le limon est étudié comme une poutre sur deux appuis, il travaille dans la flexion simple. On choisit le profil IPE.

#### a) L'effet des charges :

##### Partie (1):

$$\underline{ELU}: P=1,35g+1,5q=1,35(307)+1,5(150)= 639 \text{ daN/ml.}$$

$$\underline{ELS}: P'=g + q= 457 \text{ daN/ml.}$$

##### Partie (2):

$$\underline{ELU}: P=1,35g+1,5q= 1,35(168,6)+1,5(150)= 453 \text{ daN/ml.}$$

$$\underline{ELS}: P'=g + q= 319 \text{ daN/ml.}$$

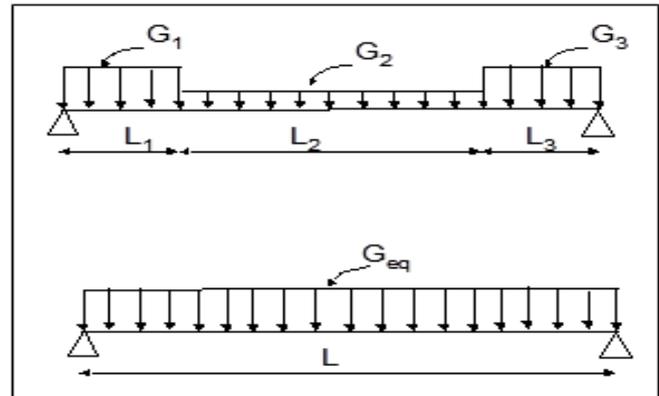
**Partie (3):**

ELU:  $P=1,35g+1,5q = 1,35(307)+1,5(150)= 639 \text{ daN/ml}$ .

ELS:  $P'=g + q= 457 \text{ daN/ml}$ .

$$G_{eq} = \frac{G_1 \times L_1 + G_2 \times L_2 + G_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$= \frac{639 \times 1,70 + 453 \times 2,52 + 639 \times 1,10}{5,32}$$



$G_{eq} = P_{eq} = 551 \text{ daN/ml}$

$\hat{G}_{eq} = \hat{P}_{eq} = 392 \text{ daN/ml}$

**FIG.III.3.18**

$$M_{max} = \frac{P_{eq} \cdot L^2}{8} = \frac{551 \times 5,32^2}{8} = 1949 \text{ daN.m}$$

**b) Condition de résistance :**

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W_y} \leq [f_e] \Rightarrow W_y \geq \frac{M_{max}}{[f_e]} \Rightarrow W_y \geq \frac{1949}{24} \Rightarrow W_y \geq 81 \text{ cm}^3$$

**c) Condition de flèche:**

$$f = \frac{5}{384} * \frac{P'L^4}{E I_y} \leq \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 * 300 * 392 * 5,32^3 * 10^3}{210000 * 384} = 1098 \text{ cm}^4$$

On choisit le profil **IPE 180** dont les caractéristiques sont :

$$I_y = 1317 \text{ cm}^4, \quad W_y = 146 \text{ cm}^3, \quad W_z = 22,2 \text{ cm}^3.$$

$$I_z = 101 \text{ cm}^4, \quad A = 23,9 \text{ cm}^2, \quad P_0 = 18,8 \text{ Kg/m}.$$

**d) Vérification de résistances :**

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W_y} = \frac{1949}{164} = 11,88 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 11,88 \text{ daN/cm}^2 < [f_e] = 24 \text{ daN/cm}^2 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

**e) Vérification de rigidité :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{P'L^4}{E I_y} \leq \frac{L}{300} \quad P' = 392 + 18,8 = 411 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{411 \times 5,32^4 \times 10^5}{210000 \times 1317} = 1.5 \text{ cm} < \frac{532}{300} = 1.77 \text{ cm} \text{ (Condition Vérifiée)}$$

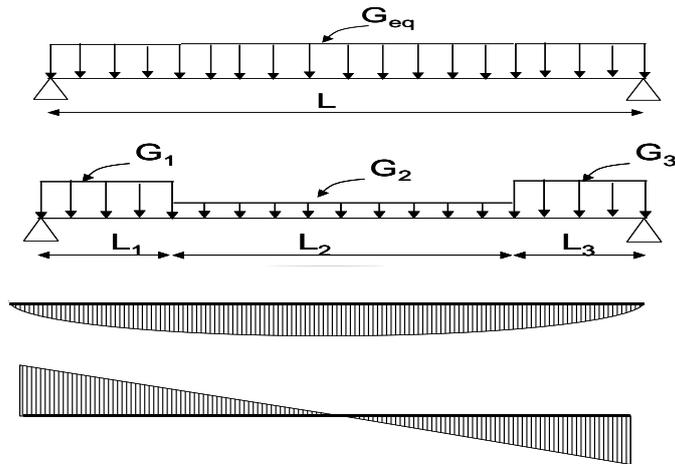


FIG.III.3.19-Le profil vérifie toutes les conditions donc on retient le profil IPE180.

III.4.7-Calcul élément : étage RDC

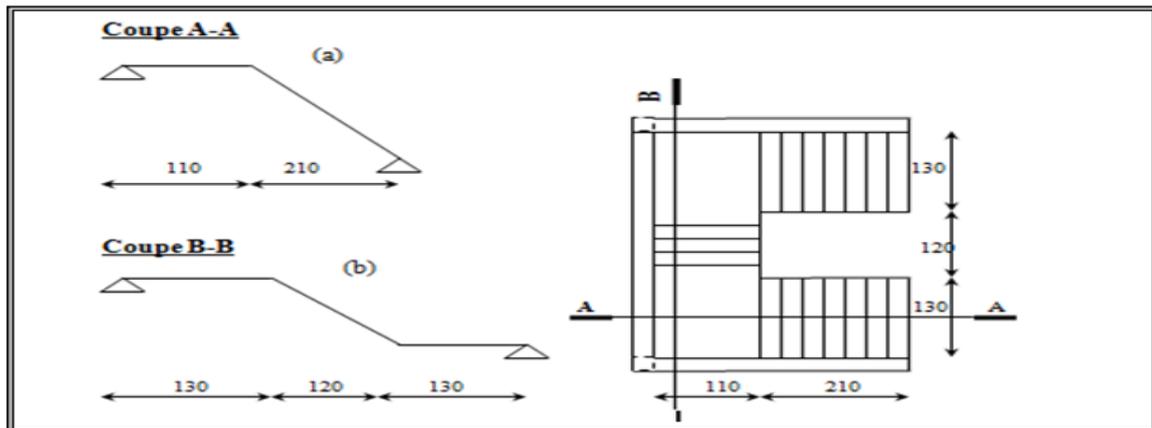


Fig.III.3.20- vue en plan

➤ le limon 1:

L'effet des charges :

Partie (1):

ELU:  $P=1,35g+1,5q=1,35(167)+1,5(150)= 450 \text{ daN/ml.}$

ELS:  $P'=g + q= 317 \text{ daN/ml.}$

Partie (2):

ELU:  $P=1,35g+1,5q = 1,35(307)+1,5(150)= 686 \text{ daN/ml.}$

ELS:  $P'=g + q= 457 \text{ daN/ml.}$

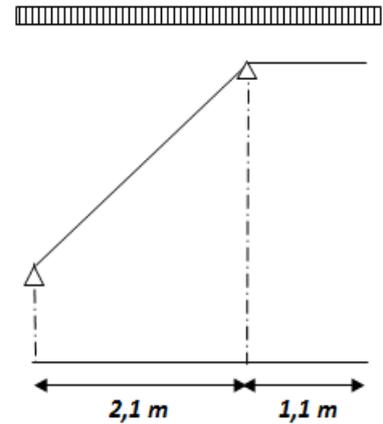


FIG.III.3.21

Schéma statique :

$$G_{eq} = \frac{G_1 \times L_1 + G_2 \times L_2}{L_1 + L_2} = \frac{450 \times 2,1 + 686 \times 1,1}{3,2}$$

$G_{eq} = P_{eq} = 531 \text{ daN/ml}$

$\dot{G}_{eq} = \dot{P}_{eq} = 365 \text{ daN/ml}$

$M_{max} = \frac{P_{eq} \cdot L^2}{8} = \frac{531 \times 3,2^2}{8} = 680 \text{ daN.m}$

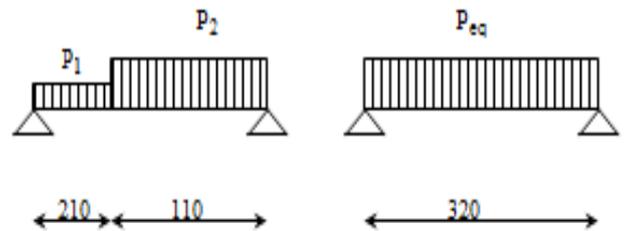


FIG.III.3.22

➤ Le limon 2 :

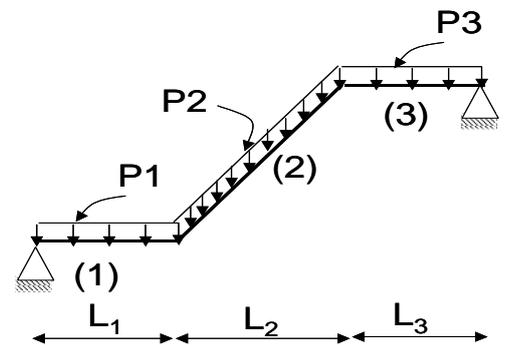
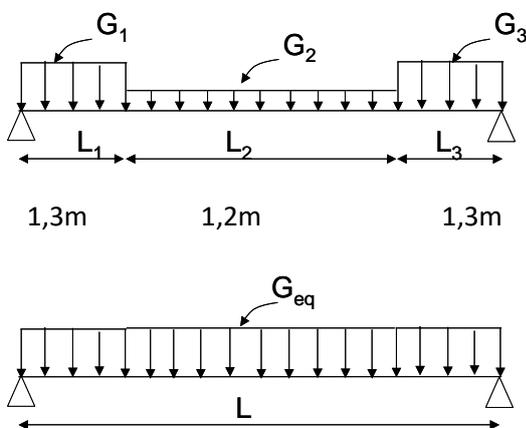


FIG.III.3.23

➤ L'effet des charges :

**Partie (1):**

$$\underline{ELU}: P=1,35g+1,5q=1,35(307)+1,5(150)= 639 \text{ daN/ml.}$$

$$\underline{ELS}: P'=g + q= 457 \text{ daN/ml.}$$

**Partie (2):**

$$\underline{ELU}: P=1,35g+1,5q= 1,35(168,6)+1,5(150)= 453 \text{ daN/ml.}$$

$$\underline{ELS}: P'=g + q= 319 \text{ daN/ml.}$$

**Partie (3):**

$$\underline{ELU}: P=1,35g+1,5q= 1,35(307)+1,5(150)= 639 \text{ daN/ml.}$$

$$\underline{ELS}: P'=g + q= 457 \text{ daN/ml.}$$

$$G_{eq} = \frac{G_1 \times L_1 + G_2 \times L_2 + G_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$= \frac{639 \times 1,30 + 453 \times 1,20 + 639 \times 1,30}{3,80}$$

$$G_{eq} = P_{eq} = 580 \text{ daN/ml}$$

$$\dot{G}_{eq} = \dot{P}_{eq} = 413 \text{ daN/ml}$$

$$M_{max} = \frac{P_{eq} \cdot L^2}{8} = \frac{580 \times 3,80^2}{8} = 1047 \text{ daN.m}$$

**a) Condition de résistance :**

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W_y} \leq [f_e] \Rightarrow W_y \geq \frac{M_{max}}{[f_e]} \Rightarrow W_y \geq \frac{1047}{24} \Rightarrow W_y \geq 44 \text{ cm}^3$$

**b) Condition de flèche:**

$$f = \frac{5}{384} * \frac{P \cdot L^4}{E I_y} \leq \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot 300 \cdot 413 \cdot 3,80^3 \cdot 10^3}{210000 \cdot 384} = 422 \text{ cm}^4$$

On choisit le profil **IPE 140** dont les caractéristiques sont :

$$I_y = 541 \text{ cm}^4 \quad , \quad W_y = 77,3 \text{ cm}^3, \quad W_z = 12,3 \text{ cm}^3.$$

$$I_z = 44,9 \text{ cm}^4 \quad , \quad A = 16,4 \text{ cm}^2 \quad , \quad P_0 = 12,9 \text{ Kg/m.}$$

c) Vérification de résistances :

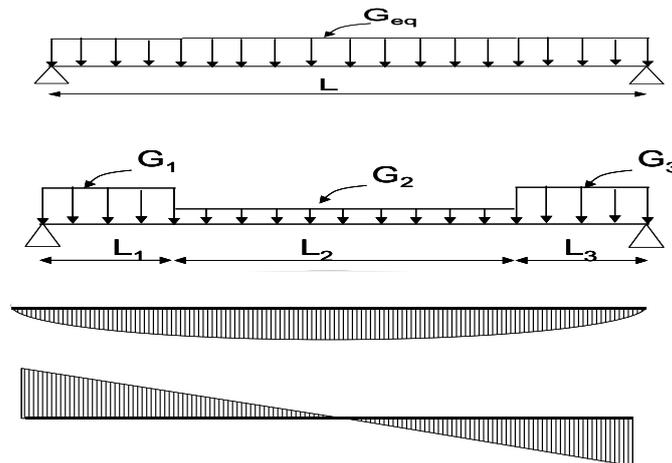
$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_y} = \frac{1047}{77,3} = 13,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 13,5 \text{ daN/cm}^2 < [f_e] = 24 \text{ daN/cm}^2 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

d) Vérification de rigidité :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{P'L^4}{E I_y} \leq \frac{L}{300} \quad P' = 413 + 12,9 = 426 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{426 \times 3,80 \times 10^5}{210000 \times 541} = 0,019 \text{ cm} < \frac{380}{300} = 1,3 \text{ cm} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$



Le profil vérifie toutes les conditions donc on retient le profil IPE140

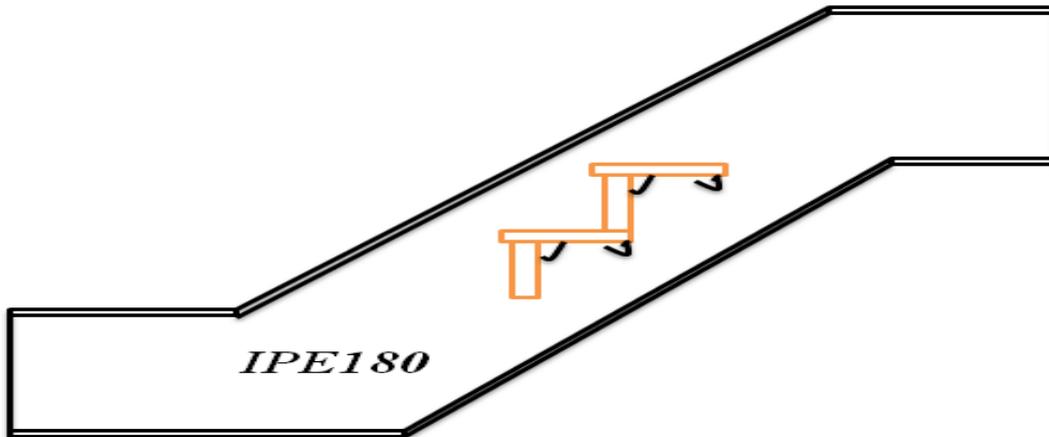
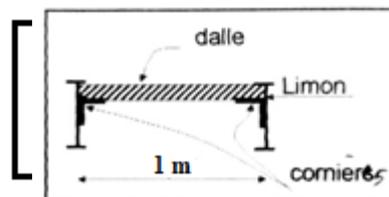


FIG.III.3.24

	L (m)	$P_u$ (daN/ml)	$P_s$ (daN/ml)	$M_u$ (daN.m)	$T_u$ daN	A Cm <sup>2</sup>	$A_{\text{ajpt}}$ par/ml	ST (cm)	f
Sans xx	1	933,27	655,2	197,15	606,63	1,17	5φ6/ml	20	C.V
Sans yy	1	933,27	655,2	197,15	606,63	1,33	5φ6/ml	20	C.V

FIG.III.3.25



III.4.8- Calcul des éléments d'un palier de repos :

On utilise une dalle coulée sur place d'épaisseur.

$$e_m \geq 4\text{cm} \quad e_m \geq \frac{l}{30} + \frac{100}{30} = 3.33\text{cm} \text{ on choisit } (e=6\text{cm}) .$$

la résistance de béton  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  .

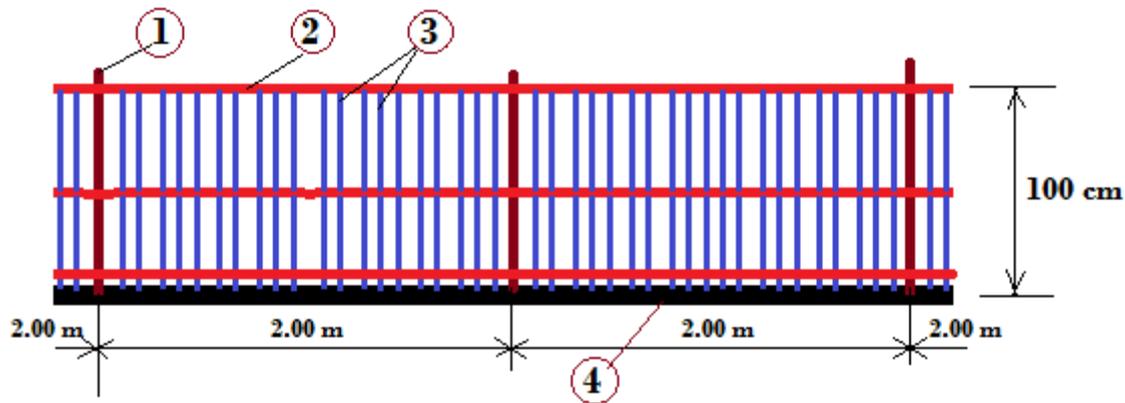
La dalle du palier de repos sur des corniers.

$P_u$ daN	M dan.m	T daN	$\sigma_r$ daN/mm <sup>2</sup>	$\tau$ daN/mm <sup>2</sup>	choix
608,12	12,16	608,12	17,13	0,02	25x25x3

FIG.III.3.26

### III.5-L'acrotère :

C'est une grille métallique conçue forfaitairement comme le montre la figure suivante.



- ① Tube RHC 60 x 40 x 6 ; 1 barre chaque 2 mètres ; poids = 5.64 kg/m
- ② Tube SHC 40 x 40 x 4 ; 3 barres horizontales à espacement 50 cm ; poids = 4.4 kg/m
- ③ Fers carrés 10 x 10 ou Fers ronds diamètre 12 ; 10 barres par mètre à espacement 10 cm ; poids = 3.5 kg/m
- ④ Dalle du plancher terrasse

Fig.III.3.28 – Conception de l'acrotère ; une grille métallique

$P_{acr}$  : Poids de l'acrotère ;

$P_{acr}$  = Somme des Poids des barres 1, 2 et 3 par mètre de longueur horizontale

$$\text{Poids}_{,1} = G_1 \times L_1 \times 1 \text{ barre} = 5.64 \text{ daN/m} \times 1 \text{ m} = 5.64 \text{ daN}$$

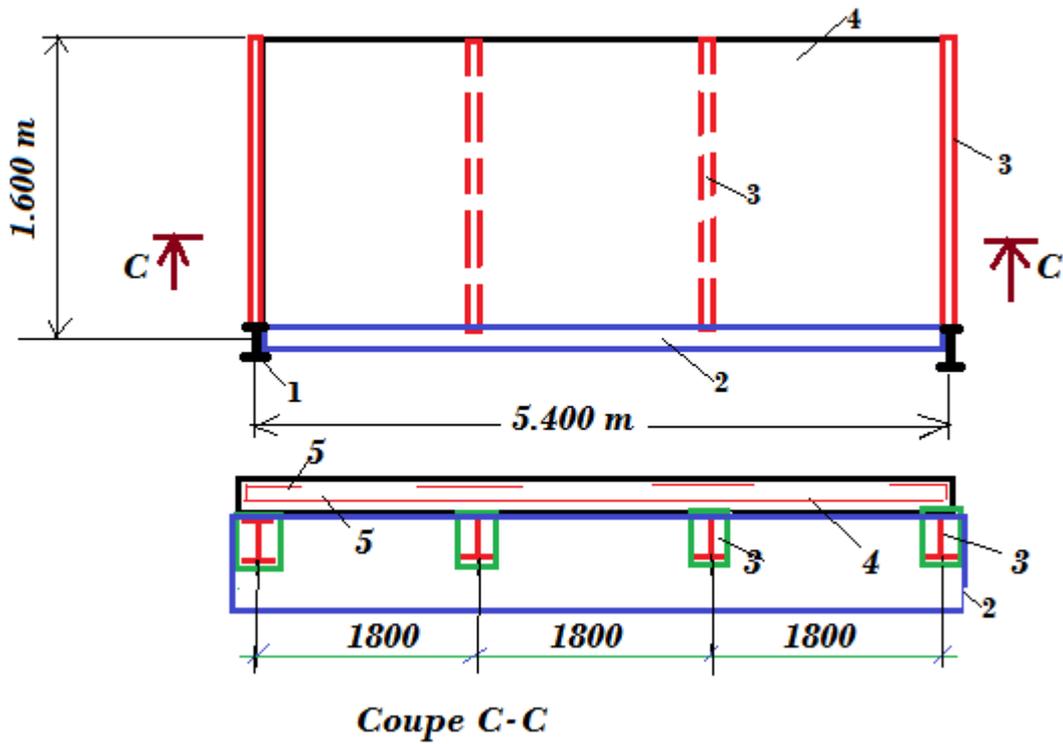
$$\text{Poids}_{,2} = G_2 \times L_2 \times 3 \text{ barres} = 4.4 \text{ daN/m} \times 1 \text{ m} = 13.24 \text{ daN}$$

$$\text{Poids}_{,3} = G_3 \times L_3 \times 10 \text{ barres} = 3.5 \text{ daN/m} \times 1 \text{ m} \times 10 = 35.0 \text{ daN}$$

Alors,  $P_{acr} = \text{Poids}_{,1} + \text{Poids}_{,2} + \text{Poids}_{,3} \approx \underline{\underline{54 \text{ daN/ mètre}}}$  de longueur horizontale

### III.6-Les planchers-balcons :

balcon est une dalle portante en béton armé avec quelques couches d'étanchéité, de revêtement supérieur et de de revêtement inférieur. On conçoit forfaitairement ces planchers, la dalle est une plaque supportée par 3 appuis comme le montre la figure suivante.



**Fig.III.3.2 : Vue en plan sur balcon**

( 1- Poteau ; 2- Traverse de plancher ; 3- Solive L = 1.60m en IPE 220 ; 4- Dalle en béton armé épaisseur 15 cm ; 5- armature de dalle)

# **Chapitre 4**

---

## **Evaluation des actions climatiques (neige et vent)**

---

## Chapitre 4 – Evaluation des actions climatiques (neige et vent)

### IIV. 1- Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges de neige et les pressions du vent pouvant agir sur notre bâtiment, on les résume dans l'expression : actions climatiques. Pour cela, nous appliquons les directives du document technique réglementaire DTR C 2-47 intitulé « Règles Neige et Vent RNV 2013 ». Ce document est d'application obligatoire pour les projets de constructions situées en Algérie, il se compose de deux parties, la première est destinée à l'évaluation des charges de neige dans le nord du pays pouvant tomber sur les toitures et sur toute surface horizontale, ce territoire est divisé en trois zones : A, B et C. Le sud du pays est classé zone D, il n'y a pas de chutes de neige, alors on tiendra compte des charges d'ensablement ayant pour origine les vents du Sahara. La seconde partie du RNV concerne l'évaluation des actions du vent sous forme de forces surfaciques appelées : pressions, ou sous forme de forces globales appelées : actions d'ensemble.

Les forces du vent peuvent causer l'instabilité générale d'une construction, en particulier si celle-ci est légère et élancée. D'autre part, les actions du vent peuvent causer des dégâts dans les éléments constructifs des façades, dans les éléments de toiture et dans les éléments exposés tels que les acrotères et balcons. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions ; leurs natures et leurs intensités.

Au sujet de l'association des effets venant des deux types de forces horizontales : les forces du vent (désignées par :  $W$ ) et les forces sismiques (désignées par :  $E$ ), nous signalons que cette association n'est pas prévue par les règlements techniques DTR de conception et de dimensionnement des structures métalliques de bâtiments. En effet, le DTR Règles CCM 97 et le DTR Règles Parasismiques Algériennes RPA 2003 n'exigent pas de combiner les deux actions du vent et des séismes. C'est pourquoi, en zones sismiques, l'étude des bâtiments exige d'évaluer ces deux types d'actions, ensuite les vérifications de sécurité (Etats Limites Ultimes - ELU) et vérifications d'aptitude au service (Etats Limites de Service - ELS) vont être effectuées sur la base de l'une des deux actions selon le cas :

- Pour les Etats Limites Ultimes – ELU, l'action sismique  $E$  sur un bâtiment à étages est certainement plus défavorable que l'action du vent  $W$ , c'est l'action sismique qui sera retenue.

- Pour les Etats Limites de Service – ELS, l'action sismique  $E$  n'est pas prévue par tous les règlements, alors c'est l'action du vent  $W$  qui sera retenue. Le fait de ne pas tenir compte de l'action sismique est justifié pour deux raisons, la première raison est l'importance du critère économique du dimensionnement des structures du génie civil, malgré que les forces sismiques pouvant agir sur un bâtiment à étages sont supérieures (donc, plus dangereuses) aux forces du vent. La deuxième raison est la nature rare et accidentelle de l'action sismique ; la probabilité d'atteindre des intensités élevées est presque égale à zéro, le risque encouru est admis par les règlements techniques CCM 97 et RPA 2003.

## IV.2- L'étude des actions du vent

**IV.2.1- Objectifs d'étude et Principe de calcul :** L'évaluation des actions du vent sur notre bâtiment sera faite conformément au règlement « Neige et Vent - RNV 2013 ». Dans la partie II du RNV, on définit l'action du vent comme étant variable et assez fréquente, elle sera évaluée en terme de « pressions » désignées par :  $W$  (en  $N/m^2$ , en  $daN/m^2$ , ou  $kN/m^2$ ). D'autre part, l'action du vent peut être évaluée en terme de forces résultantes appelées : « actions d'ensemble », celles-ci sont désignées par :  $F_w$  (en  $daN$  ou  $kN$ ).

La détermination des différentes actions dues au vent doit se faire dans deux directions orthogonales, nous considérons les deux directions  $XX$  et  $YY$  du plan d'architecture ; donc les directions parallèles aux façades, comme le montre la figure 5.1 ci-dessous.

**IV.2.2-Objectifs d'étude :** Nous avons deux objectifs à atteindre :

- 1- Le calcul de la pression de vent  $W$  sur chaque paroi, soit qu'elle est une :
  - Une façade ; on parle de paroi verticale,
  - Un plan ou versant de toiture.
- 2- Le calcul des actions d'ensemble  $F_w$  définies comme étant les forces résultantes des pressions  $W$  projetées sur une direction (en plan  $X$  et  $Y$ , ou verticale  $Z$ ), auxquelles on ajoutera les forces de frottement  $F_f$  si celles-ci ne sont pas nulles.

**IV.2.3-Principe de calcul :** Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux façades du bâtiment. Nous avons choisi deux directions ( $X$ ) et ( $Y$ ), celles du plan du bâtiment. On désigne les actions du vent suivant ces directions comme suit :

- $V1$  : L'action du vent perpendiculaire aux petites **façades** ; direction  $XX$ .
- $V2$  : L'action du vent perpendiculaire aux grandes **façades** ; direction  $YY$ .

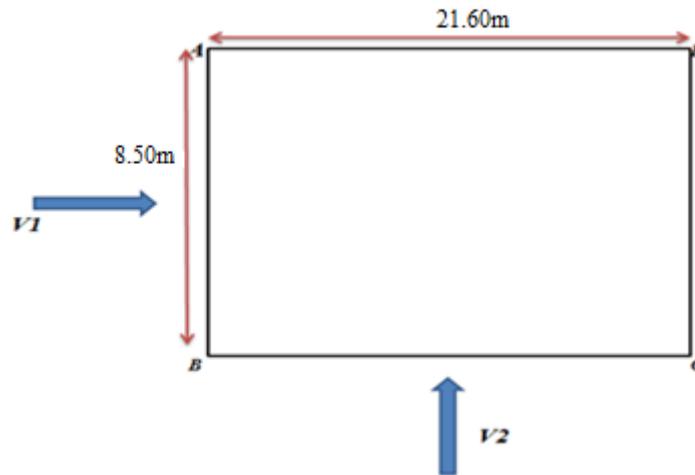


Figure 5.1 – Désignation des actions V1 et V2 du vent sur la vue en plan.

#### IV.2.4-Paramètres de calcul du vent :

- Implantation du bâtiment : il sera implanté dans la ville de Biskra,
- Zone du site : La ville de Biskra est classée en zone **III**, alors la pression de référence est :  $q_{ref} = 500 \text{ N/m}^2$ , cette valeur a été tirée de l'annexe I du RNV-partie II.
- Terrain de catégorie **I**. Le tableau (2.4) donne les paramètres du terrain suivants :

$K_T$  : facteur de terrain ;  $K_T = 0.215$

$Z_o$  : Paramètre rugosité (en m) ;  $Z_o = 0,3 \text{ m}$

$Z_{min}$  : hauteur minimale (en m) ;  $Z_{min} = 5 \text{ m}$

$\varepsilon = 0,61$  : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique  $C_d$ .

- Coefficient de Topographie  $C_t$  : On définit un coefficient  $C_t$ , il prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent en fonction de la pente du terrain, sa valeur est donnée par le tableau (2.5). Pour un site plat  $\rightarrow C_t = 1$ .
- Coefficient dynamique  $C_d$  : La valeur de  $C_d$  est donnée dans le chapitre 3 du RNV. L'article 3.2 du RNV-partie II donne une valeur simplifiée :  **$C_d = 1$** . Elle est valable pour le cas d'un : « bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent ». C'est le cas de notre bâtiment puisque sa hauteur totale est :  $h = 18,70 \text{ m}$ , elle est donc  $< 100 \text{ m}$  et :

Pour le vent V1,  $b = 25 \text{ m}$  ; donc :  $h = 18,70 \text{ m} < 4 \times b = 100 \text{ m}$  ; -----  **$C_d = 1$**

Pour le vent V2,  $b = 9.35 \text{ m}$  ; donc :  $h = 18,70 \text{ m} = 2 \times b = 4 \times 9.35 = 37.40 \text{ m}$  -----  **$C_d = 1$**

#### IV.2.5-Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p$

**\* Formule de calcul**

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$ , qui s'exerce sur un élément de surface  $j$ , à la hauteur de référence  $z_e$ , est donnée par la formule suivante (2.1) du RNV:  $q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e)$

où :

$q_{réf}$  (N/m<sup>2</sup>) est la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 en fonction de la zone de vent (voir l'annexe I de RNV) ;

$C_e$  est le coefficient d'exposition au vent (voir la section 2.4 de RNV) ;

$z_e$  (en m) est la hauteur de référence donnée en 2.3.2 ;

**\* Hauteur de référence  $z_e$** 

- Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales,  $z_e$  est déterminée comme indiqué par la figure 2.1 ;
- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent,  $z_e$  est pris égal à la hauteur du bâtiment au-dessus du niveau du sol ;
- Pour les toitures,  $z_e$  est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments ;

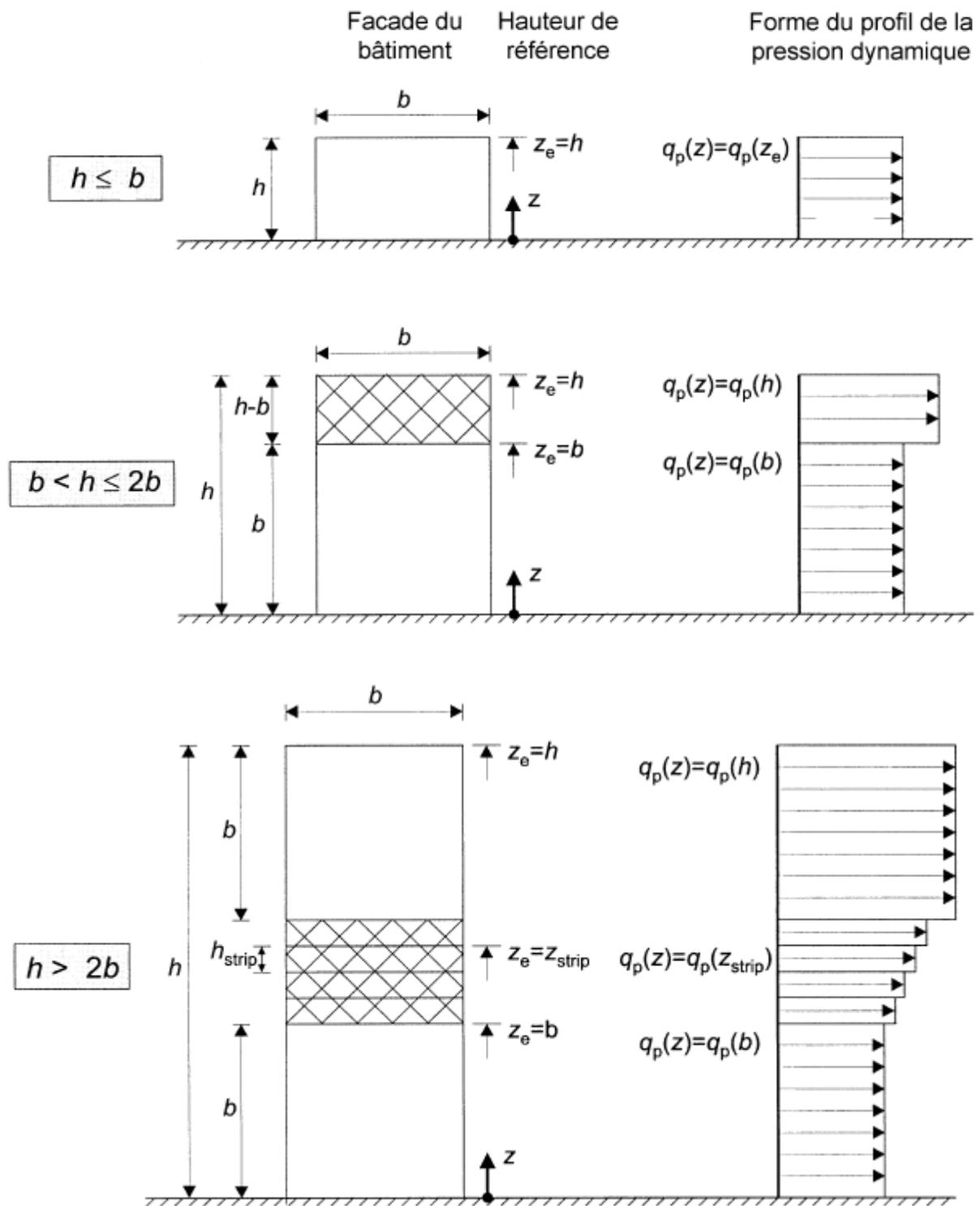


Figure : Hauteur de référence  $z_e$  et schéma de la répartition de la pression dynamique  $q_p(z)$   
(Référence : Figure 2.1 du RNV)

Il est admis de supposer que la pression dynamique est uniforme sur chaque bande horizontale considérée.

- Pour le vent V1,  $b = 25 \text{ m}$  ; donc :  $h = 18,70 \text{ m} < b$  ; alors il suffit de prendre une seule valeur :  $z_e = b = 25 \text{ m}$
- Pour le vent V2,  $b = 9.35 \text{ m}$  et  $2b = 18.70$ , donc c'est le 2<sup>ème</sup> cas de la figure ci-dessus :  $b < h = 18,70 \text{ m} \leq 2b = 18.70$  ; alors nous devons prendre 2 valeurs de la hauteur de référence  $z_e$  :  $z_{e,1} = b = 9.35 \text{ m}$  ;  $z_{e,2} = h = 18.70 \text{ m}$

### IV .3- Coefficient d'exposition $C_e(z)$ :

#### IV .3.1-Définitions :

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

**IV.3.2-Formules de calcul :** Le coefficient d'exposition  $C_e(z)$  est donné par la formule suivante (2.2) du RNV :  $C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)]$

où :

- $C_r$  est le coefficient de rugosité (voir l'article 2.4.4 du RNV).
- $C_t$  est le coefficient de topographie (voir l'article 2.4.5 du RNV).
- $I_v(z)$  est l'intensité de la turbulence (voir l'article 2.4.6 du RNV).
- $z$  (en m) est la hauteur considérée.

Dans le cas où  $C_t(z) = 1$ , le coefficient d'exposition  $C_e(z)$  est donné par le tableau 2.3 du RNV.

### IV.4- Base de calcul :

#### IV .4.1-Calcul de l'action du vent :

Le calcul de l'action du vent doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la structure.

Le règlement distingue pour les différentes structures deux catégories de construction :

- ◆ Catégories I : Regroupe les bâtiments à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé ...etc.
- ◆ Catégories II : Regroupe les constructions ajourées telle que les constructions verticales en treillis.

### IV.4.2- Cheminement de calcul :

Tout projet est intégré à un environnement pouvant être décomposé en trois sous environnements influents chacun sur l'évolution des actions éoliennes :

- L'environnement lointain : Représente la région géographique où se situe le projet.
- L'environnement proche : Représente le site d'implantation du projet.
- L'environnement très proche : C'est la construction elle-même.

Le règlement prend en compte l'influence de la région du projet par la désignation des pressions de référence propres à chaque région du pays.

Quant aux influences du site et de la construction, elles sont considérées par le règlement de la manière suivante :

a) Influence du site :

Elle est prise en compte à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient d'exploitation ( $C_e(z)$ ), ce dernier prend en compte les effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité ( $C_r(z)$ ) et de la topographie du site par le coefficient de topographie ( $C_t(z)$ ).

Le règlement distingue entre les constructions sensibles aux excitations dynamiques (C.S.E.D) et celles peu sensibles aux excitations dynamiques (C.P.S.E.D) par l'introduction du coefficient dynamique ( $C_d$ )

- Si  $C_d < 1,2 \Rightarrow$  C.P.S.E.D.

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

- Si  $C_d \geq 1,2 \Rightarrow$  C.S.E.D.

$$\Rightarrow C_e(z) = C_r^2(z) \times C_t^2(z) \times (1 + 2g_b(z)).$$

$C_d$  : est obtenu par interpolation linéaire des courbes données par l'abaque de la figure 3.1 du règlement.

$C_r$  : est défini suivant la hauteur considérée ( $z$ ) en mètre par la loi suivante :

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m.}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z \leq Z_{\min}.$$

b) Influence de la structure :

La forme géométrique de la structure, la position de l'élément structural ainsi que sa composition influent considérablement sur les actions du vent.

➤ **Coefficients de rugosité Cr :**

Le coefficient de rugosité Cr(Z) traduit l'influence de la rugosité du terrain et de la hauteur, sur la vitesse moyenne du vent, il est défini par la formule (2.15)

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T L_n \left( \frac{Z}{Z_0} \right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200m. \\ C_r(z) = K_T L_n \left( \frac{Z_{\min}}{Z_0} \right) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

➤ **Exemple de calcul :**

- Pour  $Z_6 = 9.35m$  :

$$Cr(9.35) = 0,215 \times \ln\left(\frac{9,35}{0,3}\right) = 0.73$$

$$Ce(9.35) = 1^2 \times 0.73^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times 0.215}{1 \times 0.73} \right] = 1.63$$

$$q_p(7.82) = 50.0 \times 1.54 = 77 \text{ daN/m}^2$$

Z (m)	K <sub>T</sub>	Z <sub>0</sub> (m)	C <sub>r</sub>	C <sub>t</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>ref</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
1,70	0,215	0,3	0,37	1	0.69	50	34.5
3.23	0,215	0,3	0.51	1	1.02	50	51

4.76	0,215	0,3	0.59	1	1.23	50	61.5
6.29	0,215	0,3	0.65	1	1.40	50	70
7.82	0,215	0,3	0.70	1	1.54	50	77
9.35	0,215	0,3	0.73	1	1.63	50	81.5

Tableau.VI.4.1- Coefficients des  $C_{rct}$  et  $c_{ce}$  :

#### IV.4.3-La détermination des coefficients de pression $C_{pe}$ et $C_{pi}$ :

$C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure.

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure.

➤ **Coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$**  : Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendant de la surface chargée par le vent.

$C_{pe}$  s'obtient à partir de la formule suivante :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \dots \dots \dots \text{si } S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \dots \dots \dots \text{si } S \geq 10m^2$$

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

$S$  : la surface chargée de la paroi considérée. Dans notre cas, toutes les parois ont des surfaces

$S \geq 10m^2$  donc  $C_{pe} = C_{pe.10}$

##### a) **Parois verticales :**

**VI:** La résultante des actions du vent sur une petite **façade** ; direction XX.

$$h=18.70 \text{ m}; b = 8.50 \text{ m}; e = \text{Min}(b; 2h) \Rightarrow e = \text{Min}(8.5; 2 \times 18.7) = 8.50 \text{ m.}$$

$b$ : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la

Construction.

$h$ : La hauteur totale de la construction.

**Cas où**  $d > e \Rightarrow (21.60\text{m} > 8.50\text{m})$  donc:

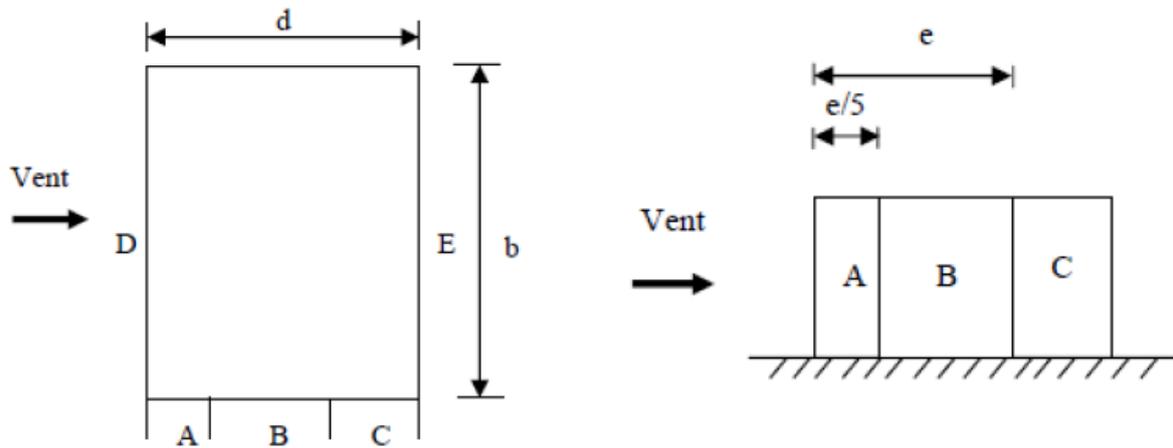


Figure 5.2- vue en plan Parois verticales sur une façade pignon

D'après le tableau VI.4.2 du RNV, on a :

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

Tableau .VI.4. 2-du RNV

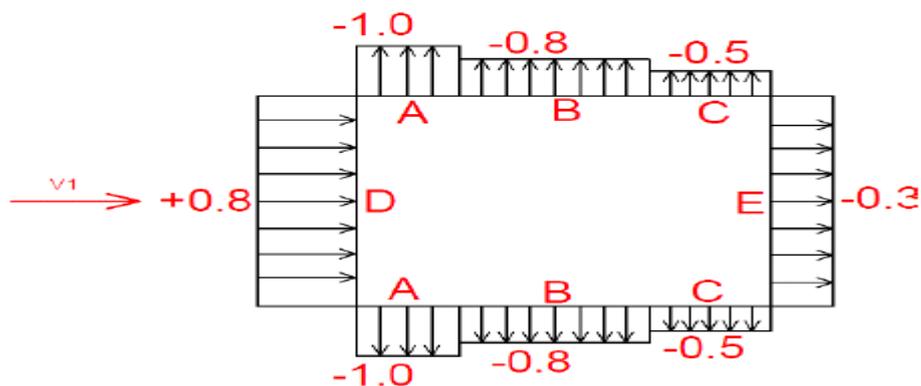


Figure 5.3- résultante des actions du vent sur une petite façade

a) Parois verticales :

**V2:** La résultante des actions du vent sur **une grande façade** ; direction YY.

$h = 18.70 \text{ m}$ ;  $b = 21.60 \text{ m}$ ;  $e = \text{Min}(b, 2h) \Rightarrow e = \text{Min}(21.60, 2 \times 18.70) = 21.60 \text{ m}$ .

Cas où  $d=e \Rightarrow (21.60\text{m}=21.60\text{m})$  donc Pour notre cas en prend la 2<sup>ème</sup> solution.

Zones	A	B	D	E
$C_{pe, 10}$	-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

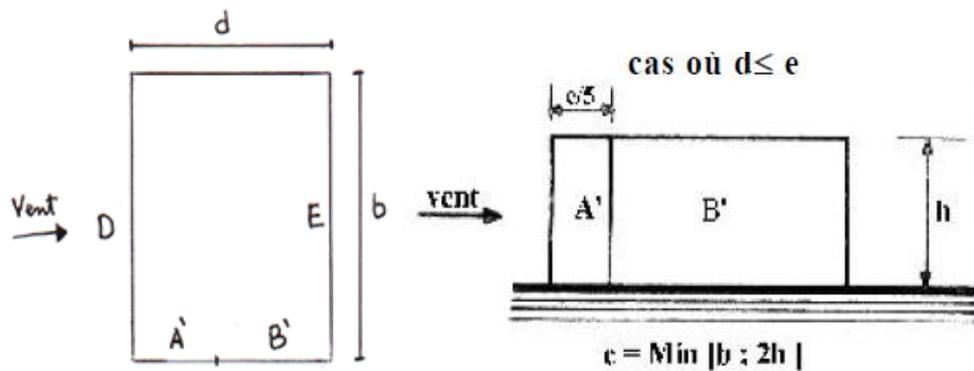


Figure 5.5- vue en plan Parois verticales sur une façade long-pan

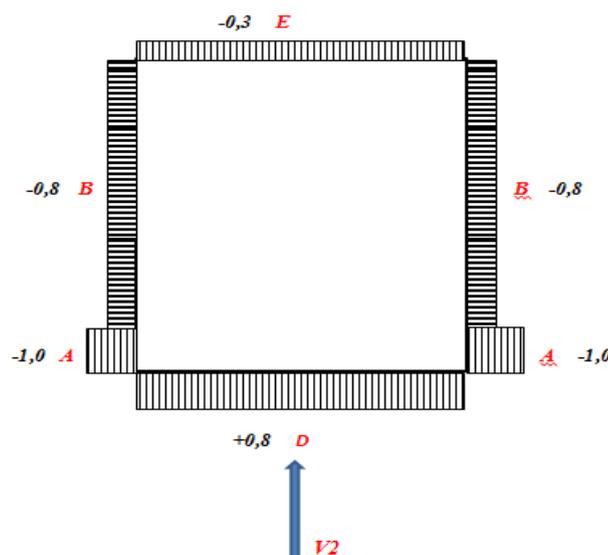


Figure 5.6- résultante des actions du vent sur une façade long-pan

#### IV.4.4- Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ :

Le  $C_{pi}$  dépend de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent.}}{\sum \text{Des surfaces de toutes les ouvertures.}}$$

Mais, dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées, sans passer par le calcul de  $\mu_p$ :  $C_i = +0.8$  et  $C_i = -0.5$

#### IV.4.5- Détermination de la pression dynamique due au vent :

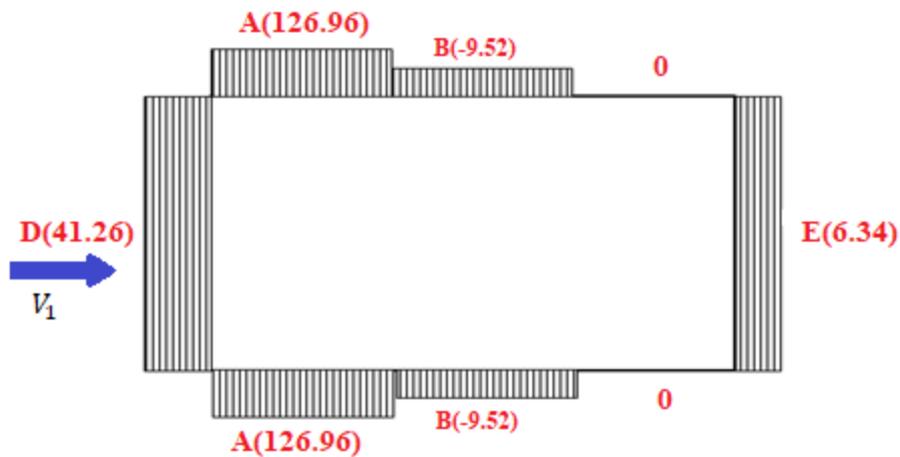
La pression due au vent  $W$  qui s'exerce sur une construction à la hauteur  $z$  est donnée par la formule suivante :  $W = C_d \cdot q_p \cdot (C_{pe} - C_{pi})$

##### a) Parois verticales :

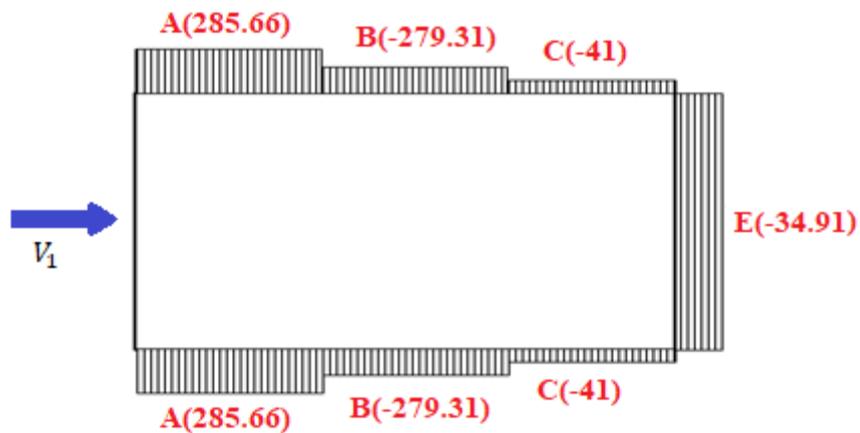
Zone	$C_d$	$q_p$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	1	34.5	-1,0	+0,8	-285.66
				-0,5	126.96
B	1	34.5	-0,8	+0,8	-279.31
				-0,5	-9.52
C	1	34.5	-0,5	+0,8	-41
				-0,5	0

$D$	$I$	34.5	+0,8	+0,8	0
				-0,5	41.26
$E$	$I$	34.5	-0,3	+0,8	-34.91
				-0,5	6.34

Si  $C_{pi} = -0.5$



Si  $C_{pi} = +0.8$



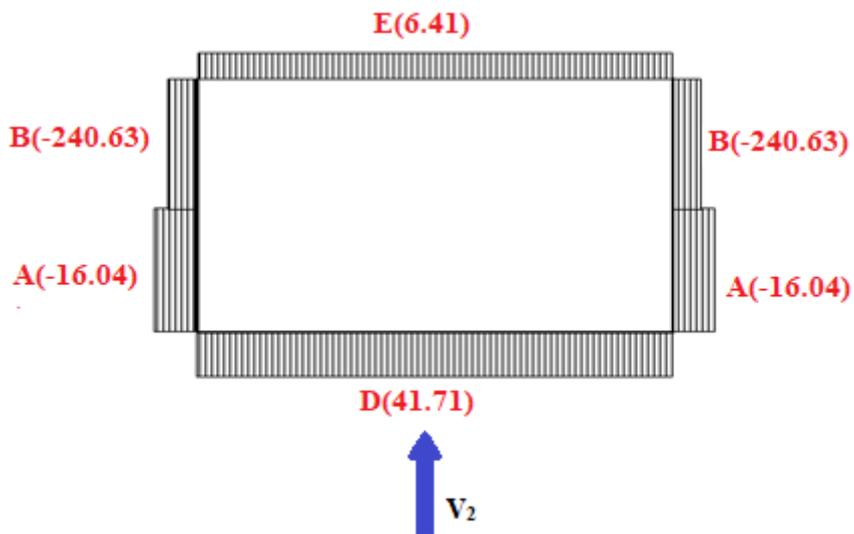
Etude pour l'action du vent V2 perpendiculaire à la façade long-pan ; direction YY

On résume les résultats comme suit :

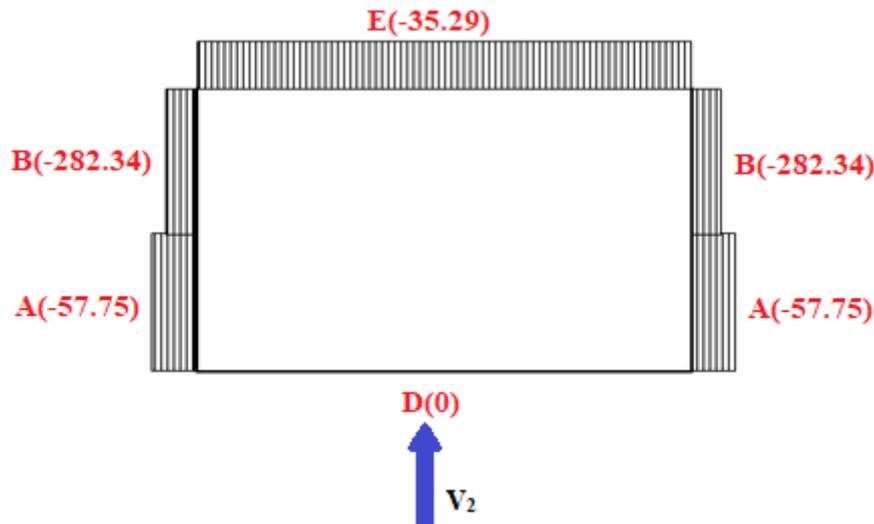
- Parois verticales :

Zone	$C_d$	$q_p$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	1	34.5	-1,0	+0,8	-57.75
				-0,5	-16.04
B	1	34.5	-0,8	+0,8	-282.34
				-0,5	-240.63
D	1	34.5	+0,8	+0,8	0
				-0,5	41.71
E	1	34.5	-0,3	+0,8	-35.29
				-0,5	6.41

Si  $C_{pi} = -0.5$



Si  $C_{pi} = +0.8$



#### IV.4.6-Calcul des forces de frottement :

Pour notre construction, les forces de frottement sont nulles pour les deux conditions. En effet, selon l'article 1.4.2, les forces de frottement doivent être calculées si l'une des conditions suivantes est satisfaite :  $d/b \geq 3$ , ou  $d/h \geq 3$ .

On a :  $b=8.50\text{m}$ ;  $d=21.60\text{m}$ ;  $h=18.70\text{m}$ .

$(d/b) = (21.60 / 8.50) = 2.54 < 3$  .....Non vérifiée.

$(d/h) = (21.60 / 18.70) = 1.15 < 3$  ..... Non vérifiée.

Alors la force de frottement  $F_{fr} = 0$

#### IV .4.7-Forces résultantes $F_w$ ou Actions d'ensemble :

La force résultante  $F_w$  appliqué sur notre bâtiment peut être décomposée en trois forces :

$$\vec{F_w} = \vec{F_w,z} + \vec{F_w,x} + \vec{F_w,y}$$

→ Une force de soulèvement  $F_w,z$ ,

→ Une force globale horizontale  $F_w,horiz$ , qui se décompose en deux forces  $F_w,x$  et  $F_w,y$  appliquées suivant les directions  $x$  et  $y$  respectivement.

Dans notre structure, l'action de la force de soulèvement  $F_w,z$  est négligeable parce qu'il y a des planchers très lourds ; le bâtiment est certainement stable.

La force résultante  $F_w$  est donnée par : (art 2.1.2 du RNV).

$$F_w = \sum w_j * S_j + \sum F_{fr} \text{ (projetées sur une direction choisie)}$$

→  $w_j$  (N/m<sup>2</sup>) : la pression du vent sur un élément de surface j.

→  $S_j$  (en m<sup>2</sup>) : est l'aire de la paroi ou de l'élément étudié.

→  $F_{Frj}$  (en N) : La force de frottement.

➤ **Calcul des surfaces S :**

S<sub>1</sub>: Surface de RDC.

S<sub>2</sub>: Surface de l'étage courant.

a) **Pour le vent V1 :**

$$S_1 = h_1 \times b = 3,40 \times 8,50 = 28,9 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_3 = S_4 = S_5 = S_6 = h_2 \times b = 3,06 \times 8,50 = 26,01 \text{ m}^2$$

$$F_w = 77171,42 + 12125,88 = 89297,3 \text{ daN}$$

$$F_w = 94532,84 + 10260,36 = 104793,2 \text{ daN}$$

**Donc:  $F_{w,x} = 1940,9 \text{ kN}$**

b) **Pour le vent V2:**

$$S_1 = h_1 \times b = 3,40 \times 21,60 = 73,44 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_3 = S_4 = S_5 = S_6 = h_2 \times b = 3,06 \times 21,60 = 66,09 \text{ m}^2$$

$$F_w = 96182,75 + 15112,99 = 111295,7 \text{ daN}$$

$$F_w = 81385,40 + 12787,92 = 94173,3 \text{ daN}$$

**Donc :  $F_{w,y} = 2054,7 \text{ kN}$**

#### IV.4.8-Excentricité de la force globale horizontale :

Selon l'article 2.2.1 et 2.2.2 page 44 on doit tenir compte d'une excentricité  $e = \pm \frac{b}{10}$  dans les

deux directions. Ceci est important pour calculer les systèmes de contreventement à la torsion.

Notre structure à une excentricité égale à :

- Sens XX:  $e = \pm \frac{8,50}{10} = \pm 0,85 \text{ m}$

- Sens YY:  $e = \pm \frac{21,60}{10} = \pm 2,16 \text{ m}$

### IV.5-Evaluation de la charge de neige :

#### IV .5.1-Action de la Neige selon RNV 2013 :

Le règlement RNV 2013 définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Cette charge de neige dépend de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré, le RNV 20131 classe les zones en quatre régions : A, B, C, D.

Notre construction est implantée dans la wilaya de **BISKRA**, donc elle sera classée en **zone C**, alors la charge caractéristique de la neige  $S_k$ , par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute surface soumise à l'accumulation de neige, s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu S_k \quad [KN/m^2].$$

Où :

- $S_k$  [kN/m<sup>2</sup>] est la charge de neige sur le sol donné au paragraphe 4 de la partie 1 du RNV, elle dépend de l'altitude et de la zone de neige.

Pour le zone C et l'altitude du site égale à 120 m :

$$S_k = \frac{0.0325 \times \text{Altitude}}{100} = \frac{0.0325 \times 120}{100} = 0.039 \text{ kN/m}^2 ; \text{ soit } S_k = 3.9 \text{ daN/m}^2$$

- $\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme. Le paragraphe 6 du RNV donne pour une toiture plate :  $\mu = 0,8$
- $S = 0.8 \times 3.9 = 3.12 \text{ daN/m}^2$

**IV.5.2- Conclusion - Importance de la charge de neige :**

Puisque la charge de la neige  $S$  est plus faible par rapport à la charge d'exploitation  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$  (c'est-à-dire la charge des travaux d'entretien), c'est  $Q$  qui sera retenue pour la suite de l'étude, pour le plancher-terrasse et pour tout le bâtiment.

# **Chapitre 5**

---

## **Etude Dynamique**

---

## Chapitre 5 – Etude dynamique

### V-Introduction

Notre bâtiment sera implanté dans une zone à risque sismique, alors une étude dynamique est nécessaire. L'étude envisagée consiste à évaluer les forces de l'action accidentelle des séismes susceptibles d'agir sur notre construction dans le futur. D'autre part, cette étude sismique a pour objectif de définir les propriétés dynamiques des systèmes de contreventement que nous avons conçus pour assurer la stabilité générale du bâtiment vis-à-vis des forces sismiques et toutes autres action horizontale : vent, etc.

Notre étude dynamique est guidée par la réglementation nationale « Règles Parasismiques Algériennes – RPA 2003 ». L'application des prescriptions du RPA 2003 est obligatoire, elles ont pour but de protéger la construction, ses occupants et protéger l'entourage de l'ouvrage en cas de séisme.

#### V.1- La Méthode d'analyse dynamique choisie

D'après le RPA 2003, plusieurs méthodes de calcul peuvent être appliquées afin d'évaluer les forces sismiques. Nous distinguons les trois méthodes d'évaluation suivantes :

- La méthode d'analyse modale spectrale,
- La méthode d'analyse dynamique par accélorogrammes,
- La méthode statique équivalente.

Nous avons choisi d'appliquer deux méthodes d'analyse :

- une analyse modale spectrale automatique à l'aide d'un logiciel de calcul de grande performance ; c'est le programme "ROBOT Millenium version 2011". Cette méthode est précise et suffisante.
- une analyse par la méthode statique équivalente, pour deux raisons, la première est due la vérification exigée par l'article 4.3.6 du RPA ;  $D_{\text{dynamique}} > 0,80 D_{\text{statique}}$ . La deuxième raison est **pédagogique**, c'est-à-dire nous voulons découvrir cette méthode à travers son application dans notre projet.

#### V.1.1-A propos 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, de l'amortissement et des forces d'inerties.

### V.1.2-A propos de la Méthode d'analyse dynamique par accélogrammes :

Cette méthode se caractérise par le même principe de la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélogrammes réels.

### V.1.3-A propos de la Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur.

## V.2- Critères de classification pour l'étude sismique :

Le chapitre 3 du RPA a défini cinq critères de classification de l'ouvrage, dans son site et ses systèmes de contreventement :

- Une classification des zones sismiques : voir l'article 3.1 du RPA,
- Une classification des ouvrages selon leur importance : voir l'article 3.2 du RPA,
- Une classification des sites : voir l'article 3.3 du RPA,
- Une classification des systèmes de contreventement : voir l'article 3.4 du RPA,
- Une classification des ouvrages selon leur configuration : voir l'article 3.5 du RPA.

### V.2.1- Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable,
- Zone I : sismicité faible,
- Zones IIa et IIb : sismicité moyenne,
- Zone III : sismicité élevée.

\* Pour notre projet : c'est la **Zone I**.

### V.2.2- Classification des ouvrages selon leur importance auprès de la société

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale,
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance,
- Groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne,
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

\* Pour notre projet : c'est le **groupe 2**.

### V.2.3- Classification des sites :

Le RPA définit quatre types de sites d'implantation, d'ignés comme suit

- Site rocheux de catégorie **S<sub>1</sub>**,
- Site ferme de catégorie **S<sub>2</sub>**,
- Site meuble de catégorie **S<sub>3</sub>**,
- Site très meuble de catégorie **S<sub>4</sub>**.

Les caractéristiques de chaque site sont présentées dans le tableau 3.2 du RPA.

\* Pour notre projet : c'est un site ferme de catégorie **S<sub>2</sub>**.

### V.2.4- Classification des systèmes de contreventement :

Le RPA définit plusieurs catégories de système de contreventement, elles sont résumées dans son tableau 4.3.

\* Pour notre projet :

- Pour la direction transversale X, le système de contreventement est de **catégorie 7** ; **R = 6**.
- Pour la direction longitudinale Y, le système de contreventement est de **catégorie 4a** ; **R = 5**

### V.2.5- Classification des ouvrages selon leur configuration

Un ouvrage peut être classé : régulier ou irrégulier. Cette classification se base sur des critères de régularité, en plan et en élévation, de la forme et dimensions du bâtiment, mais aussi des critères qui se rapportent aux systèmes de contreventement choisis.

Pour les critères de régularité en plan, notre référence est l'article 3.5.1.a.

Pour les critères de régularité en élévation, notre référence est l'article 3.5.1.b.

\* Pour notre projet : **Notre bâtiment est classé régulier en plan et en élévation.**

## V.3 La modélisation de la structure:

Comme il a été dit précédemment, nous avons choisi de faire une analyse de notre structure, automatiquement par le logiciel de calcul "ROBOT version 2020". Pour cela, la modélisation est une phase d'application importante. « Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure » [ Réf M mémoire Diafi Rami]. C'est pourquoi, nous devons choisir le modèle de calcul le plus convenable.

Après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

### V.3.1- Objectifs du logiciel Robot :

Le logiciel Robot est un logiciel de conception et de dessin assistés par ordinateur *CAO/DAO*, il est destiné à modéliser différents types de structures du génie civil, à faire leurs analyses statiques, à faire leurs analyses dynamiques, et vérifier pour chaque structure si les résultats obtenus sont conformes aux exigences d'un règlement choisi par l'utilisateur : Règles BAEL, Règles Eurocode 2, Règles Eurocode 3, etc.

La dernière étape générée par Robot Millenium est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

### V.3.2- Caractéristiques principales du logiciel Robot Millenium:

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes, etc.).
- Possibilité de calculer une structure et d'en étudier simultanément une autre.
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité d'affecter et/ou de modifier le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant les simulations de calcul.
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copier des objets vers d'autres logiciels tels que AutoCAD).
- Possibilité d'application des modules-métier qui permettent la définition des métrés et des plans d'atelier.

Le système Robot Millenium regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure.

### V.3.3- Principe de fonctionnement du logiciel Robot :

Robot utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformés des éléments de structure. Le processus d'application de ROBOT se compose de plusieurs étapes comme nous allons présenter ici.

**1<sup>ère</sup> Etape :** C'est l'étape de définition des caractéristiques (préférences) du projet (ou de l'affaire) ; c'est-à-dire :

- Définition de la langue de travail.
- Définition des caractéristiques des matériaux. (béton, acier, bois, aluminium ...)
- Définition des unités et du système métrique utilisés.

- Définition des normes et règlements utilisés.

**2<sup>ème</sup> Etape :** C'est l'étape de définition de la structure. Il s'agit de définir :

- la grille du système d'axe.
- les éléments verticaux : poteaux et voiles de contreventement
- les éléments horizontaux (poutres dalles)
- des points singuliers (particularités et vides éventuels).
- les conditions d'appuis.

**3<sup>ème</sup> Etape :** C'est l'étape de définition et application du chargement de la structure.

- Le logiciel génère automatiquement le poids propre des éléments de structure, il est noté comme charges permanentes PERM1,
- Définition des charges permanentes additionnelles (poids des éléments secondaires autre que le poids propre des éléments ; tels que le carrelage, les planchers à poutrelles et corps creux, etc.) comme charge permanentes, il est noté PERM 2
- Définition des charges d'exploitations.
- Définition des charges ponctuelles éventuelles.
- Définition éventuelle des tassements ou déplacements imposés des appuis.

**4<sup>ème</sup> Etape :** C'est l'étape du choix du type d'analyse :

- Analyse sous charges permanentes PERM1 et PERM2,
- Analyse sous les surcharges d'exploitation,
- Analyse modale :
  - Nombre de nœuds.
  - Nombre d'itérations.
  - Valeur de l'amortissement.
- Analyse sismique :
  - Définition de la zone sismique.
  - Définition du groupe d'usage.
  - Définition du site.
  - Définition du coefficient de comportement.
  - Définition du facteur de qualité.
  - Définition des directions du séisme.

**5<sup>ème</sup> Etape :** Définition des combinaisons de calcul et des coefficients de pondération.

**6<sup>ème</sup> Etape :** C'est l'étape de lancement du calcul.

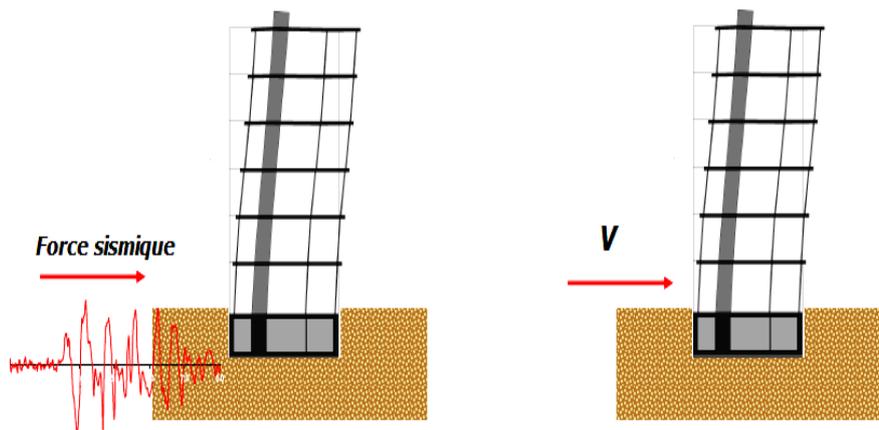
**7<sup>ème</sup> Etape :** C'est l'étape d'affichage et édition éventuelle des résultats.

### V.3.4- Application à notre projet :

Notre projet se caractérise par son lieu ; c'est la commune de **BISKRA**, elle se situe dans une zone de sismicité faible (**Zone I**), et notre bâtiment est à usage d'habitation collective qu'on classe (**Groupe 2**). Il vérifie les conditions de régularité en plan présentées dans l'article 3.5.1.a, il vérifie aussi les conditions de régularité en élévation présentées dans l'article

### V.3.5-Modélisation de la structure pour une analyse sismique et Paramètres de calcul :

Un modèle tridimensionnel à masses concentrées avec 3 DDL : La structure étudiée présente une régularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (DDL) : deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical



**Figure .V.5.1: Simulation de la force sismique.**

a) Définition du spectre de réponse de calcul : Selon le **RPA 2003**, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**η** : Facteur de correction d'amortissement.

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q**: Facteur de qualité.

- b) Périodes caractéristiques  $T_1$  et  $T_2$  : D'après le tableau 4.7 RPA 2003, pour la catégorie de site  $S_2$  :  $T_1 = 0.15$  sec ;  $T_2 = 0.50$  sec
- c) Coefficient d'accélération de zone A : Nous recopions le tableau 4.1 du RPA 2003. Il est clair que pour la **zone sismique I** et le **groupe d'usage 2**,  **$A = 0.10$** .

Groupe d'usage	Zone sismique			
	I	Iia	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

**Tableau .V.5- : Valeur du coefficient d'accélération de zone A selon le tableau 4.1 du RPA 2003**

- d) Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  : Quand l'amortissement est différent de 5%, on calcule ce facteur en fonction du pourcentage  $\xi$ , comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Nous utilisons le tableau 4.2 du RPA 2003 recopié ci-dessous.

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

**Tableau.V.5.1 - Valeur de  $\xi$  (%) selon le tableau 4.2 du RPA 2003**

Dans la direction X, le contreventement est assuré par une ossature métallique autostable,

avec un remplissage dense, alors :  $\xi = 5$  %. Donc :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 5}} = 1 \geq 0.7$

Dans la direction Y, le contreventement est assuré par des voiles en béton armé, avec un

remplissage dense, alors :  $\xi = 10$  %. Donc :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76$  ; et  $\eta > 0.7$

- e) Facteur de qualité Q : Sa valeur est déterminée par la formule:  $Q = 1 + \sum P_q$

Où  $P_q$  est l'une des six pénalités définies dans le tableau 4.4 de RPA 2003. Nous recopions ce tableau ci-dessous.

Critère "q"	$P_q$	
	Observé	N/observé

1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	/	0.05
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.10

**Tableau.V.5.2 - Critères de qualité et valeurs des pénalités P<sub>q</sub> pour calculer le facteur Q selon le tableau 4.4 du RPA 2003**

$$Q = 1 + \sum P_q = 1.25$$

**f) Coefficient de comportement de la structure R :**

- Pour la direction transversale X, le système de contreventement est de **catégorie 7** ; R = 6.

- Pour la direction longitudinale Y, le système de contreventement est de **catégorie 4a** ; R = 5

**g) Estimation de la période fondamentale de la structure – T :**

Dans notre projet, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du RPA 2003, comme suit :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x;y}}} \right\}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **Tableau (4.6)** du RPA →  **$C_T = 0.050$**

**L<sub>x</sub> ou L<sub>y</sub>** : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée

**Donc:**

- $T = 0,05 \times 18.70^{3/4} = 0,44 \text{ sec}$

On peut également utiliser aussi la formule:

- $T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 18.70}{\sqrt{21.60}} = 0.360 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.360 \text{ sec}$

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{l} 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) \quad T1 \leq T \leq T2 \text{ sec} \\ 2.5 \times 1(1.25 \times 0.10)\left(\frac{1.25}{4}\right) T1 \leq T \leq T2 \text{ sec} \\ \frac{S_a}{g} = 0.097 \end{array} \right\}$$

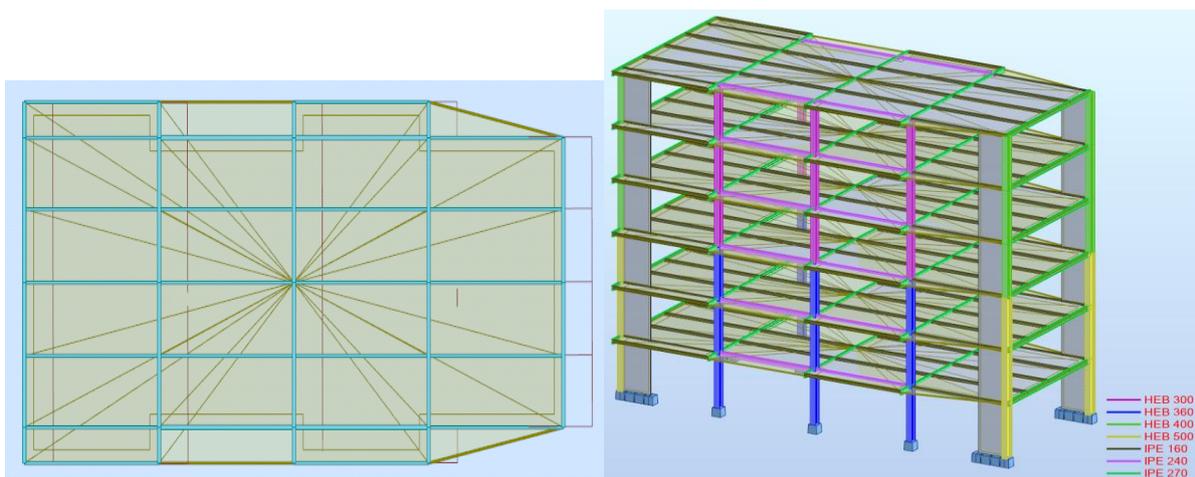
**V.3.6-Résultat des calculs:**

*a) Périodes et facteurs de participation modaux :*

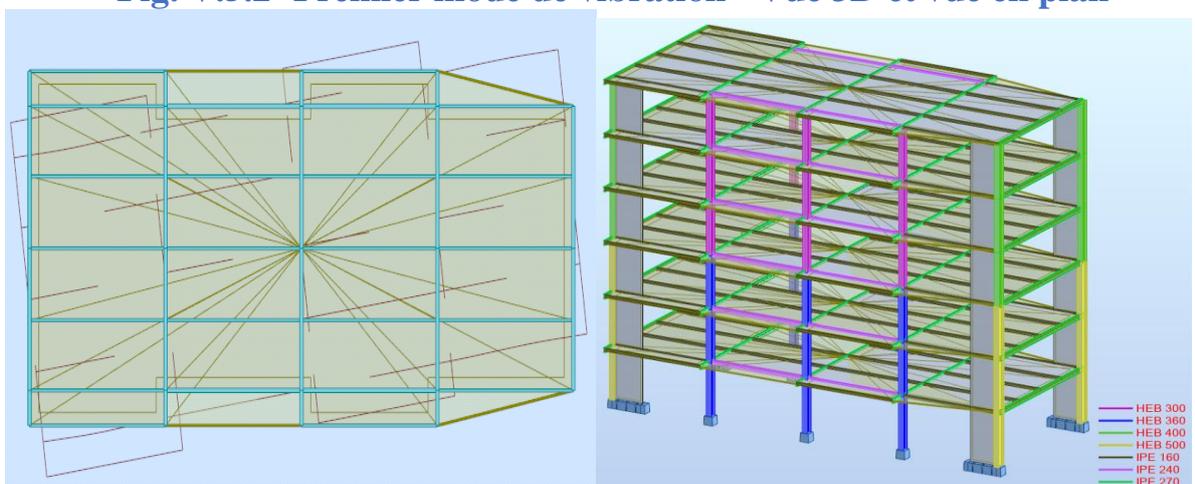
Les périodes propres et les formes propres de la structure proposée sont résumés dans le tableau ci -après:

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	0,54	1,85	0,00	71,56	0,00	71,56	584872,08	584872,08
4/ 2	0,83	1,21	0,12	71,59	0,12	0,03	584872,08	584872,08
4/ 3	1,04	0,96	67,61	71,59	67,49	0,00	584872,08	584872,08
4/ 4	2,10	0,48	67,61	85,77	0,00	14,17	584872,08	584872,08
4/ 5	3,12	0,32	67,61	85,77	0,00	0,00	584872,08	584872,08
4/ 6	3,18	0,31	67,61	85,77	0,00	0,00	584872,08	584872,08
4/ 7	3,35	0,30	67,61	85,77	0,00	0,00	584872,08	584872,08
4/ 8	3,66	0,27	67,61	85,77	0,00	0,00	584872,08	584872,08
4/ 9	3,71	0,27	67,61	85,77	0,00	0,00	584872,08	584872,08
4/ 10	3,74	0,27	67,61	85,77	0,00	0,00	584872,08	584872,08

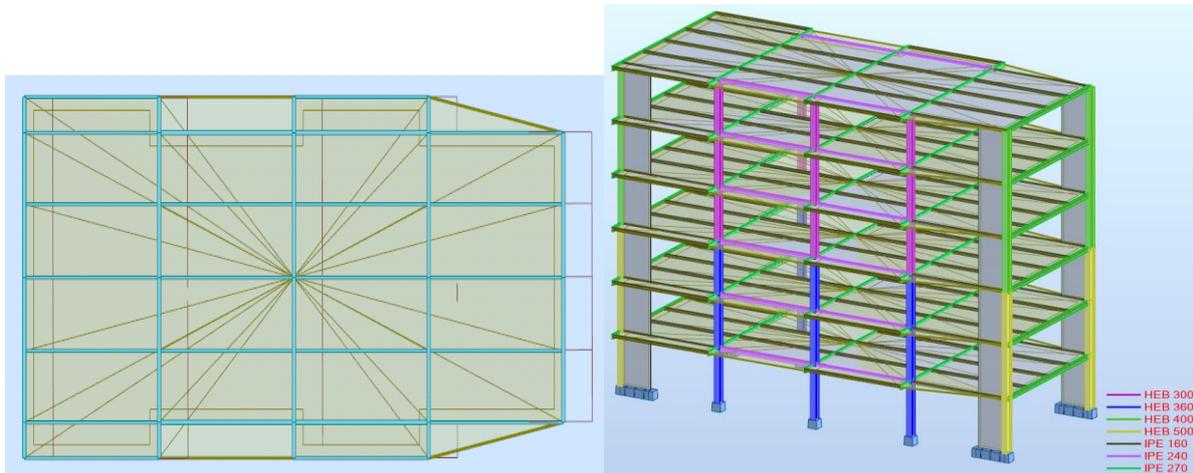
**Tableau.V.5.3- périodes et facteurs de participation modaux**



**Fig. V.5.2- Premier mode de vibration - Vue 3D et vue en plan**



**Fig.V.5.3 - Deuxième mode de vibration - Vue 3D et vue en plan**

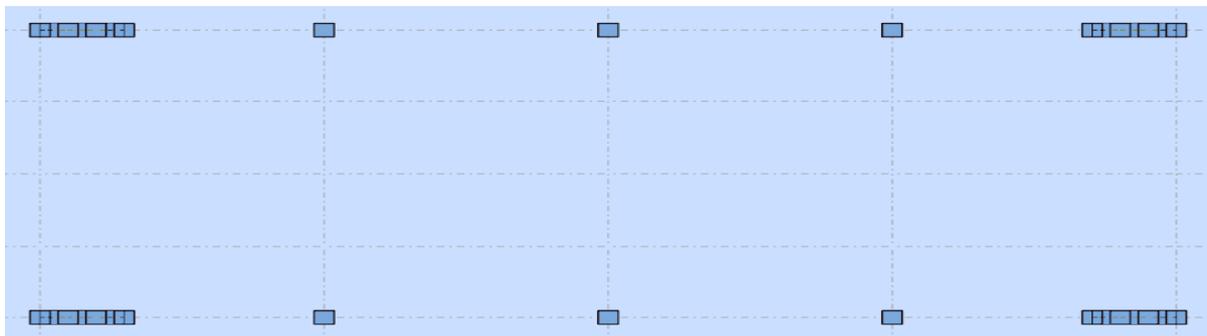


**Fig.V.5.4 - Troisième mode de vibration - Vue 3D et vue en plan**

**b) Interprétation des résultats d'analyse dynamique :**

*D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :*

- le premier que le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation. ( $u_x=0,00\%$ ,  $u_y= 71,56\%$ ).
- le 2<sup>ème</sup> est un mode de torsion ( $u_x= 0,12\%$ ,  $u_y= 0,03\%$ ).
- le 3<sup>ème</sup> est un mode de translation ( $u_x= 67,49\%$ ,  $u_y= 0,00\%$ )



**Fig.V.5.5 - Disposition initiale des voiles, elle sera rejetée**

**c) Problématique:**

A partir des résultats précédents, nous remarquons que cette structure est instable, car :

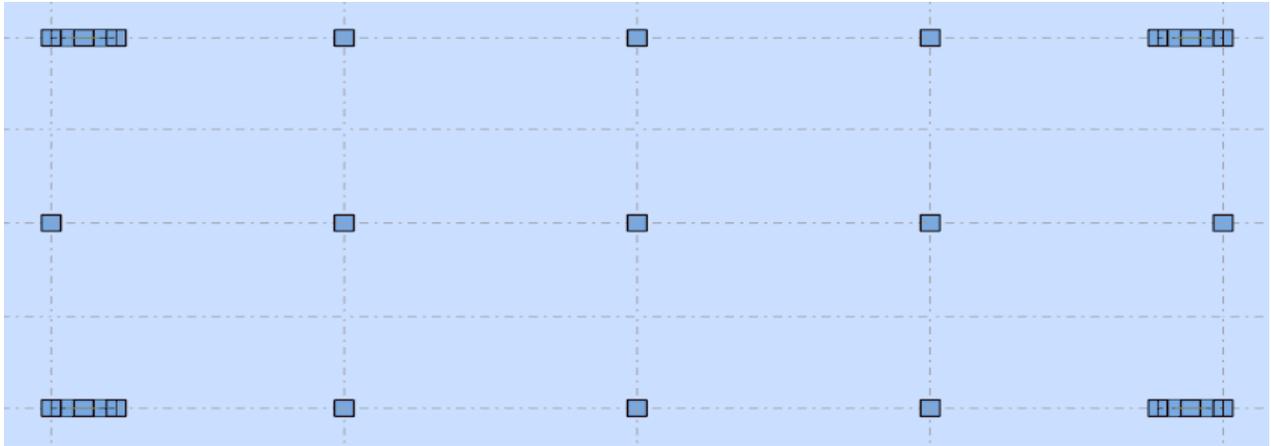
- Le mode (1) : il y a une translation,
- Le mode (2) : il y a une torsion,
- Le mode (3) : il y a une la translation.

**d) La Solution :**

En raison de ces résultats négatifs relatifs à la conception du système de contreventement, nous devons proposer et analyser une autre conception, qui doit être appropriée, donc

répondre aux exigences du RPA 2003. Ainsi, nous allons renforcer la structure du bâtiment en adoptant la première variante de conception plutôt que la deuxième.

Deuxième choix de conception : Nous ajoutons une 3<sup>ème</sup> file de poteaux à l'intérieur du bâtiment comme le montre la figure suivante ; cette conception sera retenue.



**Fig.V.5.6 - Nouvelle conception du système de contreventement ; addition d'une 3<sup>ème</sup> file de poteaux à l'intérieur du bâtiment, cette conception sera retenue.**

### V.3.7-Résultat des calculs pour la nouvelle conception :

#### a) Périodes et facteurs de participation modaux :

Les périodes propres et les formes propres de la structure proposée sont résumés dans le tableau ci-après:

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	0,92	1,08	0,00	74,37	0,00	74,37	603862,11	603862,11
4/ 2	1,06	0,94	69,88	74,37	69,88	0,00	603862,11	603862,11
4/ 3	1,12	0,89	70,89	74,51	1,02	0,13	603862,11	603862,11
4/ 4	3,29	0,30	70,89	87,04	0,00	12,53	603862,11	603862,11
4/ 5	4,20	0,24	71,23	87,05	0,33	0,01	603862,11	603862,11
4/ 6	4,53	0,22	87,57	87,05	16,34	0,00	603862,11	603862,11
4/ 7	7,22	0,14	87,57	93,09	0,00	6,04	603862,11	603862,11
4/ 8	9,50	0,11	87,81	93,09	0,24	0,01	603862,11	603862,11
4/ 9	10,25	0,10	93,71	93,09	5,90	0,00	603862,11	603862,11
4/ 10	10,76	0,09	93,71	93,09	0,00	0,00	603862,11	603862,11

**Tableau .V.5.4- périodes et facteurs de participation modaux**

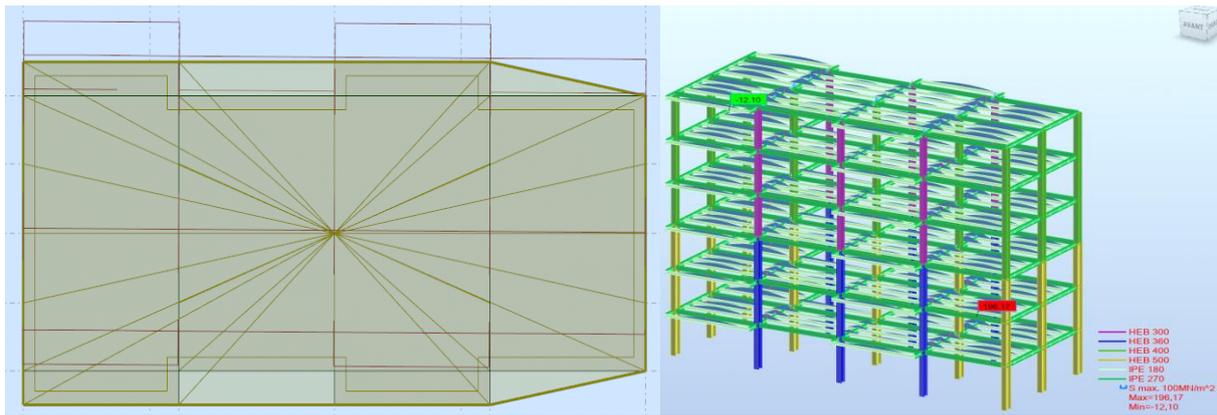


Fig.V.5.7 - Premier mode de vibration - Vue 3D et vue en plan

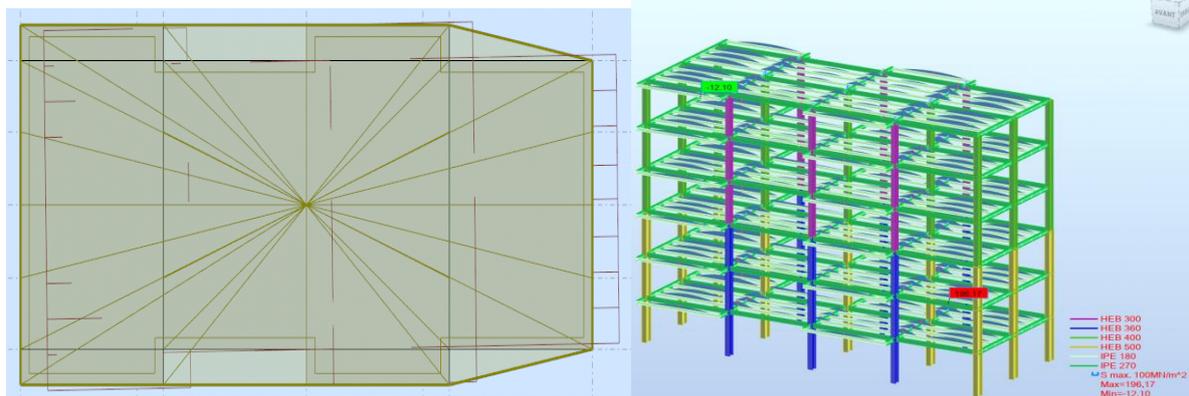


Fig.V.5.8 - : Deuxième mode de vibration - Vue 3D et vue en plan

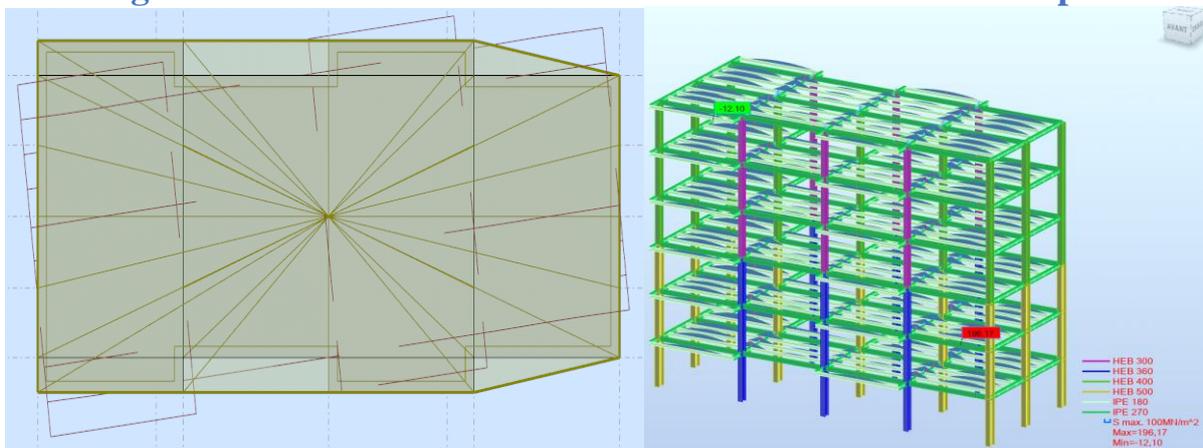


Fig.V.5.9 - Troisième mode de vibration - Vue 3D et vue en plan

b) **Interprétation** :

*D'après les résultats fournis dans le tableau ci-dessus, on constate ce qui suit :*

- le premier que le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation : ( $u_x=0,00\%$ ,  $u_y=74,37\%$ ).
- le 2<sup>ème</sup> est un mode de torsion : ( $u_x= 69,88\%$ ,  $u_y= 0,00\%$ ).
- le 3<sup>ème</sup> est un mode de translation : ( $u_x= 1,02\%$ ,  $u_y= 0,13\%$ )

c) Conclusion :

Nous remarquons de résultats précédents que la **structure est stable**, cas dans :

- Le mode (1) : il ya une translation
- Le mode (2) : il ya une translation
- Le mode (3) : il ya une la torsion

*Cette configuration de la structure sera retenue.*

**V.3.8-Calcul des forces sismiques et efforts tranchants des niveaux :**

Nous présentons les résultats donnés par ROBOT concernant les forces sismiques horizontales dans les différents niveaux ; on a :

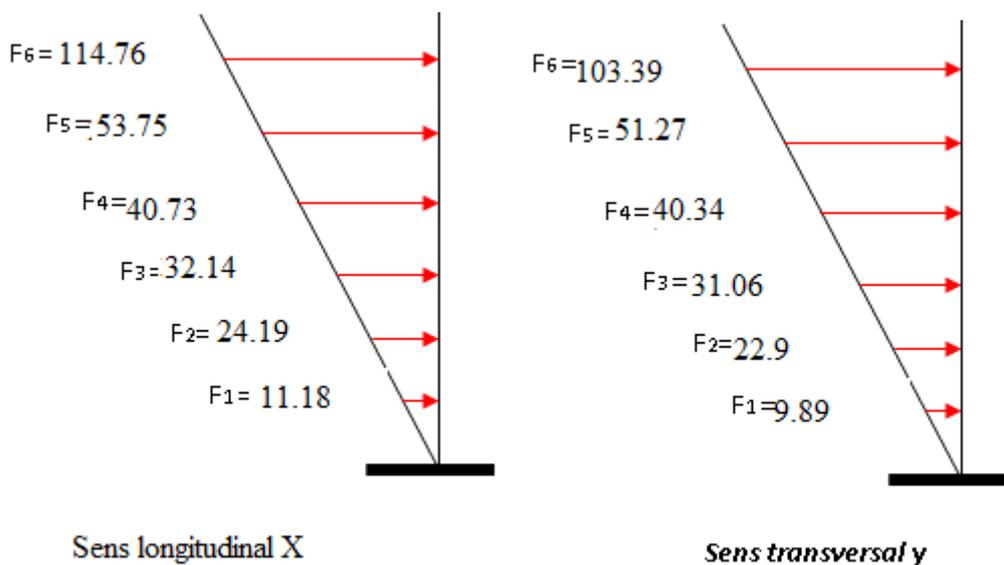
**F<sub>x</sub>** : forces sismiques horizontales pour la direction transversale X,

**F<sub>y</sub>** : forces sismiques horizontales pour la direction transversale X,

a) *Tableau* des résultats donnés par ROBOT pour les forces sismiques :

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
7/ 1	276,75	75,62	201,13	8/ 1	258,85	252,02	6,83
7/ 2	265,57	78,14	187,43	8/ 2	248,96	246,33	2,63
7/ 3	241,38	94,13	147,25	8/ 3	226,06	225,20	0,86
7/ 4	209,24	92,29	116,95	8/ 4	195,00	193,72	1,29
7/ 5	168,51	83,61	84,90	8/ 5	154,66	154,55	0,10
7/ 6	114,76	96,73	18,02	8/ 6	103,09	103,39	-0,30

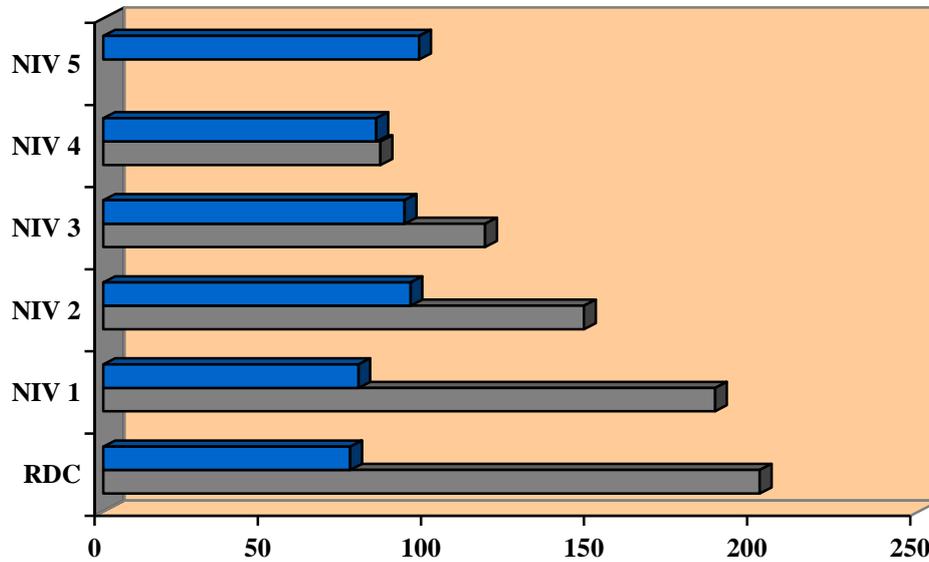
**Tableau .V.5.5- Forces sismiques et les efforts tranchants aux niveaux selon la hauteur**



**Figure .V.5.10 - Forces sismiques aux niveaux**

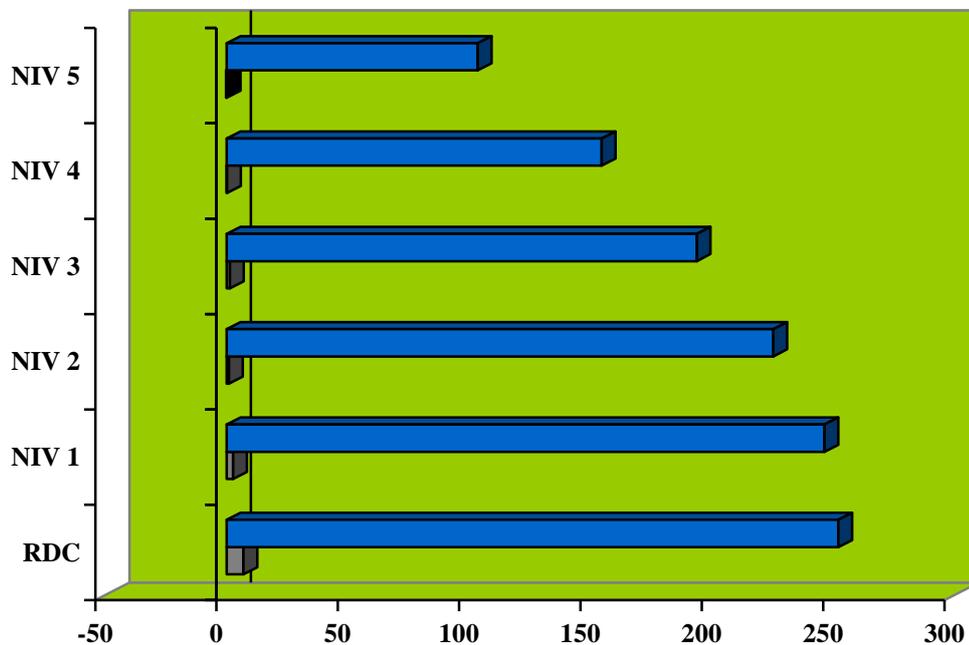
b) Efforts tranchants sismiques de niveaux

Effort tranchant par niveau Sens longitudinal x



	RDC	NIV 1	NIV 2	NIV 3	NIV 4	NIV 5
<span style="color: blue;">■</span> poteaux (t)	75.62	78.14	94.13	92.29	83.61	96.73
<span style="color: grey;">■</span> Voiles (t)	201.13	187.43	147.25	116.95	84.9	18.02

Effort tranchant par niveau Sens transversal y



	RDC	NIV 1	NIV 2	NIV 3	NIV 4	NIV 5
<span style="color: blue;">■</span> poteaux (t)	252.02	246.33	225.2	193.72	154.55	103.39
<span style="color: grey;">■</span> Voiles (t)	6.83	2.63	0.86	1.29	0.1	-0.3

### V.3.9-Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

*Selon le RPA 2003 (art 4.3.6) :* « La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t \leq 0,80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport  $0.8V/V_t$ . »

$H_n$  : hauteur mesurée en mètre de la base de la structure jusqu'au dernier étage  $H_n=18.70m$

Nom	Masse [kg]
Etage 1	96881,53
Etage 2	96881,53
Etage 3	96881,53
Etage 4	95516,74
Etage 5	95516,74
Etage 6	125709,18

**Tableau .V.5.6- Le poids total du bâtiment**

Le poids total du *bâtiment* :  $W = 607.387 t$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003: « Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$T_x = \min(0,44 ; 0,57) = 0,57 \text{ sec} \quad T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{X.Y}}} \right\}$$

$$T_y = \min(0,44 ; 0,36) = 0,36 \text{ sec}$$

➤ **Période fondamentale :**

- ✓ RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de  $T_{dyn}$  calculé par la méthode numérique (ROBOT), ne dépasse pas la valeur  $T_e$  estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %.
- ✓ L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale

$$T_{dyn} = 1.08 \text{ sec}$$

➤ **La période empirique :**  $T_x = 0.57 \text{ sec.} ; T_y = 0.36 \text{ sec.}$

**Comparaison entre période dynamique  $T_{dyn}$  et période empirique  $T_{empirique}$  :**

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur $D$ est :
$T_{dyn} < T_{empirique}$	$T_{dyn} = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{dyn} < 1.3 T_{empirique}$	$T = T_{dyn}$
$1.3 T_{empirique} < T_{dyn}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

[Réf : Rafik TALEB (Attaché de recherche, CGS)]

**Tableau.V.5.7- Comparaison entre période dynamique  $T_{dyn}$  et période empirique  $T_{empirique}$  :**

**On a :**  $T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3}$

$$0 \leq T_y \leq T_2 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta$$

$$\eta = 1$$

**Donc :**  $D_x = 2.29$  ,  $D_y = 2.5$

**W:** poids du bâtiment, il est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes

$W_{Qi}$ : la charge d'exploitation

$\beta$ : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation ;  $\beta = 0.20$ .

**Enfin :  $W = 5956.43 \text{ kN}$**

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de la force résultante de la méthode statique équivalente, qu'on désigne par :  $V_{stat}$  ; c'est aussi l'effort tranchant à la base.

Sens	A	D	R	Q	W (kN)	$V_{stat}$ (kN)	$0,8 V_{stat}$
<b>Longitudinal</b>	0,10	2.29	5	1,25	5956.43	341	272.8
<b>Transversal</b>	0,10	2.5	6	1,25	5956.43	284.17	227.33

**Tableau .V.5.8 - Effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente**

Sens longitudinal	<b>VX = 1276.21 kN</b>
Sens transversal	<b>VY = 1186.62 kN</b>

**Tableau.V.5.9 - Effort tranchant à la base donné par la méthode dynamique spectrale**

	<b>V<sub>t</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>stat</sub></b>	<b>80% V<sub>stat</sub></b>	<b>0.8 V<sub>stat</sub> &lt; V<sub>t</sub></b>
<b>Sens- X</b>	<b>1276.21 kN</b>	341	272.8	<i>Vérifie</i>
<b>Sens-Y</b>	<b>1186.62 kN</b>	284.17	227.33	<i>Vérifie</i>

**Tableau .V.5.10 - Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente**

#### V.4- Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

Dans ce paragraphe, nous déterminons les coordonnées du centre de gravité « G » et celles du centre des rigidités « C »

##### V.4.1- Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, voiles, etc.),

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

**M<sub>i</sub>** : la masse de l'élément i.

**X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub>** : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

##### V.4.2-Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec:

$$X_G = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

**I<sub>yi</sub>** : Inertie de l'élément i dans le sens y.

**X<sub>i</sub>** : Abscisse de l'élément I<sub>yi</sub>.

**I<sub>xi</sub>** : Inertie de l'élément i dans le sens x.

**Y<sub>i</sub>** : Ordonnée de l'élément I<sub>xi</sub>.

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

Nom	Masse [kg]	Ix [kgm <sup>2</sup> ]	Iy [kgm <sup>2</sup> ]
Etage 1	96881,53	860770,77	5083830,94
Etage 2	96881,53	860770,77	5083830,94
Etage 3	96881,53	860770,77	5083830,94
Etage 4	95516,74	841376,14	4993754,21
Etage 5	95516,74	841376,14	4993754,21
Etage 6	125709,18	1051377,58	6017907,88

Tableau .V.5.11- Les résultats statiques de niveau

Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm <sup>2</sup> ]	Iy [kgm <sup>2</sup> ]	Iz [kgm <sup>2</sup> ]	ex0 [m]	ey0 [m]
Etage 1	96881,53	10,79 3,84 2,90	10,80 4,05 2,07	860770,77	5083830,94	5845209,40	0,01	0,21
Etage 2	96881,53	10,79 3,84 6,02	10,80 4,05 5,19	860770,77	5083830,94	5845209,40	0,01	0,21
Etage 3	96881,53	10,79 3,84 9,14	10,80 4,05 8,31	860770,77	5083830,94	5845209,40	0,01	0,21
Etage 4	95516,74	10,79 3,84 12,28	10,80 4,05 11,46	841376,14	4993754,21	5746059,16	0,01	0,21
Etage 5	95516,74	10,79 3,84 15,40	10,80 4,05 14,58	841376,14	4993754,21	5746059,16	0,01	0,21
Etage 6	125709,18	10,53 4,05 18,56	10,80 4,05 17,72	1051377,58	6017907,88	6978287,76	0,27	0,00

Tableau .V.5.12- Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

$ex_0$  : excentricité théorique suivent x.

$ey_0$  : excentricité théorique suivent y.

### V.4.3- Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale a  $\pm 0.05L$  (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de d'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5%, d'où :

$$Ex(\text{acc}) = 0,05L_x \text{ avec } L_x = 8.5 \text{ m} \rightarrow Ex(\text{acc}) = 0.425 \text{ m}$$

$$Ey(\text{acc}) = 0,05L_y \text{ avec } L_y = 21.60 \text{ m} \rightarrow Ey(\text{acc}) = 1,08 \text{ m}$$

### V.5- Calcul des déplacements relatifs horizontaux:

D'après l'article 4.4.3 du RPA 2003 : « Le déplacement absolu horizontal à chaque niveau  $k$  de la structure est calculé comme suit:

$\delta_k = R \delta_{ek}$  »

Avec :

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

$R$  : coefficient de comportement.

- Le déplacement relatif au niveau.  $k$  . Par rapport au niveau.  $k-1$  .est égal à :  $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$
- L'article 5.10 du RPA 2003 exige que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :  $\Delta k \leq 1\% h_i$ .

Avec :  $H_i$  étant la hauteur de l'étage considéré.

### V.5.1-Résultats fournis par ROBOT pour les déplacements absolus pour les deux directions principales :

Les différents résultats sont résumés dans le *Tableau V.5.13 suivant*.

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]	Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
7/ 1	0,4	0,4	8/ 1	0,7	0,7
7/ 2	1,5	1,1	8/ 2	2,2	1,5
7/ 3	2,9	1,4	8/ 3	4,0	1,8
7/ 4	4,4	1,5	8/ 4	5,8	1,8
7/ 5	5,8	1,5	8/ 5	7,4	1,5
7/ 6	7,3	1,4	8/ 6	8,5	1,2

*Sens longitudinal*

*Sens transversal*

**Tableau .V.5.13 - Déplacements absolus pour les 2 directions principales fournis par ROBOT**

### V.5.2- Justification de l'effet P-Δ:

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaisante à tous les niveaux :

- *L'article 5.9 du RPA99/version2003* Ave :  $\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau  $k$ :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau  $k$ .

$\Delta k$ : déplacement relatif du niveau  $k$  par rapport au niveau  $k-1$ .

$h_k$ : hauteur de l'étage  $k$ .

- *Sens longitudinal:*

Résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (**sens x-x**)

Niveau	Wi (t)	pk (t)	$\Delta_k$ (m)	V <sub>x</sub>	h <sub>k</sub> (m)	$\Theta$	<0.1
5	125.70	125.70	0,004	276.75	3,06	0,0005	Vérifie
4	95.51	221.21	0,011	265,57	3,06	0,002	Vérifie
3	95.51	316.72	0,014	241.38	3,06	0,006	Vérifie
2	96.88	413.6	0,015	209.24	3,06	0,009	Vérifie
1	96.88	510.48	0,015	168.51	3,06	0,01	Vérifie
RDC	96.88	607.36	0,014	114.76	3,40	0,02	Vérifie

**Tableau .V.5.14- Vérification de l'effet P-  $\Delta$  pour le sens longitudinal**

- *Sens transversal :*

Résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (sens y - y)

Niveau	Wi (t)	pk (t)	$\Delta_k$ (m)	V <sub>y</sub>	h <sub>k</sub> (m)	$\Theta$	<0.1
5	125.70	125.70	0,007	258.85	3,06	0,001	Vérifie
4	95.51	221.21	0,015	248.96	3,06	0,004	Vérifie
3	95.51	316.72	0,018	226.06	3,06	0,008	Vérifie
2	96.88	413.6	0,018	195.00	3,06	0,01	Vérifie
1	96.88	510.48	0,015	154.66	3,06	0,016	Vérifie
RDC	96.88	607.36	0,012	103.09	3,40	0,020	Vérifie

**Tableau.V.5.15- Vérification de l'effet P-  $\Delta$  pour le sens transversale**

- *Donc :*  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$  sont inférieurs à  $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m = 3.06cm$ .

**Remarque :** Puisque tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- $\Delta$  peut être négligé pour les deux sens.

### V.5.3- Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

suivante :  $M_s / M_r \geq 1,5$

$M_r$  : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \cdot L_{x,y}/2$$

W: le poids total de la structure

- *Sens longitudinal :*

Wi (KN)	LY (m)	LY/2 (m)	Ms (t,m)	Mr (t,m)	Ms/Mr	Vérification
5956.43	21.60	10.8	6559.48	24.34	269.49	Condition vérifiée

**Tableau .V.5.16- Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble**

Wi (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (t,m)	Mr (t,m)	Ms/Mr	Vérification
5956.43	8.50	4.25	2581.28	39.23	65.79	Condition vérifiée

**Tableau.V.5.17- Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble**

- **La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens**

Après la comparaison entre les forces sismiques et les forces due au vent on conclut que le séisme est le plus prépondérant. Donc pour les charges horizontales, on ne tient compte que les forces sismiques. En ce qui suit, nous présenterons les vérifications nécessaires pour justifier la stabilité de notre structure vis-à-vis de l'action sismique.

# **Chapitre 6**

---

## **Vérification des éléments**

---

## VI.1-INTRODUCTION

Dans ce sixième chapitre de mon mémoire, je vais étudier la structure principale du bâtiment. Cette étude consiste à faire l'analyse statique ensuite à faire les vérifications des dimensions et données de ma conception préliminaire pour ce qui est des éléments porteurs principaux.

Les éléments concernés par notre étude sont les poutres et les poteaux de l'ossature métallique. Ensuite, il s'agit d'étudier les voiles en béton armé placés dans la direction longitudinale Y. Pour ces ouvrages en béton il faudra calculer les sections des armatures nécessaires et déterminer leur disposition constructive.

Pour atteindre ces objectifs, nous utiliserons l'outil informatique ; un ordinateur (PC) et un logiciel reconnu par ses compétences dans ce domaine ; c'est le programme

« *ROBOT Structural Analysis* » version 2020.

## VI.2- ETUDE DES POTEAUX ET POUTRES DANS LA DIRECTION X :

### **VI.2.1-Phase A - Etude statique des portiques auto-stables à l'aide du logiciel *ROBOT Structural Analysis* par une modélisation en 2D**

Dans cette première partie d'étude, nous voulons faire une étude statique qui consiste à calculer les efforts internes : moments de flexion  $M$ , efforts normaux  $N$ , efforts tranchants  $V$ , et de calculer les déplacements critiques, à savoir : les flèches des poutres et les déplacements horizontaux des étages.

Après avoir installé le logiciel ROBOT sur notre ordinateur, nous passons à la phase de saisie des données du problème. Cette phase comporte plusieurs étapes :

Etape 1 – Définition de la structure : On dit aussi « l'étape de modélisation de la structure ».

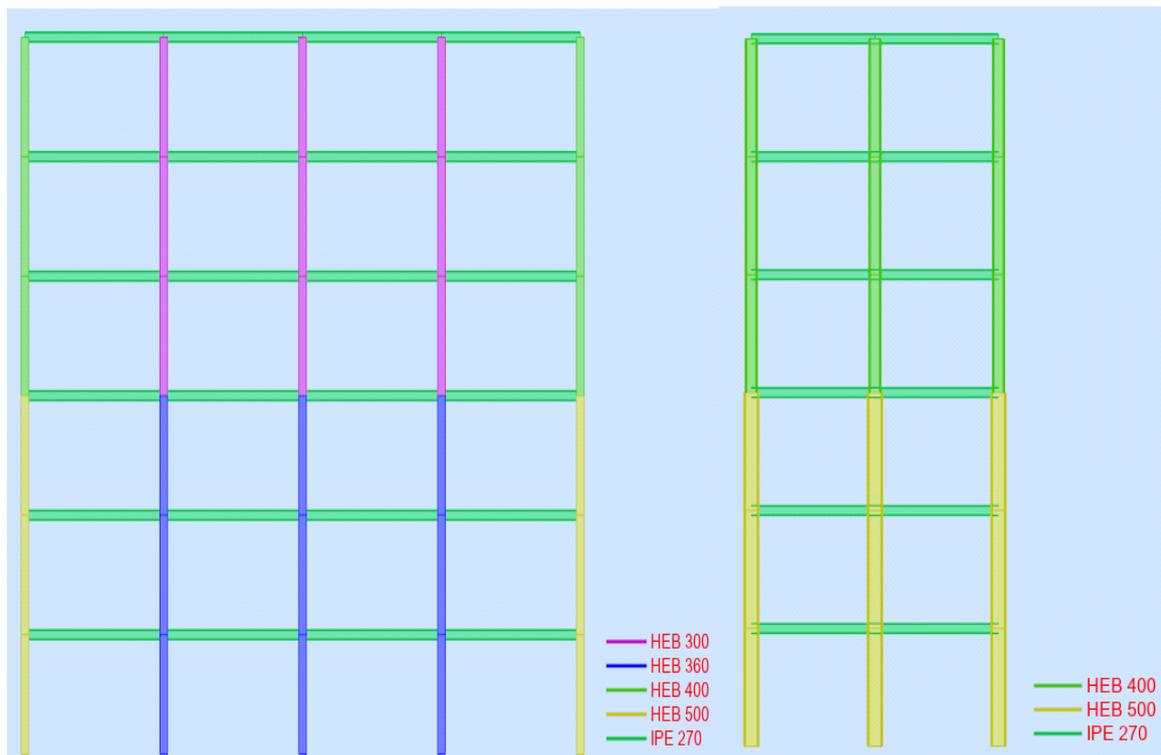


Fig. VI.6.1- Vue de la structure en 2D

Etape 2 – Définition des propriétés des matériaux, des sections des éléments en acier et des types de nœuds et appuis.

Le programme ROBOT possède une bibliothèque interne des propriétés des aciers normalisés européens, nous avons choisi l'acier de nuance S235. Il possède une autre bibliothèque interne des profilés normalisés européens, américains, britanniques, ... en acier de construction. Nous avons choisi d'utiliser des profilés normalisés européens comme suit :

Les sections des profilés sont :

- ✓ Poteaux RDC et 1 et 2 --> *HEB 500*
- ✓ Poteaux d'étage 3 et 4 et 5 -----> *HEB 400*
- ✓ Poutres -----> *IPE 270*

Ainsi, les propriétés dimensionnelles :  $h - b - t_f - t_w - A - I_y - W_{el,y} - W_{pl,y} - i_y - I_z - W_{el,z} - W_{pl,z} - i_z$  - etc. sont connus par ROBOT, on n'a pas besoin de les définir.

Dans les 2 directions X et Y, tous les nœuds sont rigides (ou encastres) ; donc  $DDL = 0$ , et tous les appuis sont parfaitement encastres (  $DDL = 0$ ).

Etape 3 – Définition des charges de calcul : Les forces extérieures appliquées à notre structuresont :

- ✓ Charges permanentes  $G$ ,
- ✓ Charges d'exploitation  $Q$ ,
- ✓ Forces sismiques  $E$ ,
- ✓ actions climatiques : charge de neige  $S$  et pressions

du vent  $W$ . Etape 4 – Choix des options de calcul

- Coefficients de sécurité,
- Coefficients des combinaisons d'actions,
- Règlement de calcul pour vérifier les ouvrages en acier : Nous choisissons le règlement européen « Eurocode 3 », puisque le règlement Algérien CCM 97 n'est pas connu par ROBOT.
- Pour les ouvrages en béton armé, tels que les voiles, nous choisissons le règlement Français « BAEL 91 », puisque le règlement Algérien CBA 93 n'est pas connu par ROBOT.

Etape d'analyse : Après cette phase de saisie des données du problème, nous demandons au programme de faire son analyse statique et de nous fournir les résultats obtenus

Etape de lecture des résultats : ROBOT nous donne des diagrammes qui présentent les courbes de variation des efforts internes, avec les valeurs calculées, il nous donne aussi les schémas montrant les déformations avec les valeurs maximales exigées des flèches de poutres et des déplacements des étages.

ROBOT nous donne tous ces résultats sous formes de tableaux qu'on peut lire sur écran, qu'on peut enregistrer dans des fichiers numériques, et que nous pouvons imprimer en cas de besoin

VI.2.2-PHASE B – Lecture des résultats fournis par ROBOT

VI.2.2.1- Les déplacements

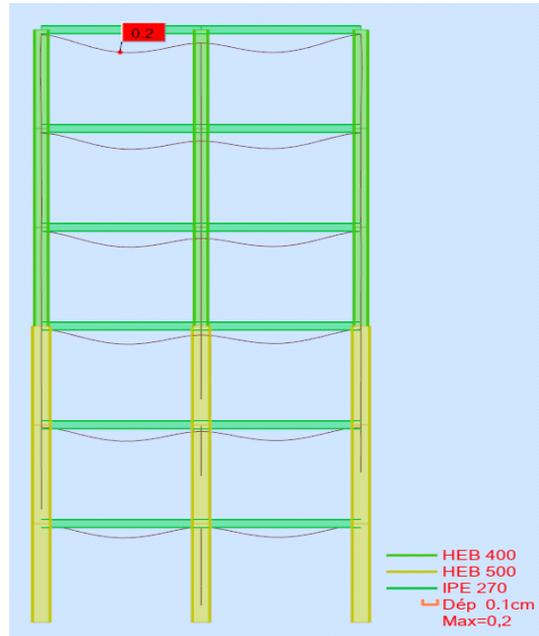


Fig. VI.6.2- Vue de la structure déformée par Robot ;  
lecture des valeurs des déformations maximales  $\Delta_{max}$  dans les poutres ;  $\Delta_{max}= 0.2$  cm

VI.2.2.2- Les Diagrammes des efforts internes M, N et V :

À L'ELU :

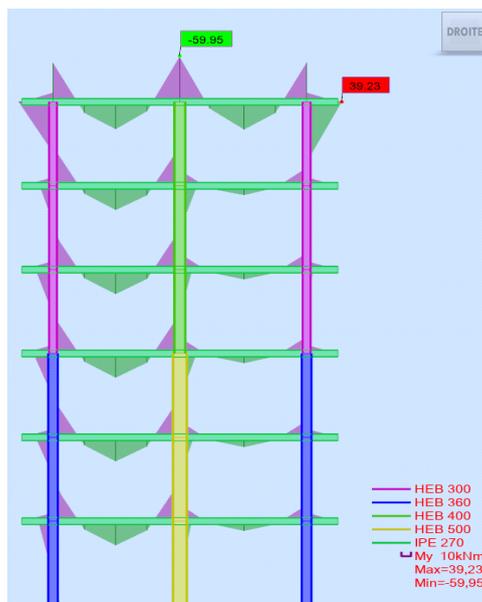


Fig.VI.6.3- Diagramme des moments fléchissant «My»

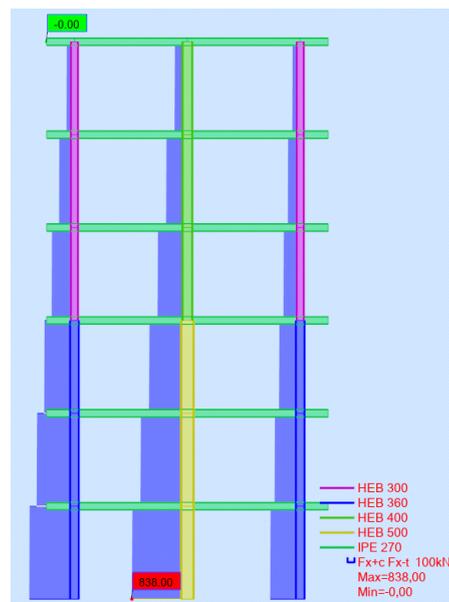


Fig.VI.6.4- Diagramme des efforts normal « Fx »

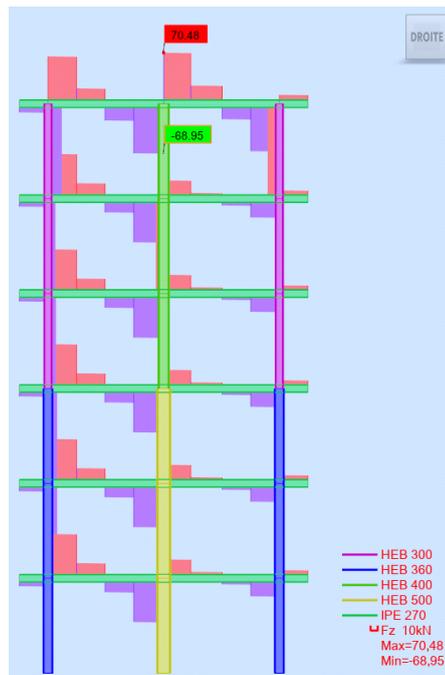


Fig.VI.6.5- Diagramme des efforts tranchants « V »

À L'ELS :

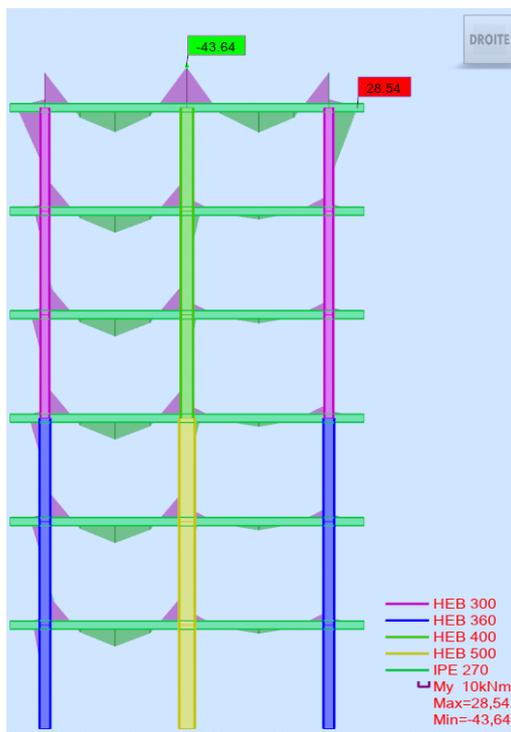


Fig. VI.6.7-Diagramme des moments fléchissant «My»

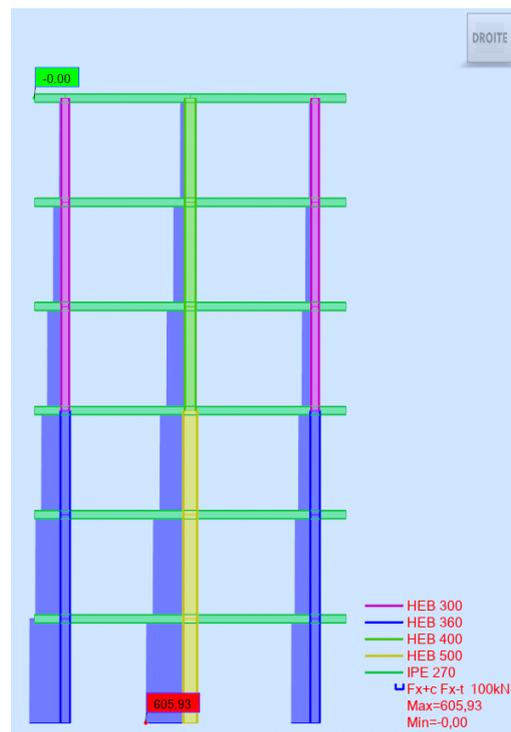


Fig.VI.6.7- Diagramme des efforts normaux N, désignés

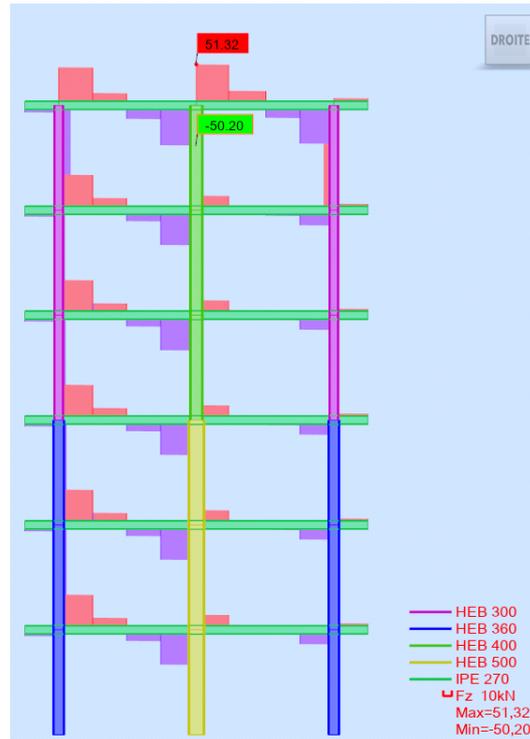


Fig.VI.6.8- Diagramme des efforts tranchants « V »

VI.3-Phase C– Vérification des déplacements horizontaux relatifs inter-étages «  $\Delta k$  ou  $dr UX$  »:

C.1. Notations : Les notations utilisés par les règlements CCM et RPA sont différentes des notations utilisées par le logiciel Robot. On désigne les déplacements absolus et relatifs d'un niveau (étage)  $k$  comme suit :

Selon le RPA 2003 :

- le déplacements absolu «  $\delta k$  » ; il est donné par la formule (4.19) du RPA :  $\delta k = R * \delta ek$

$\delta ek$  : déplacement absolu du niveau  $k$  donné par les forces sismiques,

R : coefficient de comportement de la structure donné par le tableau (4.3) du RPA.

- le déplacement relatif d'un niveau (étage)  $k$  :  $\Delta k$  , tels que:  $\Delta k = \delta k - \delta k-1$  Selon le

logiciel Robot :

- les déplacements absolus : «  $U$  ». On a  $Ux$  et  $Uy$  correspondant aux directions  $x$  et  $y$  enplan.

- le déplacement relatif d'un niveau  $k$  (étage) : «  $dr U$  », tels que :

$$dr U = U_{niveau\ k} - U_{niveau\ k-1}$$

### VI.3.1 Conditions sur les déplacements relatifs des niveaux : $\Delta \leq \Delta_{adm}$ ou ( $dr U \leq \Delta_{adm}$ )

- En situation d'actions courantes (sans le séisme), la référence est le règlement CCM 97. Dans son article 4.2.2.2, le DTR CCM donne 2 valeurs du déplacement admissible que nous désignons par :  $\Delta_{adm}$ 
  - pour la combinaison d'actions sans le vent (G+Q) ou (G+S) :  $\Delta_{adm} = H_k / 300$
  - pour la combinaison d'actions avec le vent (G+Q+0.7W) ou (G+W+0.7Q) :  $\Delta_{adm} = H_k / 250$  ;  $H_k$  : hauteur du niveau (ou étage)  $k$ .
- En situation d'actions accidentelles dues aux séismes, la référence est le règlement RPA2003. Dans son article 5.10, le RPA donne la valeur admissible  $\Delta_{adm} = 1\% * H_k$

Il faut faire attention lorsqu'on calcule les déplacements absolus  $U_k$  à l'aide de Robot, on doit introduire le coefficient R :

- soit à gauche de la formule :  $R * dr U_k \leq \Delta_{adm} = 1\% * H_k$
- soit à droite de la formule :  $dr U_k \leq \Delta_{adm} = 1\% * H_k / R$

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
7/ 1	0,4	0,4
7/ 2	1,5	1,1
7/ 3	2,9	1,4
7/ 4	4,4	1,5
7/ 5	5,8	1,5
7/ 6	7,3	1,4

**Tab. : Résultats des déplacements inter-étages suivant le sens x**

VI.4-Phase D– Vérifications des Poutres

D.1 Vérification de la condition d’ELS de limitation des déformations (flèches) :

❖ Condition :  $\Delta_{max} \leq \Delta_{adm}$

Le règlement CCM 97, dans son article 4.2.2.1, donne pour les cas courants :

$$\Delta_{adm} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{850}{250} = 3.4 \text{ cm}$$

On vérifie :  $\Delta_{max} = 0.2 \text{ cm} \leq \Delta_{adm} = 3.4 \text{ cm}$   **Condition vérifiée**

D.2 Vérification de la condition d’ELU de résistance des poutres par un calcul élastique  
*Robot nous donne les valeurs des contraintes normales  $\sigma_{max}$  et tangentielles maximales  $\tau_{max}$ , ce qui permet de faire les vérifications réglementaires en élasticité. Les 2 conditions d’ELU de résistance sont les suivantes :*

D.2.1 ELU de résistance à la flexion simple, ou à la flexion composée :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm} = f_y / \gamma_{M0} \quad \text{[condition 1]}$$

$\sigma_{adm}$  : contrainte normale admissible,

$f_y$  : contrainte limite d’élasticité. Pour l’acier S 355,  $f_y =$

355 MPa  $\gamma_{M0}$ : coefficient de sécurité ;  $\gamma_{M0} = 1.10$  toujours,

alors :  $\sigma_{adm} = 322.72 \text{ MPa}$

D.2.2 ELU de résistance au efforts tranchants (au cisaillement) :

$$\tau_{max} \leq \tau_{adm} = \bar{\sigma}_{adm} / \sqrt{3} = \bar{f}_y / (\gamma_{M0} * \sqrt{3}) \quad \text{[condition 2]}$$

$\tau_{adm}$  : contrainte admissible de cisaillement. Pour l’acier S 355, elle vaut :  $\tau_{adm} = 186.32 \text{ MPa}$

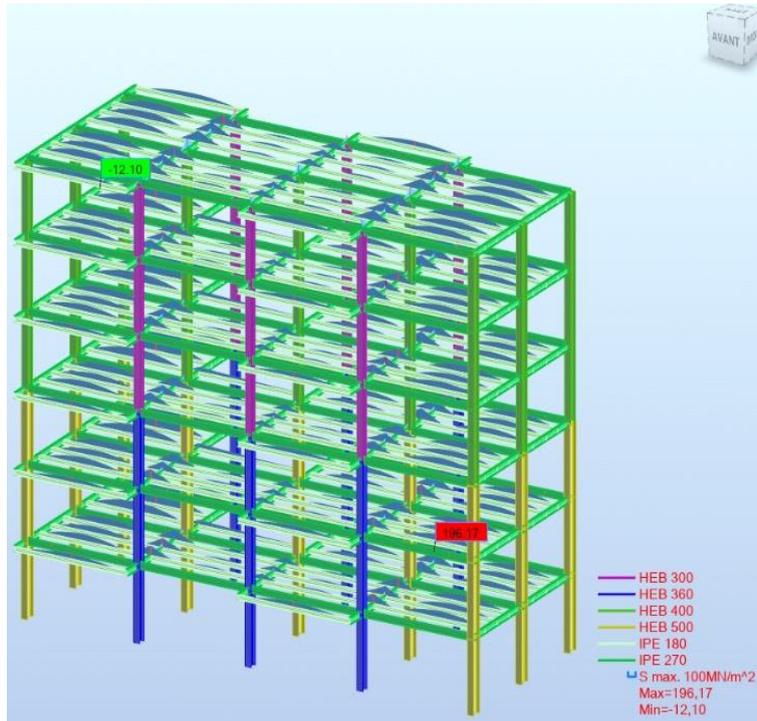


Fig.VI.6.9- Résultats des contraintes maximales  $\sigma_{max}$  dans la structure

VI.2.1-Vérification de l'ELU de résistance à la flexion des poutres :

Avec l'acier S 355 :  $\sigma_{max} = 290,9 \text{ MPa} > \sigma_{adm} = 355/1.10 = 322.72 \text{ MPa}$



Condition vérifiée.

VI.2.2-Vérification automatique des ELU de résistance des poutres par le logiciel ROBOT à L'ELU : voir le tableau suivant.

ENV 1993-1:1992 DAN française - Vérification des familles ( ELU ) 1A4

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 Poteaux</b>						
100 Poteaux CM_	HEB 500	ACIER E24	10.31	42.90	0.36	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 2 Poutres</b>						
350 Poutres CM_	IPE 270	ACIER E24	36.08	67.82	0.78	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 3 Chainage</b>						
97 Sablières CM_	IPE 270	ACIER E24	48.11	178.64	0.62	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 4 Solives</b>						
198 Solives CM_1	IPE 180	ACIER E24	72.82	263.15	0.57	9 1.35G+1.5Q

Tab. Vérification de la résistance des poutres par le logiciel ROBOT à L'ELU

CM66 - Vérification des familles ( ELU ) 1A4

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 Poteaux</b>						
100 Poteaux CM_	HEB 500	ACIER E24	10.31	42.90	0.33	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 2 Poutres</b>						
350 Poutres CM_	IPE 270	ACIER E24	36.08	67.82	0.80	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 3 Chainage</b>						
69 Sablières CM_	IPE 270	ACIER E24	48.11	178.64	0.78	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 4 Solives</b>						
198 Solives CM_1	IPE 180	ACIER E24	72.82	263.15	0.93	9 1.35G+1.5Q

Vérification automatique des déformations des poutres par le logiciel

ROBOT à L'ELS :

ENV 1993-1:1992 DAN française - Vérification des familles ( ELU ) 1A4

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 Poteaux</b>						
100 Poteaux CM_	HEB 500	ACIER E24	10.31	42.90	0.36	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 2 Poutres</b>						
350 Poutres CM_	IPE 270	ACIER E24	36.08	67.82	0.78	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 3 Chainage</b>						
97 Sablières CM_	IPE 270	ACIER E24	48.11	178.64	0.62	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 4 Solives</b>						
198 Solives CM_1	IPE 180	ACIER E24	72.82	263.15	0.57	9 1.35G+1.5Q

Vérification automatique des déformations des poutres par le logiciel ROBOT à L'ELS :

### D.3 : Vérification de la condition d'ELU de stabilité au déversement

Sachant que les charges appliquées aux poutres sont dirigées vers le bas, la flexion donne des moments  $M_y$  positifs en travée, alors c'est l'aile supérieure du profilé IPE qui est comprimée.

Sachant que les poutres sont suffisamment fixées aux dalles de planchers, donc leurs ailes comprimées ne risquent pas de se déplacer latéralement. Alors, il n'y a pas risque de déversement des poutres et aucun calcul n'est nécessaire dans ce cas.

Notes importantes sur le déversement :

- 1) Dans les poutres avec nœuds encastrés, il y a des moments négatifs dans les zones d'appuis, alors les ailes inférieures seront comprimées dans ces zones, et le risque de déversement existe. Le calcul de vérification est en réalité nécessaire.
- 2) A la différence des poutres avec nœuds encastrés, les poutres avec nœuds articulés sont protégées contre le déversement comme on a expliqué ci-dessus, et aucun calcul n'est nécessaire dans ce cas.
- 3) La combinaison avec l'action du vent ascendant (de soulèvement) est :  $p = G - 1.5 * W$  Elle donne une valeur de la charge combinée  $p$  positive, donc  $p$  est dirigée vers le bas.

Si, on avait :  $p = G - 1.5 * W =$  valeur négative, alors  $p$  est dirigée vers le haut. Dans ce cas, l'aile comprimée de la poutre sera l'aile inférieure, celle-ci n'est pas suffisamment fixées dans le plan latéral, la longueur de flambement  $L_k = L$  est très grande !

S'il y a des solives :  $L_k =$  espacement des solives : il est aussi très grande !

Alors, il y a risque de déversement des poutres et un calcul de justification est nécessaire.

**Condition de stabilité :**  $M_y \leq M_{b,y,Rd} = X_{LT} * W_y * f_y / \gamma_{M0}$

### VI.5-Phase E– Vérifications des Poutres des portiques de la direction Y

De la même façon que les poutres de la direction X .

### VI.6-Phase F – Vérifications des Poteaux

Vérification de la condition d'ELU de résistance des poteaux en élasticité

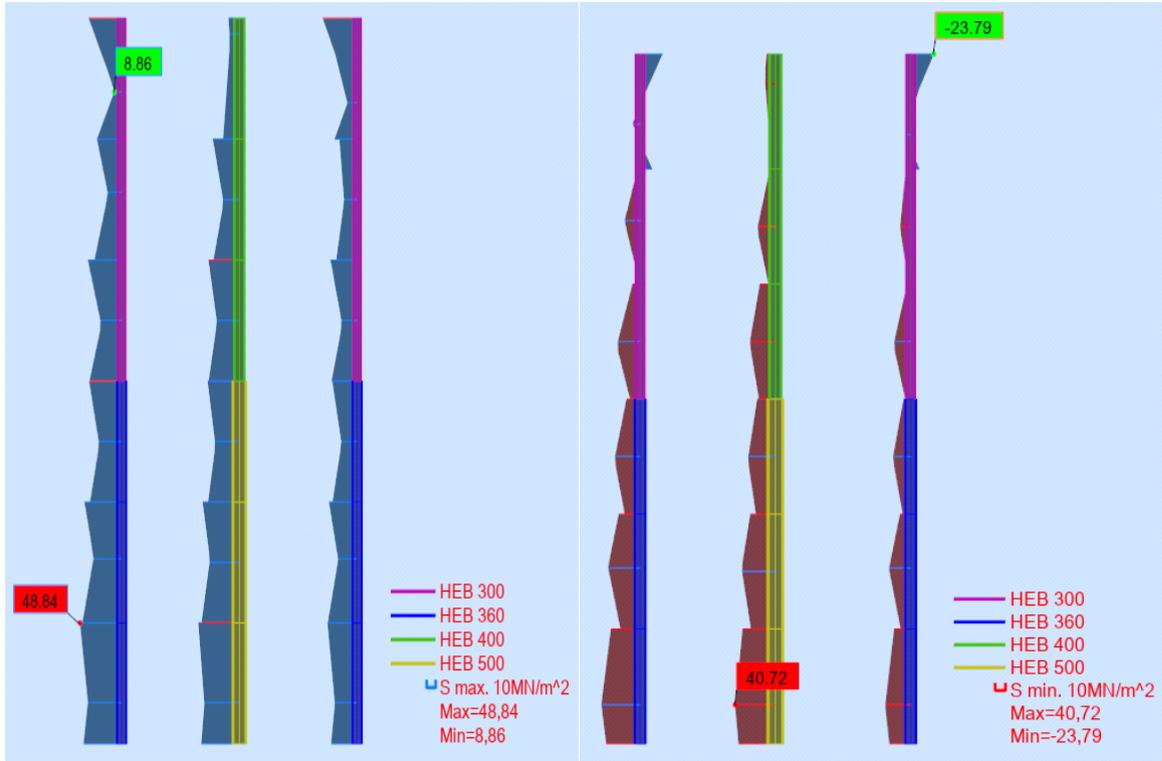


Fig.VI.6.10 - Résultats des contraintes minimales dans les poteaux

Fig.VI.6.11 - Résultats des contraintes maximales dans les poteaux fournis par ROBOT

$\sigma_{max} = 40.72 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 335 \text{ MPa} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

ENV 1993-1:1992 DAN française - Vérification des familles ( ELU ) 1A4

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 Poteaux</b>						
100 Poteaux CM_	HEB 500	ACIER E24	10.31	42.90	0.36	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 2 Poutres</b>						
350 Poutres CM_	IPE 270	ACIER E24	36.08	67.82	0.78	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 3 Chainage</b>						
97 Sablières CM_	IPE 270	ACIER E24	48.11	178.64	0.62	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 4 Solives</b>						
198 Solives CM_1	IPE 180	ACIER E24	72.82	263.15	0.57	9 1.35G+1.5Q

Fig. - Vérification de résistance des poteaux par logiciel robot à L'ELU

ENV 1993-1:1992 DAN française - Vérification des familles ( ELU ) 1A4

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 Poteaux</b>						
100 Poteaux CM_1	HEB 500	ACIER E24	10.31	42.90	0.36	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 2 Poutres</b>						
350 Poutres CM_1	IPE 270	ACIER E24	36.08	67.82	0.78	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 3 Chainage</b>						
97 Sablières CM_1	IPE 270	ACIER E24	48.11	178.64	0.62	11 1.35G+1.5VY
<b>Famille : 4 Solives</b>						
198 Solives CM_1	IPE 180	ACIER E24	72.82	263.15	0.57	9 1.35G+1.5Q

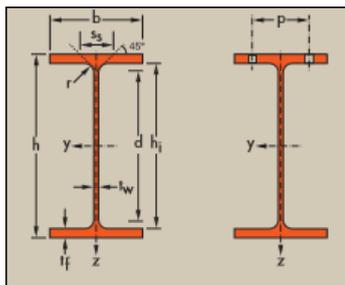
**Fig.** - Vérification des déformations des poteaux par logiciel robot à L'ELS

## VI.7-PHASE G - CALCUL DES POTEAUX :

### VI.7.1-Données de calcul du poteau :

- **Section** : Nous avons un poteau laminé à chaud en profilé HEB 500 comme le montre la figure 2. On donne les propriétés du profilé **HEB 500**.
- **Sollicitations maximales dans le poteau A1 pris comme exemple** :

$$N = 838.00 \text{ kN} ; M_y = 39.23 \text{ kNm}$$



- ✓ Hauteur  $h = 500 \text{ mm}$  ; aire de section  $A = 238.6 \text{ cm}^2$
- ✓  $I_y = 107200 \text{ cm}^4$  ;  $I_z = 12620 \text{ cm}^4$
- ✓  $W_{el,y} = 4287 \text{ cm}^3$  ;  $W_{el,z} = 841.6 \text{ cm}^3$
- ✓ Les rayons de giration :  $i_y = 21.19 \text{ cm}$  ;  $i_z = 7.27 \text{ cm}$
- ✓ L'élanement d'un poteau dans le plan du portique (x,z), donc autour de l'axe y ; on le note  $\lambda_y$

**Définition :**  $\lambda_y = L_{k,y} / i_y$

$L_k$  : Longueur de flambement ;  $L_k = \mu * L_0$

$L_0$  : distance entre 2 appuis successifs. Dans notre projet :  $L_0 = L_{poteau} = 3.40m$  pour le RDC,

$L_0 = L_{poteau} = 3.06m$  pour les étages.

$\mu$  : coefficient de nature des appuis. Dans ce cas, la barre n'est pas isolée, elle appartient au portique, alors on doit tenir compte des raideurs des poutres I/L comme le recommande l'annexe A du règlement CCM 97 .

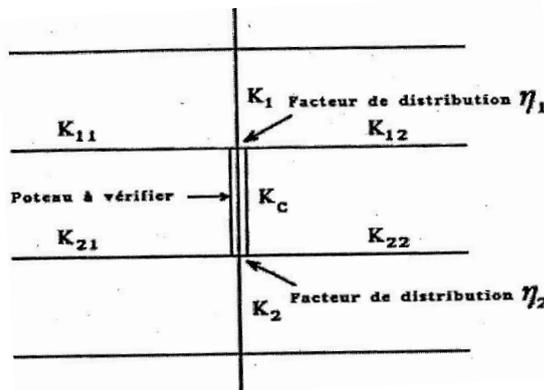
Pour chaque poteau, on doit étudier les 2 plans : le plan (x,y) de faible inertie, et le plan (x,z) de forte inertie.

**Pour le premier plan (x,y)** correspond à la direction Y du bâtiment (Y : axe du repère global du bâtiment) où l'ossature est à nœuds articulés et contreventée par des voiles. Donc, les nœuds sont fixes vis-à-vis des déplacements horizontaux.

- Valeurs approchées du coefficient « $\mu$ » :  $\mu = 1$
- Valeurs plus précises du coefficient « $\mu$ » : On applique donc la formule (A.5) de l'annexe A du CCM 97 :

$$\mu = \frac{L}{L_K} = 0.5 + 0.14 (\eta_1 + \eta_2) - 0.055 * (\eta_1 * \eta_2)^2 \text{ [Réf. formule (A.5) de CCM 97]}$$

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad \eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$



$K_c, K_1$  et  $K_2$  : rigidités respectivement du poteau étudié, et des poteaux adjacents ;  $K = L/I$   $K_{11}, K_{12}, K_{21}$  et  $K_{22}$  : rigidités des poutres liées au poteau étudié comme la montre la figure ci-dessus ;  $K = L/I$

**Pour le premier plan (x,z)** correspond à la direction X du bâtiment (X : axe du repère global du bâtiment) où l'ossature est mixtes, composée de portiques à nœuds rigides, associés à des voiles. Donc, les nœuds sont fixes vis-à-vis des déplacements horizontaux.

- Valeurs approchées du coefficient « $\mu$ » :  $\mu = 0.5$
- Valeurs plus précises du coefficient « $\mu$ » : On applique donc la formule (A.5) précédemment donnée par l'annexe A du CCM 97.

❖ **Calcul des élancements** :  $\lambda_y = L_{k,y} / i_y$  ;  $\lambda_z = L_{k,z} / i_z$

Alors :  $\lambda_y = 1 * 340 \text{ cm} / 21.19 \text{ cm} = \mathbf{16.04}$

$\lambda_z = 0.5 * 340 \text{ cm} / 7.07 \text{ cm} = \mathbf{23.38}$

**VI.7.2-Vérification de l'ELU de résistance de la section par un calcul en élasticité :**

**$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm} = f_y / \gamma_{M0}$  [condition 1]**

$\sigma_{adm}$  : contrainte normale admissible,

$f_y$  : contrainte limite d'élasticité. Pour l'acier S 355,  $f_y = 355$

MPa  $\gamma_{M0}$ : coefficient de sécurité ;  $\gamma_{M0} = 1.10$  toujours, alors :  $\sigma_{adm} = 322.72 \text{ MPa}$

$\sigma_{max} = \sigma_N + \sigma_{My} + \sigma_{Mz}$

Dans les poteaux de notre projet,  $M_z = 0$ .

$$\sigma_N = \frac{N}{A} = \frac{8380}{238.6} = 35.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Ny} = \frac{M}{W_{ely}} = \frac{39.23 * 1000}{5701} = 9.15 \text{ MPa}$$

Alors:  $\sigma_{max} = \sigma_N + \sigma_{My} + \sigma_{Mz} = 35.12 + 9.15 + 0 = 44.27 \text{ MPa}$

Vérification :  **$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm} = 322.72 \text{ MPa}$** , donc la résistance est vérifiée.

**VI.7.3-Vérification de l'ELU de stabilité du poteau vis-à-vis des phénomènes de flambement et de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} M_{y, sd}}{\chi_{LT} W_{el. y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z M_{z, sd}}{W_{el. z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

[Réf. formule (5.54) de CCM 97]

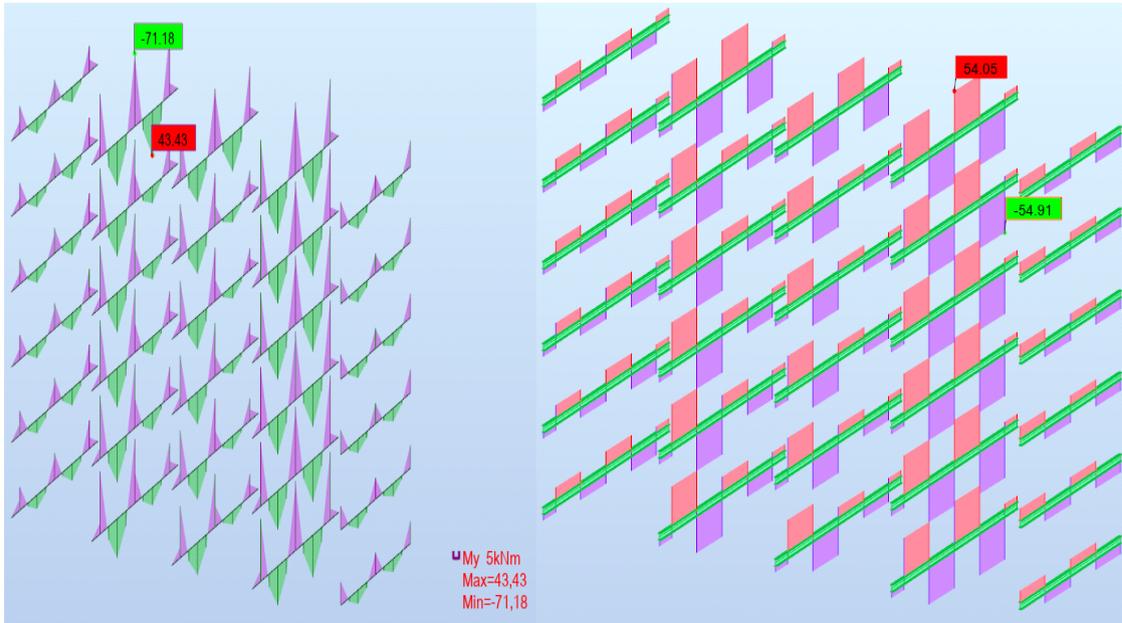
**VI.8-Phase H - Calcul des poutres :**

**Etude de l'ELU de résistance d'une section de la poutre du portique dans le sens y :**

Données : Section IPE 270 ; Acier S 355 ----- $f_y = 355$  MPa ; Flexion simple où :

$$M_y = 43.43 \text{ kNm}$$

$$V_z = 54.05 \text{ kN}$$



Vérification de l'ELU de résistance à la flexion, donc à  $M_y$  seul :

**Calcul élastique :**  $\sigma \leq \sigma_{adm}$

$$\sigma = M_y / W_{el,y} = 43.43 * 10^6 / 429 * 10^3 \text{ (Nmm/mm}^3\text{)} = 101.23 \text{ MPa}$$

On a donc :  $\sigma = 101.23 \leq \sigma_{adm}$  , alors la résistance à  $M_y$  est vérifiée.

**Calcul plastique :** Puisque la classe de section transversale est 2 alors le calcul en plasticité est admis et donne des résultats économiques. Il faut vérifier la condition suivante :  $M_y \leq M_{y,Rd}$

$M_{y,Rd}$  : est le moment de résistance

$$M_{y,Rd} = W_{pl,y} * f_y / \gamma_{M0} = 484 * 10^3 * 355 / 1.10 = 156200 * 10^3 \text{ Nmm} =$$

$$156.2 \text{ kNm}$$

On a donc :  $M_y = 43.43 \leq M_{y,Rd} = 156.2$  , alors la résistance à  $M_y$  est vérifiée.

**Remarque :** On peut écrire la condition de résistance en plasticité avec des contraintes à l'aplacement des moments, comme suit :  $\sigma \leq \sigma_{adm}$

$$\sigma = M_y / W_{pl,y} = 43.43 * 10^6 / 1307 * 10^3 \text{ (Nmm/mm}^3\text{)}$$

$$= 89.73 \text{ MPa} \quad \sigma_{adm} = f_y / \gamma_{Mo} = 355/1.10 = 322.72 \text{ MPa}$$

On a donc :  $\sigma = 89.73 \leq \sigma_{adm}$ , alors la résistance à  $M_y$  est vérifiée.

- Vérification de l'ELU de résistance au cisaillement, donc à  $V_z$  seul :

**Calcul élastique** :  $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau = (V_z * S_{y,A/2}) / (I_y * t_w) = (54.05 * 10^3 * 214.5 * 10^3) / (5790 * 10^4 * 6.6) =$$

$$\tau = 30.33 \text{ MPa} \quad \text{Unité : (N*mm}^3 / \text{mm}^4 * \text{mm}) = \text{N} / \text{mm}^2 = \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \sigma_{adm} / \sqrt{3} = 322.72 / \sqrt{3} \approx 186.32 \text{ MPa}$$

$S_{y,A/2}$  : c'est le moment statique de la demie-section par rapport à l'axe de flexion  $y$ . Il est égal à la moitié du module de résistance  $W_{pl,y}$  ; donc :

$$S_{y,A/2} = 424/2 = 214.5 \text{ cm}^3$$

On a donc :  $\tau = 30.33 \leq \tau_{adm} = 186.32$ , alors la résistance à  $V_z$  est vérifiée.

**Calcul avec la formule du règlement CCM 97** :  $V_z \leq V_{z,Rd}$

$V_{z,Rd}$  : est l'effort tranchant de résistance

$$V_{z,Rd} = A_{Vz} * f_y / (\sqrt{3} * \gamma_{Mo}) = 1853.28 * 355 / (\sqrt{3} * 1.10) = 345315.50 \text{ N} = 345.31 \text{ kN}$$

$A_{Vz}$  : aire de cisaillement. Pour les IPE, on applique la formule approchée suivante :

$$A_{Vz} = 1.04 * h * t_w = 1.04 * 270 * 6.6 = 1853.28 \text{ mm}^2$$

Le catalogue des IPE donne aussi la valeur de  $A_{Vz}$  ; elle vaut  $1853.28 \text{ mm}^2$  pour un IPE

270 On a donc :  $V_z = 54.05 \text{ kN} \leq V_{z,Rd} = 345.31 \text{ kN}$ , alors la résistance à  $V_z$  est vérifiée

## VI.9-PHASE I - CALCUL DES VOILES :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA2003 :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0.15%.
  - En zone courante 0.10%.
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales :  $S \leq \min(15 a ; 30 \text{ cm})$

✓ Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

40  $\emptyset \Rightarrow$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20  $\emptyset \Rightarrow$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), sous les combinaisons de calcul suivantes :

**1.35 G + 1.5P (E.L.U)**

**G + P (E.L.S)**

**G + P  $\mp$  E**

**1. Pré dimensionnement des voiles : Pour notre bâtiment, on a 4 voiles dans chaque direction X et Y, voila les différentes épaisseurs et longueurs des voiles regroupées dans le tableau suivant :**

Voiles	RDC, 1,2,3,4, et 5ème étage
Epaisseur a (cm)	16
Longueur L (m)	L = 1.20 m

Tableau 1 : pré dimensionnement des voiles.

### 1. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.), pour l'application on choisit un voile dans le sens Y :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \mp \frac{MV}{I} \leq \alpha = \frac{0,85 f_{c28}}{1,15} = 22,17 \text{ MPa}$$

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué. A : section du voile ; L = a\*L

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la

plus éloignée. I : moment d'inertie ; I = a\*L<sup>3</sup>/12.

**2. Ferrailage des voiles :**

$$A=0.24 \text{ m}^2; I = 0.02 \text{ m}^4 V= 0.6 \text{ m}$$

$$N = 248.36 \text{ kN } M= 188.06 \text{ kN.m}$$

$$T= 49.97 \text{ kN}$$

**Figure 3 :** schéma d'un voile du RDC

$$\delta_1 = \frac{248,36}{0,24} + \frac{188,06 \times 0,6}{0,02} = 0,66 < \alpha = \frac{0,85 f_{c28}}{1,15} = 15,52 \text{ MPa}$$

$$\delta_2 = \frac{248,36}{0,24} + \frac{188,06 \times 0,6}{0,02} = 0,46 < \alpha = \frac{0,85 f_{c28}}{1,15} = 15,52 \text{ MPa}$$

Comme  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée" On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :  $A_v = f_{t28}/f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- ✓ Si  $(A_v < A_{\min} = 0,15 \% a * L)$ , alors on ferraille avec la section minimale.
- ✓ Si  $A_v > A_{\min}$ , alors on ferraille avec  $A_v$ .

On calcule  $A_v$  et  $A_{\min}$  :

$$A_v = f_{t28}/f_e = 2,1/400 = 5.25 * 10^{-3}$$

$$A_{\min} = 0,15\% aL = 0,15/100 * 0,16 * 1.2 = 2.88 * 10^{-4}$$

$A_v > A_{\min}$  ; donc : on ferraille avec  $A_v$ .

**Dans la zone de largeur (h/10) :**  $s = 340/10 = 34 \text{ cm}$

L'espacement d'après le RPA 2003 :

$$D = \frac{s}{2} = \frac{34}{2} = \min\left(\frac{1,4d}{2}; \frac{34}{2} \text{ cm}\right) \rightarrow D = 12 \text{ cm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ cm}$

Donc :  $34/12 = 3\text{HA}12$  ; c'est la nappe supérieure

**Dans la zone courante :**  $600 - (34 * 2) = 532 \text{ cm}$

L'espacement « S » : D'après le RPA 2003 ;  $S < \min$

$(1,5.a ; 34 \text{ cm})S < \min (16 \times 1,5 ; 34 \text{ cm}) = 25.5 \text{ cm}$  ; On

prend :  $S=24\text{cm}$

Donc :  $532/24 = 7\text{HA}20$ ; c'est la nappe supérieure

**Remarque :** Les espacements suivant le CBA sont négligés par rapport à ceux prescrits par le RPA 2003. La nappe supérieure sera identique à la nappe inférieure.

**Armatures horizontales :** Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

a- Globalement dans la section du voile :  $A_{min,g} = 0.0015.b.1\text{m} = 9 \text{ cm}^2$

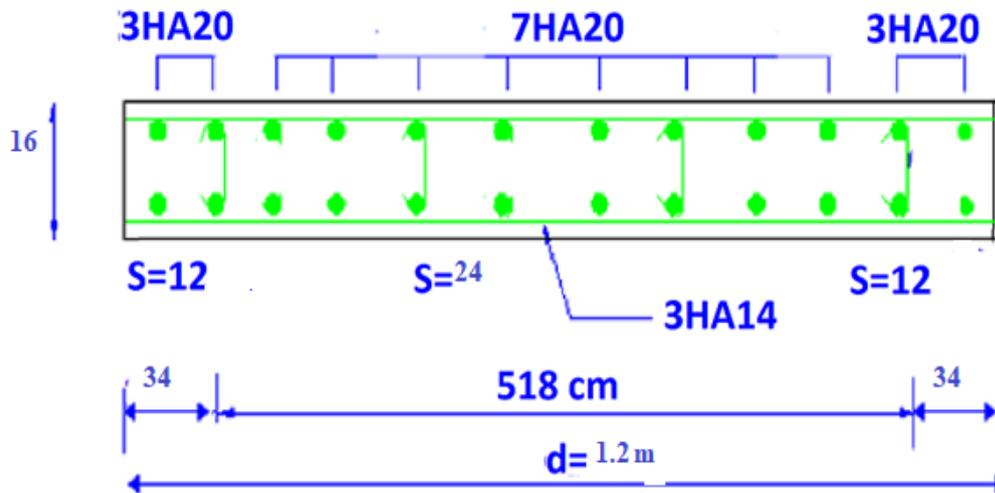
b- En zone courante :  $A_{min,g} = 0.001.b.1\text{m} = 6 \text{ cm}^2$

Donc on prend :  $6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$  par ml.

**Contraintes limites de cisaillement :** La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\begin{aligned} \tau_b &\leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 0,2 * 2,5 = 5 \text{ MPa} \\ \tau_b &= \frac{1,4 \times V}{b_0 d} = \frac{1,4 \times 19770}{2555180} = 0,02 \text{ MPa} \\ \tau_b &= 0,02 \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{CV} \end{aligned}$$

Schéma de ferrailage :



**Fig .VI.6.12-** Disposition des armatures dans un voile

# **Chapitre 7**

---

**Etude des assemblages –  
Joints poutre-poteau, poutre-poutres et bases des  
poteaux**

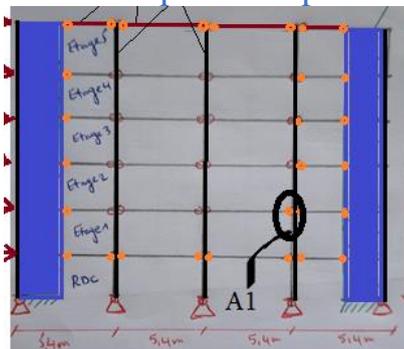
---

## Chapitre 7 – Etude des assemblages – Joints poutre-poteau, poutre-poutres et bases des poteaux

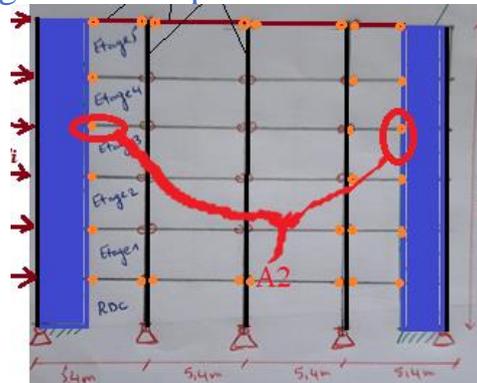
### VII.1-Introduction

Dans ce chapitre, on va concevoir et dimensionner les principaux assemblages entre les éléments métalliques d'une part et autre un élément métallique et un autre en béton armé. La figure suivante montre trois assemblages choisis pour étude ; il s'agit de :

**Fig .VII.7.1-A1:** assemblage entre une poutre et poteau



**Fig.VII.7.2-A2:** assemblage entre une poutre et un voile



**Fig .VII.7.3-A3 :** assemblage entre solive et poutre

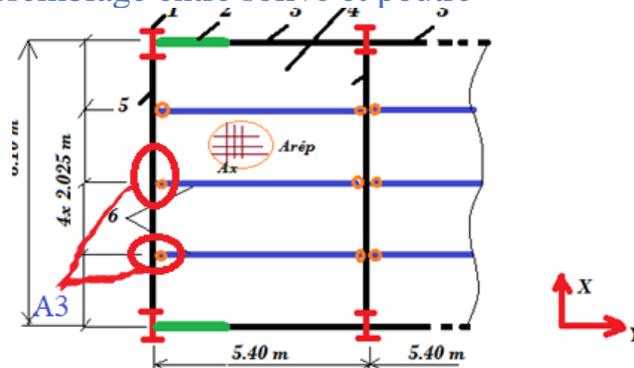
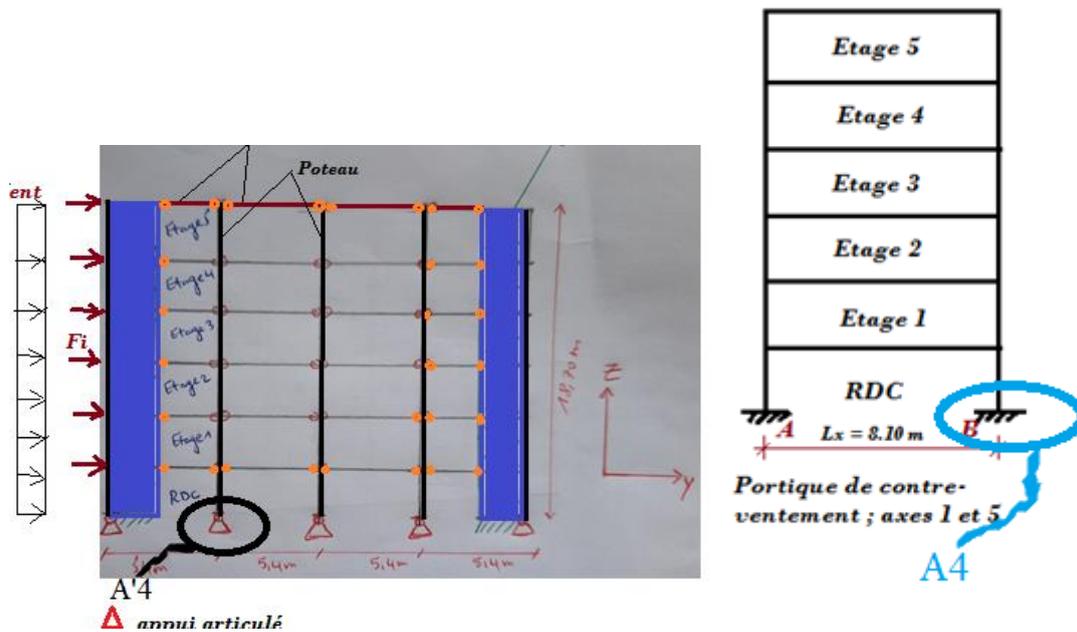


Fig.VII.7.4-A 4: assemblage en pied poteau,



c'est-à-dire entre un poteau et sa semelle de fondation en béton armé.

Chaque fois, nous donnons une conception qui présente les composants de l'assemblage et les détails constructifs.

Ensuite, on procède au calcul de vérifications de dimensionnements réglementaires et économiques

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et d'assurer la solidarité de plusieurs pièces entre elles tout en transmettant faiblement les charges sans engendrer des sollicitations parasites notamment la torsion qui peut compromettre la structure.

Pour réaliser une structure métallique qui travaille comme un seul bloc, on dispose des pièces individuelles qu'il convient d'assembler, selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer parmi les assemblages.

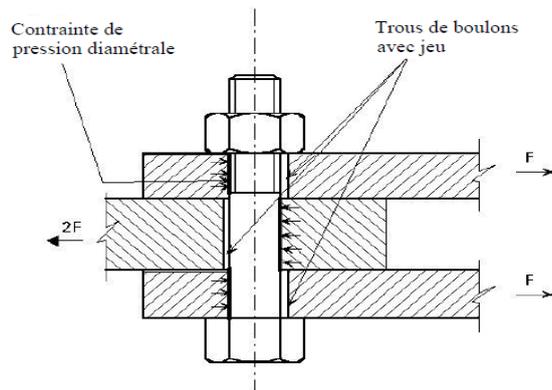
- Assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

## VII.2- Les type de liaison :

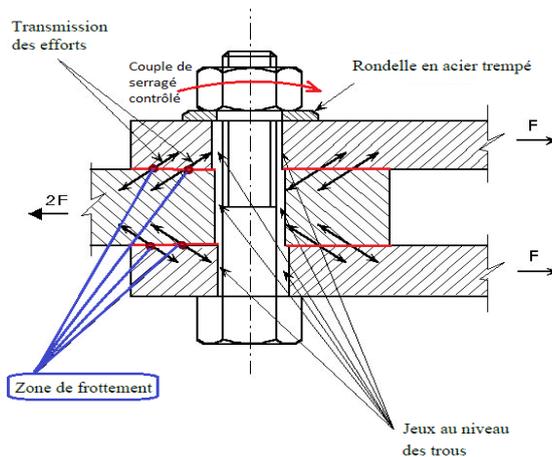
Les assemblages sont classés en deux grandes catégories :

- ✓ Assemblages « mécaniques » : boulons, vis, rivets... ;
- ✓ Assemblages « adhérents ou cohésifs » : soudure, collage... ;

Les assemblages concernent des éléments structuraux – poteaux, poutres, diagonales de



**Figure VII.7.5** – Transmission d’effort dans un joint à recouvrement par boulon non précontraint



**Figure .VII.7.6** – Transmission d’effort par frottement dans un joint cisailé (le frottement est créé par un couple de serrage contrôlé)

<b>Diamètre nominal du boulon <i>d</i> (mm)</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>18</b>	<b>20</b>	<b>22</b>	<b>24</b>	<b>27</b>	<b>30</b>
<b>Désignation du boulon</b>	<b>M14</b>	<b>M16</b>	<b>M18</b>	<b>M20</b>	<b>M22</b>	<b>M24</b>	<b>M27</b>	<b>M30</b>
<b>Section de la partie lisse <i>A</i> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>154</b>	<b>201</b>	<b>254</b>	<b>314</b>	<b>380</b>	<b>452</b>	<b>572</b>	<b>707</b>
<b>Section résistante de la partie filetée <i>A<sub>s</sub></i> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>115</b>	<b>157</b>	<b>192</b>	<b>245</b>	<b>303</b>	<b>353</b>	<b>459</b>	<b>561</b>

**Tableau .VII.7.1-** Propriétés dimensionnelles des boulons normalisés ISO

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.VII.7.2- Les classes des boulons

- Dans notre projet, nous avons utilisé la classe 4-6 et la classe 8-8.

✚ Coefficients partiels de sécurité: (*chap.6.1.1 –CCM97*)

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

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

✚ Coefficient de frottement: (*art.6.5.8.3 (1)*)

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

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

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

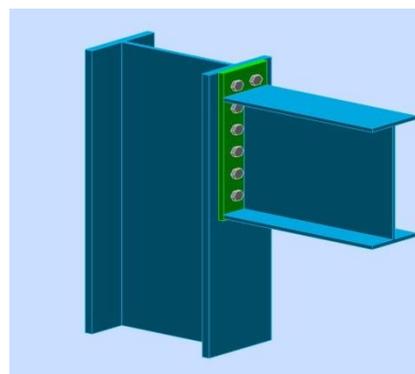
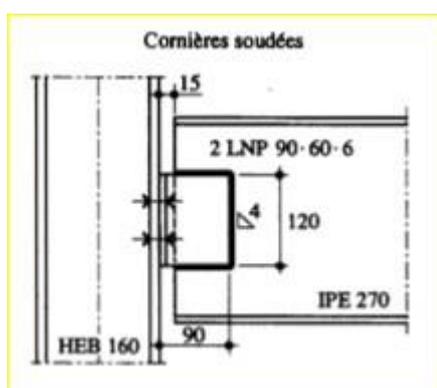
$\mu = 0,40$  pour les surfaces de la classe B

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

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

### VII.3-Assemblage poutre – poteau :

#### Conception



### Fig.VII.7.7- Assemblage poteau-poutre avec platine d'extrémité soudée et boulons horizontaux

#### VII.4- Calcul:

##### Géométrie

##### Poteau HEB 500:

$h = 500 \text{ mm}$  ;  $b = 300 \text{ mm}$  ;  $t_w = 14,5 \text{ mm}$  ;  $t_f = 28 \text{ mm}$  ;  $r = 27 \text{ mm}$  ;  $A = 238,6 \text{ cm}^2$  ;

$$I_y = 107200 \text{ cm}^4$$

##### Poutre IPE 270:

$h = 270 \text{ mm}$  ;  $b = 135 \text{ mm}$  ;  $t_w = 6.6 \text{ mm}$  ;  $t_f = 12.2 \text{ mm}$  ;  $r = 15.0 \text{ mm}$  ;  $A = 45.9 \text{ cm}^2$  ;

$$I_y = 5790 \text{ cm}^4$$

*L'assemblage est sollicité par:  $M = 71.18 \text{ KN.m}$  ;  $T = 84.66 \text{ KN}$  ;  $N = 23.05 \text{ KN}$  acier S355*

#### VII.4.1- Platine:

$h = 670 \text{ mm}$  Hauteur de la platine

$b = 210 \text{ mm}$  Largeur de la platine

$t = 10 \text{ mm}$  Epaisseur de la platine

$f_y = 235 \text{ MPA}$  Résistance

#### VII.4.2-Boulons:

##### a) Choix des boulons:

Nous allons utiliser des boulons de diamètres :  $d = 16 \text{ mm}$  ;  $d_o = 18 \text{ mm}$  ; classe HR 6-8

##### b) Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,5}{\gamma_{Mb}}$$

$F_{v,sd}$ : Effort de cisaillement de calcul par boulon

$V_{sd}$ : Effort fléchissant vertical

$F_{v,rd}$ : Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$A_s$ : Aire de la section transversale

$$n \geq \frac{1,25 \times 84,66}{600 \times 157 \times 0,5} \geq 2$$

$$n = 4$$

c) Disposition des boulons:

$$d_0 = d + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t_w \longrightarrow 21,6 \leq e_1 \leq 120$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t_w \longrightarrow 27 \leq e_2 \leq 120$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq 14t_w \longrightarrow 39,6 \leq P_1 \leq 140$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq 14t_w \longrightarrow 54 \leq P_2 \leq 140$$

**Donc:**

$$e_1 = 60 \text{ mm} ; e_2 = 70 \text{ mm} ; P_1 = 80 \text{ mm} ; P_2 = 120 \text{ mm}$$

d) Détermination des efforts dans les boulons:

Condition à vérifier:  $N_i \leq n \times F_p$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{Avec: } F_p = 2 \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 2 \times 0,7 \times 600 \times 157 = 132 \text{ KN}$$

Avec:  $n=2$  (nombre de boulons par rangés)

$F_p$ : l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

$$d_1 = 200 \text{ mm}$$

$$d_2 = 280 \text{ mm}$$

$$d_3 = 360 \text{ mm}$$

$$d_4 = 440 \text{ mm}$$

### VII.4.3 La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:

✓ **Condition à vérifier:**  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$\text{L'effort tranchant par boulon: } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{84,66}{4} = 21,16 \text{ KN}$$

$$\text{La résistance au glissement } F_{s,rd}: F_{s,rd} = \frac{K_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{MS}}$$

$K_s=1$ : Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

$\mu = 0,2$ : Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface.

$n = 2$ : Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{MS}=1,25$ : coefficient partiel de sécurité.

$F_p = F_{p.cd} = 0.7 * f_{ub} * A_s = 66 \text{ KN}$ : la résistance du boulon.

Donc:  $F_{s,rd} = 42.24 \text{ KN} > 21,16 \text{ KN}$  C.V

#### VII.4.4- Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement:

✓ *Condition à vérifier:*  $F_{v,rd} \geq N_{sd}$

$$\text{Avec: } F_{v,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,6 \times n \times m}{\gamma_{Mb}} = F_{v,rd} = \frac{600 \times 10^{-3} \times 157 \times 0,6 \times 4 \times 2}{1,25} = 361.72 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{N}{n} = \frac{23.05}{4} = 5.76 \text{ KN}$$

$m=2$ : Nombre de sections de cisaillement.

$n=4$ : nombre de boulons cisailés.

Donc:  $F_{v,rd} \geq N_{sd}$  C. Vérifier

#### VII.4.5- Vérification de la pression diamétrale:

✓ *condition à vérifier:*  $F_{b,rd} \geq F_{v,sd} = 21,16 \text{ KN}$

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \times 2,5 \times d_0 \times t \times \alpha}{\gamma_{Mb}} ; \text{ Avec: } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) \rightarrow: \alpha = 0,91$$

$$F_{b,rd} = \frac{600 \times 10^{-3} \times 2,5 \times 18 \times 10 \times 0,91}{1,25} = 196.56 \text{ KN}$$

$F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$  C. Vérifier

#### VII.4.6- Résistance des boulons à la traction:

✓ *Condition à vérifier:*  $F_{t,rd} \geq F_{v,sd}$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times K_2}{\gamma_{Mb}} ; K_2 = 0,63 \text{ pour des boulons à tête fraisée et } K_2 = 0,9 \text{ dans le cas générale.}$$

$$F_{t,rd} = \frac{600 \times 10^{-3} \times 157 \times 0,90}{1,25} = 67.82 \text{ KN}$$

$F_{t,rd} \geq F_{v,sd}$  C. Vérifier

## VII.5 Assemblage poutre – voile:

### VII.5.1-Conception:

#### ✓ Pièce d'appui boulonnée:

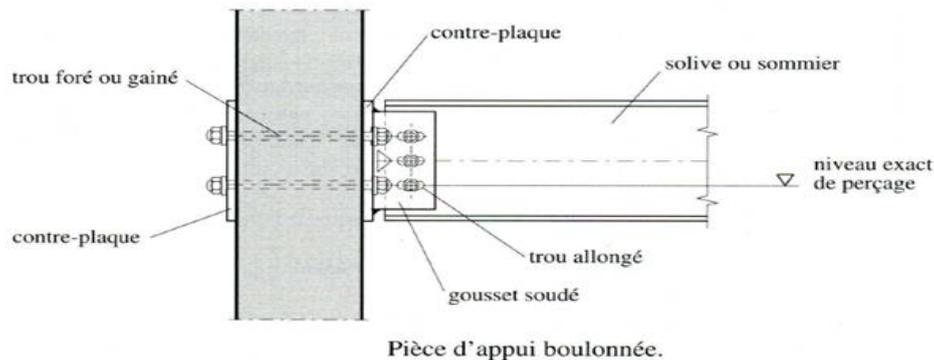


Fig .VII.7.8-Livre de M. HIRT et M. Crisinel, Charpentes métalliques volume 11 du traité TGC, édité par Presses PPUR, Suisse, 2006

### VII.6-Calcul:

Cet assemblage est sollicité par (N, T) On a :  $T = 49.97 \text{ KN}$

$$N_T = 248.36 \text{ KN}$$

✓ **Travail des boulons:** on a  $T \perp$  a l'axe du boulon et  $N //$  a l'axe du boulon.

✓ Le boulon travail au cisaillement et a la traction.

✓ On utilise de boulon HR (classe 8– 8)

#### a. Epaisseur de la platine:

On choisit une D'épaisseur  $e = 20 \text{ mm}$

#### b. Boulons:

##### ➤ Effort tranchant:

$$V_1 = \frac{V}{n} \leq 1,1.F_{pc}.\mu$$

$$(n=4) \rightarrow \frac{V}{4} \leq 1,1.0,8. A_s.f_{yb}.0,3$$

$$\rightarrow A_s \geq \frac{4997}{4 \times 1,1 \times 0,8 \times 640 \times 0,3} = 7.39 \text{ mm}^2$$

Donc on utilise 4 Ø14 HR (classe 8 – 8)

$$\text{Donc: } V_1 = \frac{V}{n} = 1249.25 \text{ N} < 19430 \text{ N} \quad \text{C. Vérifiée}$$

➤ **effort normal:**

$$N_1 = \frac{N}{n} \leq 0,8 \cdot A_s \cdot f_{yb}$$

$$\frac{24836}{4} = 6209 \text{ N} < 58880 \text{ N} \quad \text{C. Vérifiée}$$

$$\delta_t = 2(14) = 28 \text{ mm}$$

➤ **La pression diamétrale:**

$$\frac{V_1}{d \cdot e} = \frac{1249.25}{14 \cdot 10} = 8.9 \text{ N/mm}^2 < 4 \cdot f_y = 1420 \text{ N/mm}^2 \quad \text{C.V}$$

✓ Pour l'appui on utilise un raidisseur de 10 mm

Donc: 4 Ø14 HR (classe 8 – 8)

$$\delta_t = 28 \text{ mm}$$

$$\delta = 42 \text{ mm}$$

## VII.7 Assemblage poutre-solive

### **Conception :**

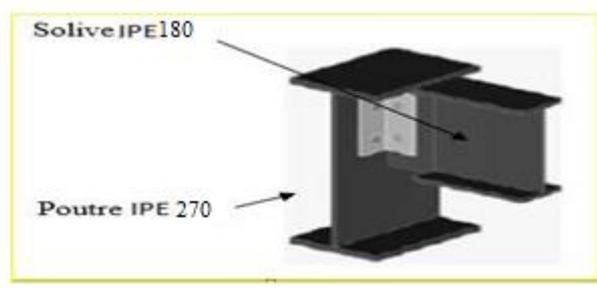


Figure .VII.7.9- disposition de solive-poutre

- Type de liaison entre les poutre et solive est articule.
- **Procédé :**
- Je choisie le procédé par boulons ordinaires.

**Détail d'assemblage :** Nous ajouton une pièce intermédiaire

1. C'est un plat.
2. C'est une ou 2 cornières.

L'assemblage sera réalisé au biais d'une cornière

L60x60x8 Les sollicitations :  $s_d = 29.51 \text{ KN}$

### **A. Disposition constructive:**

a) Distance entre axes des boulons :

$$d_o = d + 2mm = 16mm$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}); t_w(\text{solive})) = \min(6.6; 5.3) \rightarrow t = 5.3mm$$

$$2.2d_o \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \rightarrow 35.2 \leq p_1 \leq 74.2 \rightarrow p_1 = 70mm$$

$$3d_o \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \rightarrow 48mm \leq p_2 \leq 74.2mm \rightarrow p_2 = 72mm$$

b) Pince longitudinale :

$$1.2d_o \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 19.2 \leq e_1 \leq 63.6 \rightarrow e_1 = 60mm$$

c) Pince transversale :

$$1.5d_o \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 24 \leq e_2 \leq 63.6mm \rightarrow e_2 = 63mm$$

On prend le nombre de boulon  $n = 4$ .

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

$$\left. \begin{array}{l} d=14mm \\ d_o=16mm \\ A=154mm^2 \\ A_s=115mm^2 \end{array} \right\} M4.6 \left\{ \begin{array}{l} f_{yb}=240 \text{ Mpa} \\ f_{ub}=400 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Caractéristiques des profilés assemblés (**IPE180/IPE270**) :

Poutre/solive	Solive IPE180	Poutre IPE270
Hauteur :h (mm)	180	270
Largeur b(mm)	91	135
Epaisseur de l'âme :t w(mm)	5.3	6.6
Epaisseur de la semelle :t f(mm)	8.0	10.2
Limite d'élasticité :f <sub>y</sub> (MPA)	235	235
Résistance ultime en traction(MPA)	400	400

**TABLEAU.VII.7.3- Caractéristiques des profilés assemblés (IPE180/IPE270) :****B. Vérification de assemblage:**

Résistance au cisaillement des boulons :  $F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\delta M_b}$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}(total)}{n} = \frac{29.51}{4} = 7.37 \text{ KN (effort de cisaillement sollicitant par des boulons)}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\delta M_b} = \frac{0.6 \cdot 0.4 \cdot 115}{1.25} = 22.08 \text{ KN (effort de cisaillement résistant par boulon)}$$

$$F_{V,sd} = 7.37 \text{ KN} < F_{V,Rd} = 22.08 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

a) Résistance ultime de calcul au cisaillement des pièces assemblées :

La valeur de calcul de la résistance efficace  $V_{eff,Rd}$  au cisaillement est déterminée par :

$$V_{eff,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{v,eff}$$

Avec :  $A_{v,eff}$  : Aire efficace de cisaillement.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{v,eff} : t_w \cdot L_{v,eff} \quad \text{Où : } L_{v,eff} = \min(p_1 + L_1 + L_2 ; L_3) \\ L_1 = \min(e_1 ; 5d) \\ L_2 = \min(e_2 - k \cdot d_o) \cdot (f_u / f_y) \\ K = 0.5 \quad (\text{pour une seule rangée de boulons}) \\ d_o = 16 \text{ mm} \quad (\text{diamètre des trous}) \\ n : \text{ nombre de trous de fixations le long de la plaque cisailée} \end{array} \right.$$

$$L_1 = \min(e_1 ; 5d) = L_1 = \min(60 ; 70) \rightarrow L_1 = 70 \text{ mm}$$

$$L_2 = (e_2 - k \cdot d_o) \cdot (f_u / f_y) \quad L_2 = (55) \cdot (400 / 240) = 91.66 \text{ mm}$$

$$L_3 = (p_1 + 2 \cdot e_1 - n \cdot d_o) \cdot (f_u / f_y) \quad L_3 = (70 + 2 \cdot 60 - 4 \cdot 16) \cdot (400 / 240) = 210 \text{ mm}$$

$$L_{v,eff} = \min(p_1 + L_1 + L_2 ; L_3) \quad : L_{v,eff} = \min(231.66 ; 210) = 210 \text{ mm}$$

$$A_{v,eff} = t_w \cdot L_{v,eff} = 5.8 \times 210 = 1218 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_{v,eff} = \frac{240}{1.5} \times 1218$$

$$V_{sd} = 29.51 \text{ KN} < V_{eff,Rd} = 112 \text{ kN} \text{----- Condition Vérifiée}$$

Pression diamétrale des pièces assemblées

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\delta M b} \text{ ou: } \alpha \min \left[ \frac{P1}{3d0}; \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4}; \frac{fub}{f_u}; 1 \right]$$

$$F_{vRd} = \frac{2.5 \cdot 0.58 \cdot 400 \cdot 14 \cdot 5.3}{1.25} = 34.42 \text{ KN}$$

$F_{V,sd} = 7.37 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 34.42 \text{ kN}$  -----Condition Vérifiée

t cornière = 8 mm

t poutre = 6.6mm  $\Rightarrow t = \min(8; 6.6; 5.3\text{mm}) \Rightarrow t = 5.3\text{mm}$

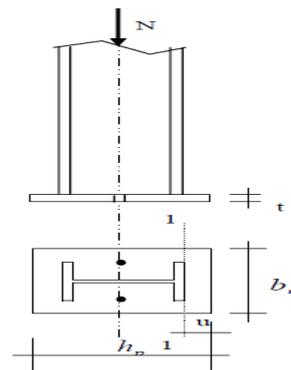
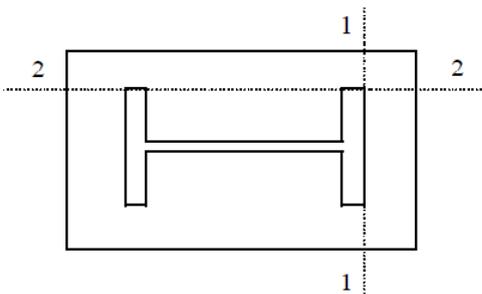
t so live = 5.3 mm

## VII.8-Les pieds de poteaux:

**VII.8.1-Conception:** Nous avons conçus des poteaux avec pieds articulés, donc des appuis qui permettent la rotation et annulent toute translation dans le plan du portique

Un appui transmet des efforts N et V mais ne transmet pas moment de flexion (M=0) il ne réagit pas deux forces de réaction  $R_x = V$  ;  $R_y = N$  Pression diamétrale des pièces assemblée

Pression diamétrale des pièces assemblée



### VII.7.8.2- Calcul:

✓ Semelle isolée:

L = 250 [mm] Longueur de la semelle

B = 250 [mm] Largeur de la semelle

$L = 250$  [mm] Longueur de la semelle

$H = 450$  [mm] Hauteur de la semelle

➤ **Efforts:** Poteau HEB500

$T = 46.82$  KN Effort tranchant ;  $N = 1244.39$  KN

➤ **Pied de poteau articulé:**

Les pieds de poteaux sont articulés quand leur mode de fixation leur permet de s'incliner sur leur base et de se déformer sans fendre ni fissurer le massif de fondation.

### VII.8.3-Surface de la platine:

Elle est déterminée par la condition suivante:

$$\sigma = \frac{N}{b \times h} \leq \bar{\sigma}_b$$

➤ **Epaisseur de la platine:**

On choisit:  $t = 10$  mm

➤ **Surface d'appui de la plaque d'assise:**

$$b \times h \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_b} = \frac{1244.39}{80} = 155.54 \text{ cm}^2$$

La hauteur de la section du poteau (HEB500) est de  $h_c = 500$  mm ; sa largeur est de  $b_c = 300$  mm

Pour des raisons constructives on adopte une platine de  $56 \times 46 \text{ cm}^2$

$$h \times b = 56 \times 46 = 2576 \text{ cm}^2 \gg 155.54 \text{ cm}^2$$

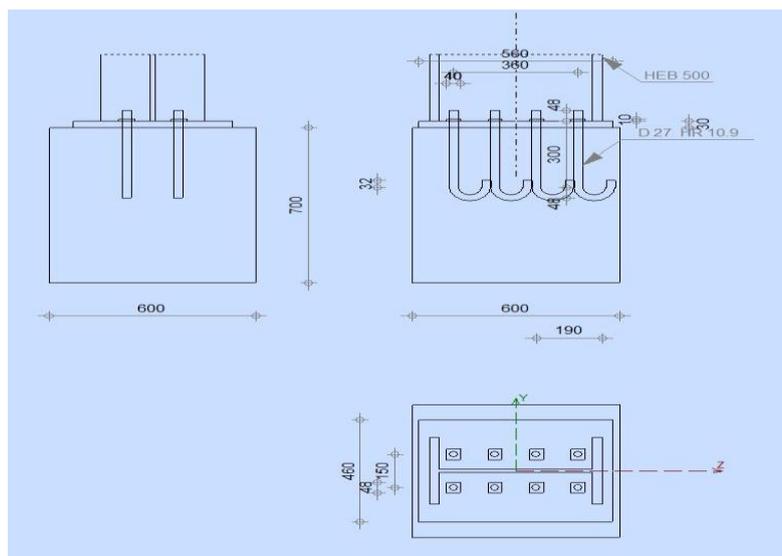


Fig.VII.7.10- Assemblage des pieds de poteaux

➤ **Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation:**

$$\sigma = \frac{2483.6}{56 \times 46} = 9,64 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_b \quad C.V$$

➤ **Épaisseur de la platine:**

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}} = 5 \text{ mm}$$

L'épaisseur de calcul est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur de 30mm.

## VII.9-Pour le calcul des tiges d'ancrage:

### VII.9.1- Diamètre des tiges d'ancrage :

On doit vérifier la résistance à 2 efforts N de traction et V de cisaillement, chaque tige reçoit

$$N_1 \text{ et } V_1; \quad N_1 = \frac{N}{n}; \quad V_1 = \frac{V}{n}$$

n: nombre de tige ; n = 6

Classe: HR 10-9 Classe de tige d'ancrage

On choisit alors 6 tiges d'un diamètre  $\phi 20$ .

**Alor:**  $r = 3\phi$  ;  $l_2 = 2\phi$  ;  $l_1 = 20\phi$

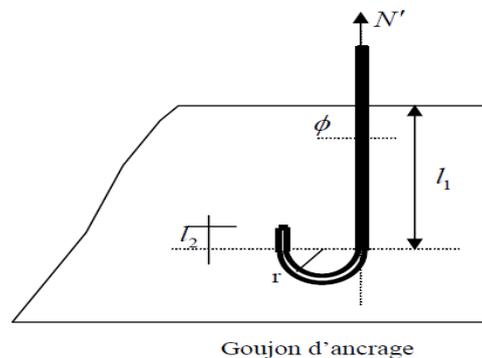


Fig.VII.7.1- goujon d'ancrage.

$$N_1 = \frac{2483.6}{8} = 310.45 \text{ KN}$$

$$V_1 = \frac{49.97}{8} = 6.24 \text{ KN}$$

➤ **Vérification la résistance à la traction:**

$$\sigma = \frac{N_1}{A_s} = \frac{31045}{245} = 126.71 \text{ MPA} \leq \sigma_{adm} = \frac{fy}{\gamma_{m2}} = \frac{900}{1,50} = 600 \text{ MPA} \quad C.V$$

➤ **Vérification la résistance au cisaillement:**

$$\tau = \frac{V_1}{A_s} = \frac{624}{245} = 2.54 \text{ MPA} \leq \tau_{adm} = \frac{fy}{\sqrt{3} \times \gamma_{M2}} = \frac{900}{1,25 \times \sqrt{3}} = 416 \text{ MPA} \quad C.$$

# **Chapitre 8**

---

## **Etude des Fondations**

---

## Chapitre 8 - Etude des Fondations

### VIII.1-Résumé des données de l'Etude Géotechnique

#### VIII.2-Introduction :

La conception et les calculs de dimensionnement des fondations exigent la connaissance d'un ensemble de données relatives aux couches de sol situées en-dessous du futur bâtiment ; ce sont les propriétés du site d'implantation. Pour cela, l'ingénieur concepteur demande de faire une étude géotechnique ayant pour objectif la prospection du sol de fondation. Cette étude est souvent menée par un laboratoire spécialisé en sciences géotechniques, appelé aussi : Laboratoire d'étude de sol.

Pour le présent projet de construction de « 300 Logements collectifs promotionnels » au profit de l'office national OPGI, agence de la wilaya de Biskra, ce maître d'ouvrage a fait appel au : *Laboratoire National d'Habitat et de Construction*, filiale du Sud-Est d'Algérie ; il est désigné par " LNHC. Sud-Est ", il possède un siège administratif à Biskra, cependant son laboratoire d'essais se trouve dans la zone industrielle de la ville de Batna.

C'est donc le laboratoire LNHC qui a été chargé de faire une étude de prospection du terrain devant servir d'assise à notre projet. Pour cela, cette société a appliqué deux catégories de techniques de reconnaissance de sol :

- 1<sup>ère</sup> catégorie : Des techniques normalisées de reconnaissance in-situ ; il s'agit de la technique d'essais au pénétromètre statique,
- 2<sup>ème</sup> catégorie : Des essais normalisés d'analyse de sol en laboratoire sur des échantillons prélevés par carottage ; c'est-à-dire suite à des opérations de sondage.

1- A partir des essais au pénétromètre statique

Les essais nous permettent de déterminer la résistance du sol en fonction de la profondeur et de détecter un éventuel horizon dur.  
 La résistance de pointe ( $R_p$ ) est fonction de la profondeur et varie avec le degré de consolidation et d'homogénéité.  
 Les pénétragrammes donnent des renseignements d'ordre qualitatif et permettent de définir rapidement un type de fondation, beaucoup plus que d'étudier le comportement.

TYPE DE FONDATION:

Vu les caractéristiques géotechniques du terrain nous préconisons comme mode de fondation des semelles superficielles isolées avec un ancrage de 1,50m à partir du terrain naturel.

Pour la contrainte admissible du sol elle est donnée par la formule:

$$q_{ad} = \frac{R_p}{F}$$

F: coefficient de sécurité; elle est pris égal à 10 pour un pénétromètre statique

Les résultats de ces essais sont portés sous forme de graphique exprimant les résistances de pointe en fonction de la profondeur.

Acti

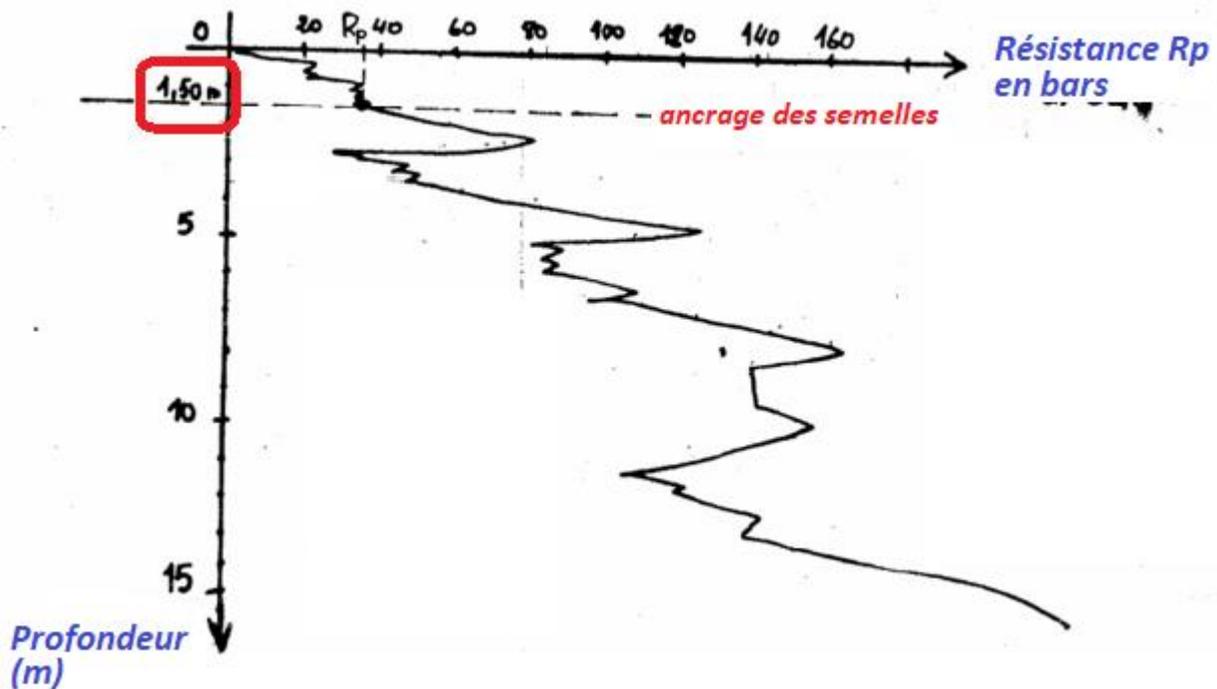


Fig.VIII.8. 1 – Résistance de pointe  $R_p$  mesurée par le pénétromètre statique

**VIII.3- Résumé des résultats du rapport de sol :** Nous avons l’occasion de lire le contenu d’une copie du rapport des résultats d’étude de sol pour le présent projet « 300 Logements collectifs promotionnels », ci-dessous nous donnons un résumé des résultats obtenus avec les recommandations finales de ce rapport relatives à la conception du système de fondations.

**a) Coupe Géologique :** La coupe du terrain nous montre les différentes couches constituant notre sol, », ci-dessous nous donnons la figure 2 ; c’est une copie de la coupe géologique issue du sondage N°3 :

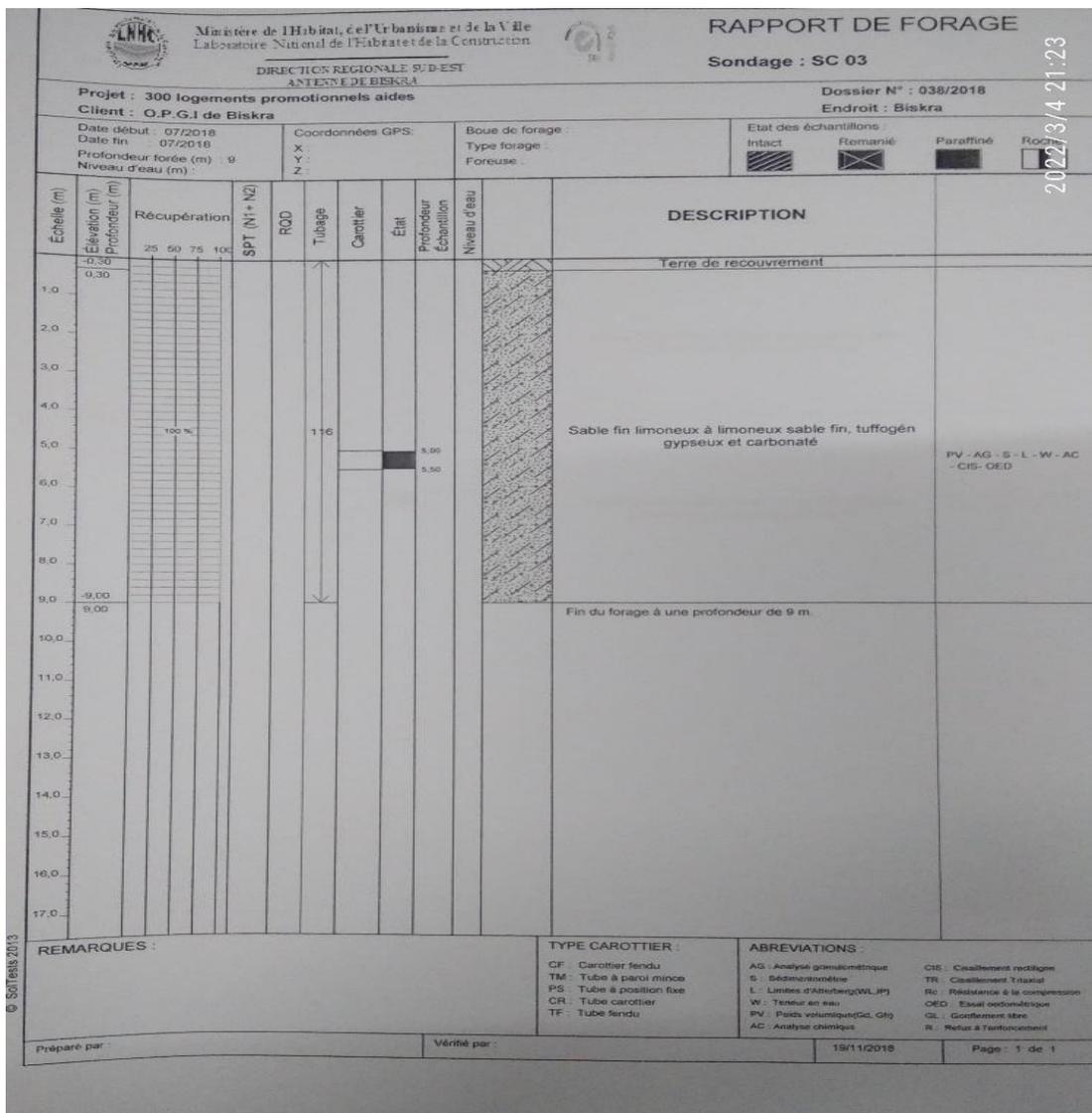


Fig.VIII.8. 2 - Coupe Géologique du terrain

**b) Propriétés mécaniques des couches de sol** : Les caractéristiques mécaniques du sol de fondation ont été déterminées à partir des essais de sondages pressiométriques pour évaluer la qualité de résistance mécanique du sol en place, ce qui permet d'évaluer la contrainte admissible «  $q_a$  » du sol capacité, et permet aussi d'évaluer les valeurs des tassements des fondations. On propose une valeur de la profondeur « D » de la couche d'assise, ensuite on évalue les valeurs de  $q_a$ , les pré-dimensions des fondations et leurs tassements. Si les valeurs obtenues sont satisfaisantes, alors de la profondeur « D » et le type de système de fondation sont retenus, sinon on procède à un changement de ces deux paramètres de conception jusqu'à satisfaction.

Les caractéristiques physico-mécaniques mesurées sont comme suit :

$\gamma_h$  (t/m<sup>3</sup>) : Poids spécifique humide

$\gamma_b$  (t/m<sup>3</sup>) : Poids spécifique sèche

$\varphi$  (degré) : L'angle de frottement interne

C (bars) : La cohésion

Couche	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_b$ (t/m <sup>3</sup> )	C (bars)	$\varphi$ (degré)
1	1.82	1.68	0.57	24.42
2	1.86	1.63	0.59	23.73

**Tableau.VIII.8.1- Propriétés mécaniques des couches de sol :**

**c) Evaluation de la contrainte de rupture  $q_u$  et de la contrainte admissible  $q_a$**

La charge ultime du sol de fondation "  $q_u$  " est déterminée en superposant trois états :

- Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, d'où une certaine résistance "  $q_\gamma$  "; avec  $\gamma$  le poids spécifique des terres sous le niveau de la semelle;
- L'action des terres situées au-dessus du niveau des fondations qui sont supposées agir avec une surcharge sur un milieu pulvérulent non pesant, d'où une résistance "  $q_q$  " avec  $\gamma_1$  le poids spécifique des terres au-dessus du niveau de la semelle ;
- L'action de la cohésion, d'où une charge de rupture "  $q_c$  ".

La résistance limite sera donc calculée par la formule suivante :  $q_u = q_\gamma + q_q + q_c$  (1)

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et de la forme de la zone en équilibre limite. Toutes ces hypothèses conduisent à la formule générale de TERZAGHI suivante :

$$(2) \quad q_{adm} = \gamma D + \frac{0,4 \gamma B N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + 1,3 C N_c}{F_s}$$

Cette formule est admise par le DTR BC 1.33.1 portant le calcul des fondations superficielles.

Avec :  $S_\gamma$ ,  $S_q$ ,  $S_c$  : coefficients dépendant de la forme des fondations.

$N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  : coefficients dépendant uniquement de l'angle de frottement interne.

Détermination de la contrainte admissible  $q_a$  : La contrainte admissible du sol de fondation  $q_a$  est la valeur de sécurité qui permettra à l'ingénieur concepteur de dimensionner les fondations. Elle est exprimée par la formule suivante :

$$q_a = q_u / F_s \quad (3)$$

$F_s$  : Facteur de sécurité, il est pris égal à 3.

Pour notre projet, on considère :

Largeur B (m)	Profondeur D (m)	Angle de frottement $\varphi^\circ$	Cohesion C (bars)	Poids volumique $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )
2.50	4.5	24.42	0.57	1.82

**Tableau.VIII.8.2- paramètres de calcul :**

Pour  $\varphi = 24.42^\circ$ , d'après *COSTET et SANGLERAT* dans leur livre "Problèmes de Mécanique des Sols" on a les valeurs des paramètres de calcul comme le montre le tableau suivant :

Largeur B (m)	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$S_\gamma$	$S_q$	$S_c$
2.50	7.59	10.03	19.89	$\left(1 - 0.2 \frac{B}{A}\right)$	1	$\left(1 + 0.2 \frac{B}{A}\right)$

**Tableau.VIII.8.3- paramètres de calcul :**

$$\text{Donc : } \gamma D + \frac{0.4 \gamma B N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + 1.3 C N_c}{F_s} ;$$

$$\text{D'où : } q_a = q_u / F_s = 2.04 \text{ bars}$$

d) **Propriétés chimiques du sol** : L'analyse chimique a montré que le sol possède un niveau d'agressivité « A4 » qualifié de « fortement agressif » à cause de la teneur élevée en sulfates  $\text{SO}^{4-}$ .

### VIII.4- Résumé des Recommandations du laboratoire :

- Semelles superficielles isolées, reliées par des longrines rigides dans les deux sens ou filantes.
- Ancrage à une profondeur  $D=1,5\text{m}$  par rapport au terrain terrassé
- Capacité portante du sol :  $q_a = 1.5 \text{ bars} = 0.15 \text{ MPa}$
- Nécessité d'utilisation d'un ciment spécial résistant aux sulfates CRS

### VIII.5-Conception du Système des Fondations

**VIII.5.1- Exigences pour concevoir les fondations** : Les massifs de fondations doivent être capables d'équilibrer à la fois les sollicitations venant des éléments porteurs de la superstructure (Poteaux et voiles), et ils doivent être capables de résister aux forces de réaction dues au sol.

Les sollicitations venant des éléments porteurs de la superstructure sont théoriquement des forces verticales, des forces horizontales, des forces obliques, des moments de flexion et des moments de torsion. Pour notre projet, sous un poteau principal de la superstructure métallique on trouve les sollicitations présentées par les figures 3.a et 3.b suivantes :

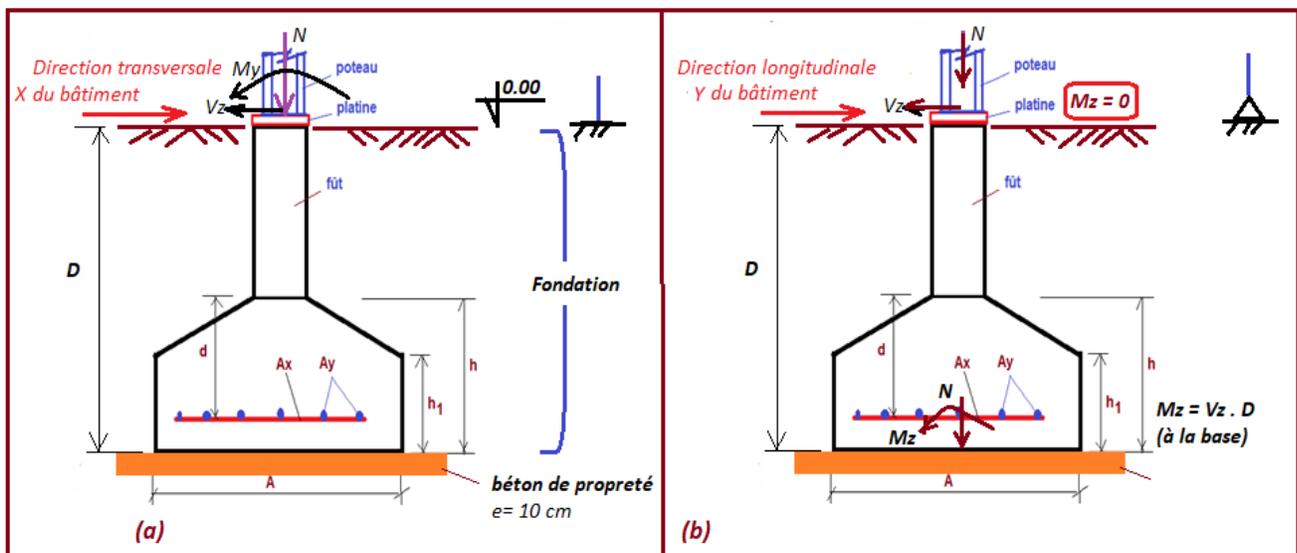


Fig .VIII.8. 3 – Efforts transmis par superstructure métallique aux fondations

### VIII.5.2-Choix du type de fondations Des fondations superficielles en béton armé :

A cette étape de l'étude de projet, nous allons choisir le type de fondations : son matériau de construction et ses dimensions préliminaires. Les critères de choix sont : sécurité en situation d'actions courantes, sécurité parasismique, durabilité et économie. La sécurité des fondations concernent les exigences d'états limites ultimes « ELU » d'équilibre statique (ou de stabilité) et de résistance mécanique.

Du point de vue matériau de construction, nous choisissons de réaliser les fondations en béton armé conformément aux règles de conception et de calcul *DTR Règles CBA 93* et *DTR Règles RPA 2003*, mais aussi par application des prescriptions du DTR BC 1.33.1 de conception des fondations superficielles et DTR E 2.1 des règles d'exécution des ouvrages en béton armé.

Pour le béton, le renforcement par des armatures est nécessaire, soit pour résister aux contraintes de traction et aux contraintes de cisaillement, soit pour aider le béton contre les contraintes de compression ; on aura donc des fondations en béton armé. La solution du béton armé est la meilleure pour notre projet.

Du point de vue dimensions préliminaires des fondations, nous devons choisir entre fondations superficielles en semelles isolées ou filantes, radier général, fondations profondes en pieux, et fondations semi-profondes en puits. Pour un bâtiment à faible nombre d'étages R+5, il nous paraît que la solution économique est d'adopter des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles porteurs. On laisse la solution du radier général comme alternative (حل بديل) exceptionnelle lorsqu'on trouve par les calculs que les semelles sont trop rapprochées ou insuffisantes.

**VIII.5.3- Combinaisons d'actions** : En conformité avec les prescriptions des deux règlements de calcul des structures en béton armé : *DTR Règles CBA 93* et *DTR Règles RPA 2003*, nous devons dimensionner nos fondations par la combinaison des sollicitations  $M - V - N$  venant des charges  $G$  et  $Q$ , les forces du vent  $W$  et les forces accidentelles sismiques  $E$ . Les combinaisons suivantes seront appliquées :

Pour les ELS ; on ne tiendra pas compte des actions sismiques E :

$$(1) G + Q + W$$

Pour les ELU en situation d'actions courantes non sismiques :

$$(2) 1.35G + 1.5Q + W \text{ ----- elle est } \underline{\text{négligeable}}$$

$$(3) 1.35G + 1.5W + Q \text{ ----- elle est } \underline{\text{négligeable}}$$

Pour les ELU en situation d'actions sismiques ; donc accidentelle :

$$(4) G + Q + E$$

$$(5) G + Q - E$$

$$(6) 0.8G + E$$

$$(7) 0.8G - E$$

Pour l'étude d'un bâtiment à étages situé en zone sismique, l'action du vent W est moins dangereuse que l'action sismique E, alors les deux combinaisons (2) et (3) sont non dominantes, donc elles sont négligeables par rapport aux 4 dernières combinaisons.

**VIII.5.4- Pré-dimensions des semelles** : Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous les voiles. Pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que la somme des surfaces des semelles (désignée par S<sub>s</sub>) doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment (désignée par S<sub>b</sub>) ; on écrit alors :  $S_s / S_b < 50 \% = 0.50$

La surface S<sub>s</sub> des semelles est donnée par la formule simplifiée suivante en négligeant l'effet du moment de flexion dans la direction X des portiques transversaux (on suppose M = 0) :

$$S_s \geq N / \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :  $N = \sum Ni$  ; c'est la somme de tous les efforts N ramenés par les poteaux et les voiles,

N<sub>i</sub> : effort normal de compression maximal à la base d'un poteau *i* ou d'un voile *i*

Calcul des surfaces revenant aux semelles :

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées comme suit :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

*Note* : Dans ce cas, on va prendre  $\overline{\sigma_{sol}} = 2.04 \text{ bar} = 204 \text{ kN/m}^2$

Avec :  $N = N_G + N_Q$

Nous avons noté les valeurs des efforts maximums N donnés par le logiciel ROBOT en pieds de poteau, ensuite nous avons calculé leurs sommes  $NG$  pour les charges permanentes, et  $NQ$  pour les charges d'exploitation. Les résultats de nos calculs sont les suivants :

$NG = 5655.09 \text{ kN}$  : somme des efforts dûs aux charges permanentes G,

$NQ = 1506.73 \text{ kN}$  : somme des efforts dûs aux charges d'exploitation Q,

*Efforts combinés aux E.L.U* :  $N_U = 1,35 NG + 1,5 NQ = 9894.47 \text{ kN}$ .

*Efforts combinés aux E.L.S*:  $N_{ser} = NG + NQ = 7161.82 \text{ kN}$

*Somme des surfaces de toutes les semelles* :

$$S_s \geq N / \overline{\sigma_{sol}} = \frac{7161.82}{204} = 35.10 \text{ m}^2$$

Sachant que  $S_b = 183.6 \text{ m}^2$  alors :  $S_s / S_b = \sum S_{\text{Semelles}} / S_{\text{bâtiment}} = 35.10 / 183.6 = 0.19 = 19\% \Rightarrow$   
ce taux est inférieur à 50 %,

Analyse du résultat : Le rapport des surfaces  $S_s / S_b$  est inférieur à 50 %, alors on conclue qu'il est plus économique de maintenir des **semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles** sans passer à la solution d'une fondation par radier général.

## VIII.6-Calcul des fondations :

### VIII.6.1-Semelle isolée sous poteaux intermédiaire :

*Hypothèses de calcul* :

Fissuration préjudiciable

Aciers FeE500

Contrainte admissible de l'acier :

Aux E.L.S, en admettant une fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \{ 2/3 f_e ; 150 \vartheta \} = 240 \text{ MPa} ; \text{ avec } \vartheta = 1,6 \text{ pour aciers HA}$$

Aux E.L.U :  $\sigma_s = f_e / \delta_s = 435 \text{ MPa}$  ; pour  $\delta_s = 1.15$

$\tau_u = \min \{f_{c28} \times 0.1 ; 3 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$

$\sigma_{sol,ser} = 2.04 \text{ bars}$  (E.L.S)

$\sigma_{sol,u} = 1.35 \sigma_{sol,ser} = 2.75 \text{ bars}$  (E.L.U)

*Le calcul se fait d'après les étapes suivantes :*

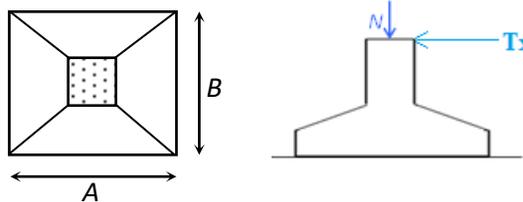
*Le Fut :* C'est la partie verticale en béton armé qui relie la semelle au poteau métallique, on l'appelle : amorce-poteau. Ses dimensions sont choisies en fonction des dispositions pratiques de la construction. Elles seront fonction de l'importance de la plaque d'assise et on tiendra compte d'un débordement du fut par rapport à la plaque d'assise de 5 cm minimum.

Les dimensions en plan de la platine sont telles que la relation suivante soit respectée :

$$A / B = a / b = 600 / 600 = 1$$

Prenons :  $a = b = 60 \text{ cm}$

$$Q_{adm} = \overline{\sigma_{sol}} = 2.04 \text{ bars}$$



### Dimensionnement de la semelle par application de la méthode des bielles :

\* G + Q       $N_1, M_1$ : l'effort normal et le moment fléchissant à l'ELS

$$N_1 = 707.62 \text{ kN} ; M_1 = 4.53 \text{ kN.m}$$

\* 1,35G+1,5Q       $N_2, M_2$  : l'effort normal et le moment fléchissant à l'ELU

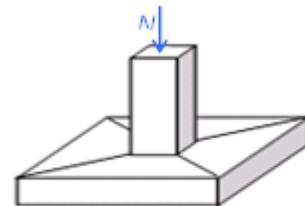
$$N_2 = 979.03 \text{ kN} ; M_2 = 6.29 \text{ kN.m}$$

\* Pré dimensionnement :

Semelle carré :  $S = A \times B$ ,       $\sigma_{sol} = 204 \text{ kN/m}^2$

*Etats limites de service : E.L.S*

*Condition de stabilité :*



$$B \geq 6 e_s \text{ tel que } e_s = M_{ser} / N_{ser} = 4.53 / 707.62 = 0.006m \quad \rightarrow 6 e_s = 0,038m$$

Condition de résistance :

Pour les poteaux carrés:  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

$$A \text{ est déterminé par : } S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

Avec:

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 2.04 \text{ bars}$$

Avec :

$$N_{ser} = 707.62 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } S \geq \frac{707.62}{2.04} = 4.71m^2$$

$$A = \sqrt{S} = \sqrt{4.71} = 2.17m^2 ; \text{ On prend } A=2.17m^2$$

Etats limites ultimes E.L.U :

Condition de stabilité :

$$e_u = M_u / N_u = 6.29 / 979.03 = 0.006m$$

$$A/4 = 217 / 4 = 0.54m > e_u = 0.06 \text{ m (CV)}$$

$$\text{Condition de résistance : } B \geq \frac{2N_u}{3 \left( \frac{A}{2} - e_s \right) \sigma_{sol}} = B \geq \frac{2 \times 979.03}{3 \left( \frac{217}{2} - 0.006 \right) \times 0.2025} = 2.9m$$

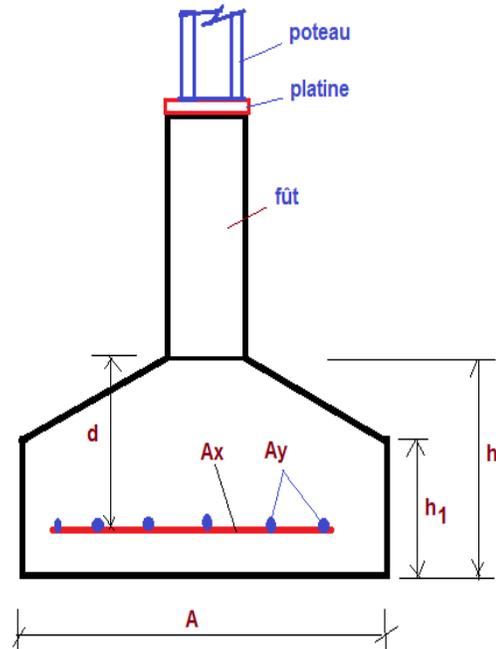
$$\text{Où : } e_u = 0.06m$$

$$A / 6 = 0.36, \quad A / 4 = 0.54$$

D'où on prend  $B = 2.9 \text{ m}$  et les semelles rectangulaires auront des dimensions

$$B \times A = 2.9 \text{ m} \times 2.17 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur totale de la semelle : } d \geq \max (A - a) / 4, (B - b) / 4 = \max = 0.57m$$



Soit  $d = 57$  cm, avec en enrobage  $c = 5$  cm, la hauteur de semelle est  $h = d + c = 62$  cm

$h_1 \geq h / 2$  à  $h / 3 = 31$  à  $20.66$  cm ; soit  $h_1 = 45$  cm

Vérification de la condition :  $h_1 \geq (6\phi + 6)$  cm

$\phi$  : Diamètre de la plus grosse barre utilisée pour le ferrailage ; Soit  $\phi = 16$  mm

On a :  $h_1 = 45$  cm  $>$   $6 * 1.6 + 6 = 15.6$  cm, donc c'est vérifié

Enfin:

semelles 290 x 217	$h = 62$ cm, $h_1 = 45$ cm, $d = 57$ cm
--------------------	---

Poids des foundations:

Poids des terres au-dessus de la semelle :

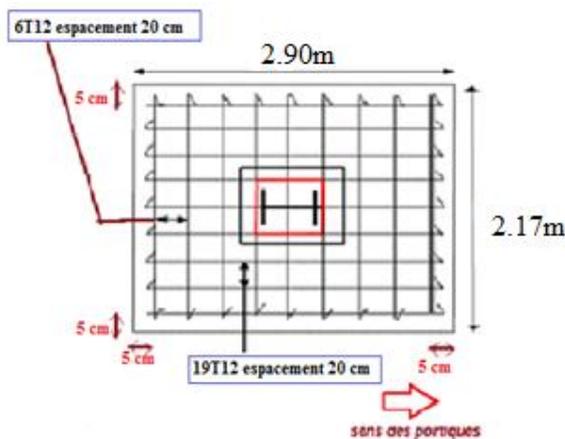
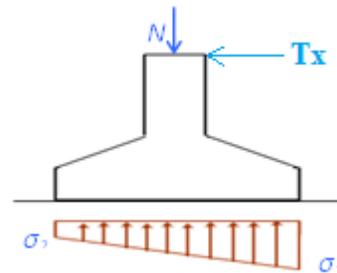
$$N_t = [(AB - ab)(D - h) + (AB - ab)h - h_1 / 2] * 1,8 = 8.20 \text{ t}$$

Poids du massif de la semelle :

$$N_s = [A^2 h_1 + A^2 (h - h_1) / 2 + a(D - h)] * 2.5 = 3.57 \text{ t}$$

$$N_f = N_t + N_s = 11.77 \text{ t} = 1177 \text{ Kn}$$

Ferrailage dans le sens des portiques :



E.L.S:

$$N_{ser} = N_f + 707.62 = 1884.62 \text{ daN}$$

On applique la méthode des bielles ;

$$A_a = N_{ser} (A - a) / 8d\sigma_s \quad A_a = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$A_b = N_{ser} (B - b) / 8d\sigma_s \quad A_b = 3.96 \text{ cm}^2$$

*E.L.U:*

$$N_u = 1,35 \times N_F + 979.03 = 3523.26 \text{ daN}$$

$$A_a = N_u (A - a) / 8d\sigma_s \quad A_a = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_b = N_u (B - b) / 8d\sigma_s \quad A_b = 4.08 \text{ cm}^2$$

*Vérification de la contrainte* :  $\sigma'_{sol} = 1,35 \times 1.5 = 2,025 \text{ bars}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left( 1 \pm \frac{6e_2}{A} \right)$$

$$e_2 = \frac{M}{N} = \frac{6.29}{979.03} = 0,006 \text{ m}$$

$$S = 2.90 \times 2,17 = 6.29 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{979.03}{6.29} \left( 1 + \frac{6 \times 0,006}{2,17} \right) = 158.23 \text{ KN} / \text{m}^2 < \sigma'_{sol} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_2 = \frac{979.03}{6.29} \left( 1 - \frac{6 \times 0,006}{2,17} \right) = 153.06 \text{ KN} / \text{m}^2 < \sigma'_{sol} \quad \text{C.V}$$

On note qu'on a bien :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont inférieures à  $Q_{adm}$ .

La contrainte moyenne fictive uniforme équivalente à l'ensemble des contraintes es notée  $\sigma_m$ ,

elle a une répartition constante :  $\sigma_m = (3 \sigma_1 + \sigma_2) / 4 = 156.93 \text{ kN} / \text{m}^2$

A  $\sigma_m$  correspond un effort normal fictif de compression simple :  $N^* = \sigma_m \cdot AB = 987.56 \text{ kN}$

Les sections d'armature :  $A_x = A_y = N^* \times (A - a) / 8d \sigma_s$

$$A_x = 987.56 \times (2,17 - 0,60) / (8 \times 0,57 \times 435) = 7.80 \text{ cm}^2$$

*Section à retenir pour le sens des portiques :*

$$A_x = \max (A_u, A_{ser}) \rightarrow \max (7.80 \text{ et } 2.70) = 7.80 \text{ cm}^2$$

*Ferraillage dans le sens perpendiculaire aux portiques :*

Dans l'autre direction  $M = 0$ , il y a N de compression simple :

Aux ELS, on doit vérifier que :  $\sigma = N_{ser} / (S + n_e \times A_y) \leq \sigma_{adm} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 + 15$   
MPa

Où  $n_e$  : coefficient d'homogénéité ou d'équivalence acier-béton, il vaut 15.

$S = A \times B = 290 \times 217 \text{ cm}^2$  ;

$A_y \geq (N_{ser} / 15 - AB \times 100 \text{ mm}^2) / 15 = (707.62 \text{ kN} / 150 - 62930) / 15 = -4195.01 \text{ mm}^2$  ; la valeur est négative, alors le béton seul suffit, on n'a pas besoin d'armature. Dans ce cas on met une section minimale d'armatures

Pour des barres de diamètre 12 et d'espacement maximum 20 cm (car la fissuration est préjudiciable), on aura au moins  $A_y = 6 \text{ HA}12$  par mètre de longueur ; soit 19 barres au total pour 2.90 m de largeur, on laissera 5 cm d'enrobage à chaque extrémité.

*Conclusion* : On adopte des semelles 2.17m x 2.90 m,

Avec un ferrailage dans le sens des portiques : 19 T 12 (21,47 cm<sup>2</sup>), soit un espacement de 20 cm, et 5 cm aux extrémités.

Dans le sens perpendiculaire, on met 1 barre T12 chaque 20 cm avec 5 cm aux extrémités.

### VIII.6.2-Semelle filante sous voile :

❖ *Hypothèses de calcul* :

Fissuration préjudiciable ; Aciers FeE 500 ;

Contrainte admissible de l'acier  $\sigma_s$ : Elle est calculée comme suit :

- Aux E.L.S, en admettant une fissuration préjudiciable :

$\sigma_s = \min \{ 2 / 3 f_e ; 150 n \} = 240 \text{ MPa}$  ; avec  $n = 1,6$  pour les aciers HA

- Aux E.L.U :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 435 \text{ MPa}$  ; pour  $\gamma_s = 1.15$

$\sigma_s = \min \{ f_{c28} \times 0.1 ; 3 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$

$\sigma_{sol,ser} = 2.04 \text{ bars}$  (E.L.S)

$$\sigma_{sol} = 1.35 \sigma_{sol,ser} = 2.75 \text{ bars (E.L.U)}$$

Le calcul se fait d'après les étapes suivantes :

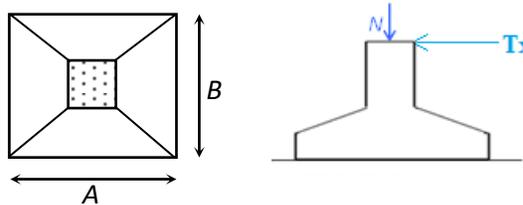
*Le Fut:* C'est la partie verticale en béton armé qui relie la semelle au poteau métallique, on l'appelle: amorce-poteau. Ses dimensions sont choisies en fonction des dispositions pratiques de la construction. Elles seront fonction de l'importance de la plaque d'assise et on tiendra compte d'un débordement du fut par rapport à la plaque d'assise de 5 cm minimum.

Les dimensions en plan de la platine sont telles que la relation suivante soit respectée :

$$A / B = a / b = 1$$

Prenons :  $a = b$

$$Q_{adm} = 2.04 \text{ bars}$$



*Dimensionnement de la semelle :*

Méthode des bielles

\* G+Q  $N_1, M_1$  : l'effort normal et le moment à l'ELS

$$N_1 = 554.73 \text{ kN} \quad M_1 = 1.90 \text{ kN.m}$$

1,35G+1,5Q  $N_2, M_2$  : l'effort normal et le moment à l'ELU

$$N_2 = 763.25 \text{ kN} \quad M_2 = 2.64 \text{ kN.m}$$

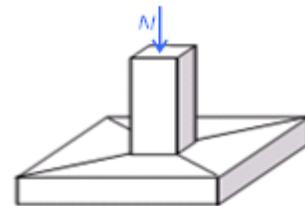
\* Prédimensionnement :

Semelle carrée :  $S = A \times B, \sigma_{sol} = 204 \text{ kN/m}^2$

*Etats limites de service E.L.S :*

*Condition de stabilité:*

$$B \geq 6 e_s ; \text{ tel que } e_s = M / N_{ser} = 1.90 / 554.73 = 0.003m \quad \rightarrow 6 e_s = 0,018m$$



Condition de résistance:

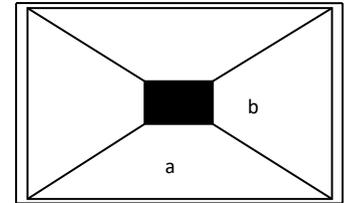
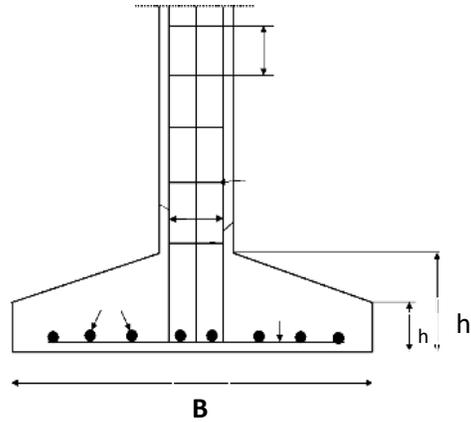
A est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :  $\sigma_{sol} = 2.04 \text{ bars}$

Avec :  $N_{ser} = 554.73 \text{ kN}$

Donc :  $A \geq \sqrt{\frac{120}{20} \times \frac{554.73}{204}} = 4.03 \text{ m}^2$

$B \geq \sqrt{\frac{20}{120} \times \frac{554.73}{204}} = 0.78 \text{ m}$



On prend :  $B = 1 \text{ m}$

$A = 4 \text{ m}$

D'où on prend  $B = 1 \text{ m}$  et les semelles rectangulaires auront des dimensions

$B \times A = 4 \text{ m} \times 1 \text{ m}$

Hauteur totale de la semelle :

$d \geq \max (A - a) / 4 , (B - b) / 4 = \max = 0.70 \text{ m}$

Soit  $d = 70 \text{ cm}$  , avec en enrobage  $c = 5 \text{ cm}$ , la hauteur de semelle est  $h = d + c = 75 \text{ cm}$

$h_1 \geq h / 2 \text{ à } h / 3 = 37.5 \text{ à } 25 \text{ cm}$  ; soit  $h_1 = 45 \text{ cm}$

Vérification de la condition :  $h_1 \geq (6\phi + 6) \text{ cm}$

$\phi$  : Diamètre de la plus grosse barre utilisée pour le ferrailage ; Soit  $\phi = 16 \text{ mm}$

On a :  $h_1 = 45 \text{ cm} > 6 * 1.6 + 6 = 15.6 \text{ cm}$ , donc c'est vérifié

Enfin:

Semelles 4 x 1	$h = 75 \text{ cm}$ , $h_1 = 45 \text{ cm}$ , $d = 70 \text{ cm}$
----------------	---

*Poids des fondations:*

*Poids des terres au-dessus de la semelle:*

$$N_t = [(AB - ab)(D - h) + (AB - ab)h - h_1 / 2] * 1,8 = 19.6 \text{ t}$$

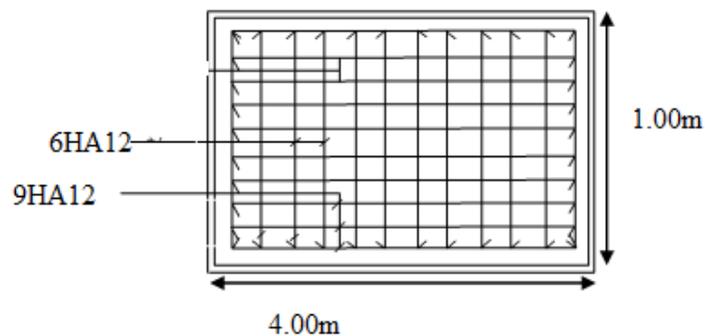
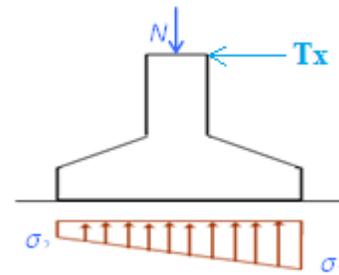
*Poids du massif de la semelle:*

$$N_s = [A^2 h_1 + A^2 (h - h_1) / 2 + a(D - h)] * 2.5 = 15.07 \text{ t}$$

$$N_f = N_t + N_s = 34.67 \text{ t} = 3467 \text{ Kn}$$

*Ferrailage dans le sens des portiques:*

*E.L.S:*



$$N_{ser} = N_f + 5547.3 = 5894 \text{ daN}$$

On applique la méthode des bielles ;

$$A_a = N_{ser} (A - a) / 8d\sigma_s \quad A_a = 19.64 \text{ cm}^2$$

$$A_b = N_{ser} (B - b) / 8d\sigma_s \quad A_b = 5.61 \text{ cm}^2$$

*E.L.U:*

$$N_u = 1,35 \times N_f + 7632.5 = 12312.95 \text{ daN}$$

$$A_a = N_u (A - a) / 8d\sigma_s \quad A_a = 38.3 \text{ cm}^2$$

$$A_b = N_u (B - b) / 8d\sigma_s \quad A_b = 11 \text{ cm}^2$$

*Vérification de la contrainte:*

$$\sigma'_{sol} = 1,35 \times 2.04 = 2,75 \text{ bars}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left( 1 \pm \frac{6e_2}{A} \right)$$

$$e_2 = \frac{M}{N} = 0.003$$

$$S = 4 \times 1 = 4 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{763,25}{4} \left( 1 + \frac{6 \times 0,003}{1} \right) = 194.24 \text{ KN / m}^2 < \sigma'_{\text{sol}} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_2 = \frac{2302,58}{10,64} \left( 1 - \frac{6 \times 0,021}{2,80} \right) = 187.37 \text{ KN / m}^2 < \sigma'_{\text{sol}} \quad \text{C.V}$$

On note qu'on a bien  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  inférieures à  $Q_{adm}$ .

La contrainte moyenne fictive uniforme équivalente à l'ensemble des contraintes  $\sigma$  ayant une répartition linéaire est :  $\sigma_m = 3\sigma_1 + \sigma_2 / 4 = 192.52 \text{ KN / m}^2$

A  $\sigma_m$  correspond un effort normal fictif de compression simple :  $N^* = \sigma_m \cdot AB = 770.09 \text{ kN}$

Les sections d'armature :  $A_x = N^* \times (A - a) / 8d\sigma_s$

$$A_y = 770.09 \times (1 - 0,20) / (8 \times 0,70 \times 435) = 25 \text{ cm}^2$$

*Section à retenir pour le sens des portiques:*

$$A_y = \max (A_u, A_{ser}) \rightarrow \max (25 \text{ et } 19.64) = 25 \text{ cm}^2$$

*Ferraillage dans le sens perpendiculaire aux portiques:*

Dans l'autre direction  $M \neq 0$ , il y a N de flexion composée:

$$\text{Aux ELS, on doit vérifier que : } \sigma = \frac{N_{ser}}{AB} + \frac{M}{I} \times \frac{A}{2} \leq \sigma_{badm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$S = A \times B = 400 \times 100 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_x \geq \frac{554.73}{400} + \frac{418.68}{480} \times \frac{1.2}{2} = 6.62 \text{ cm}^2 .$$

Pour des barres de diamètre 12 et d'espacement maximum 20 cm (car la fissuration est préjudiciable), on aura au moins  $A_x = 6HA12$  par mètre de longueur ; soit 19 barres au total pour 4 m de largeur, on laissera 5 cm d'enrobage à chaque extrémité.

*Conclusion:* On adopte des semelles 4.00m x 1.00 m,

Avec un ferrailage dans le sens des portiques : 19 HA12 (21,47 cm<sup>2</sup>), soit un espacement de 20 cm, et 5 cm aux extrémités.

Dans le sens perpendiculaire, on met 1HA12 chaque 20 cm avec 5 cm aux extrémités

### VIII.7-Calcul des Longrines:

Conformément à l'article 4.23.3. des règles R.P.A 2003, les fondations isolées sur sol de consistance moyenne seront chaînées dans les deux directions avec des longrines rigides.

*Ferrailage minimum:* 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à : min (20 cm ; 15 $\Phi_L$ )

\* *Effort de calcul:* le calcul se fait à la traction sous l'effet d'un effort :  $N/15$  où  $N = \max N_i$  appliquées dans les deux poteaux reliés, en prenant la combinaison la plus défavorable.

Des efforts de compression sur les poteaux liés à la longrine.

$$\rightarrow \text{condition de non fragilité : } A_s \geq B f_{t28} / f_e$$

$$\rightarrow \text{E.L.U : } A_u = N_u^T / \sigma_s$$

$$\rightarrow \text{E.L.S : } A_{ser} = N_{ser}^T / \sigma_{s, adm}$$

*Données:*  $N_u$  ;  $N_{ser}$  ;  $f_{t28}$  ;  $\sigma_s$  ;  $\sigma_{sadm}$

*Inconnues:* Dimensions du coffrage  $B = h \times b$  ; section d'armatures longitudinales  $A$ , cadres transversaux

$$\begin{cases} A \geq \max (A_u, A_{ser}, A_{min}) \\ B \leq A f_e / f_{t28} \end{cases}$$

$$N_{ser} = 7076.2 \text{ daN}$$

$$N_u = 9790.3 \text{ daN}$$

$$A_{ser} = 7076.2 / 2400 = 2.94 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 9790.3 / 4350 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_{ser} > A_u$$

On prend  $A = A_{min} = 6HA 12$  (6.79 cm<sup>2</sup>)

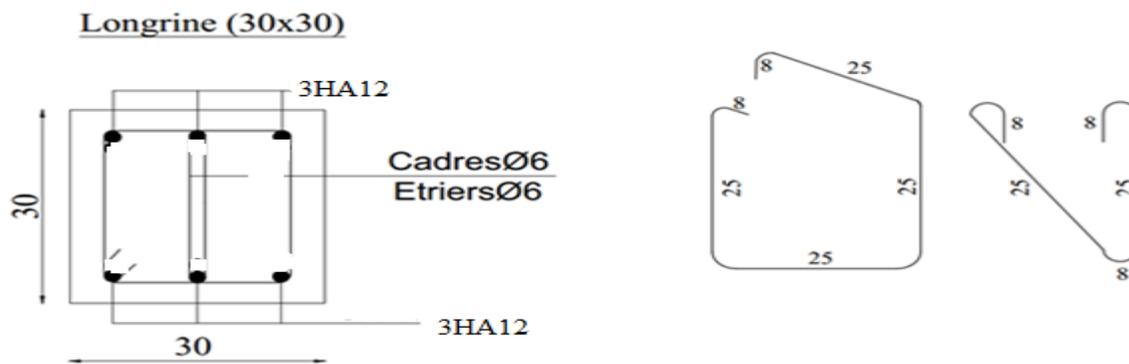
$$B = bh \leq 6.79 \times 500 / 2.1 = 1616.66 \text{ cm}^2$$

Prenons le minimum exigé, soit

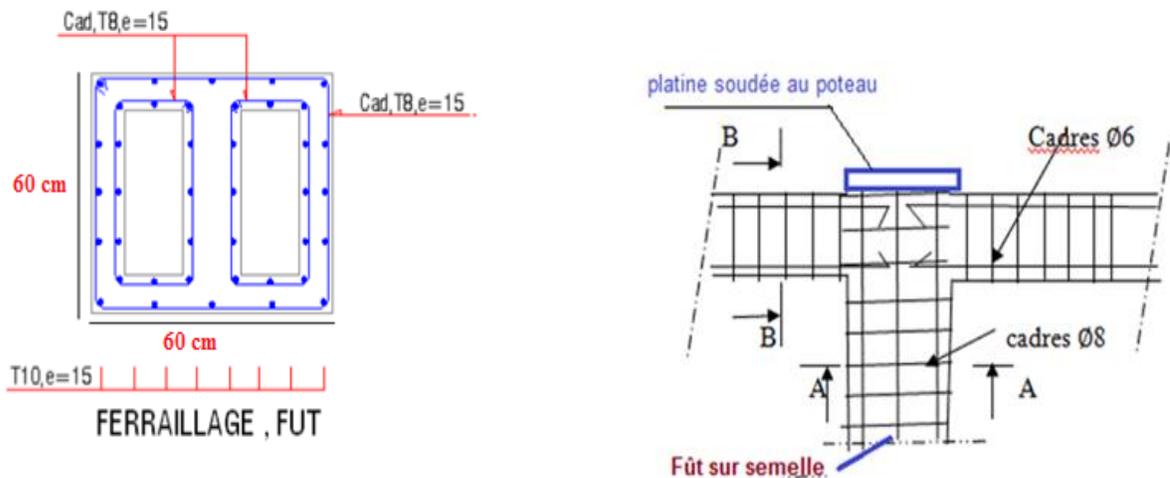
$$b \times h = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 < 1616.66 \text{ cm}^2$$

*Ferraillage transversal:* il ne participe pas dans la résistance en traction simple, prenons des cadres  $\Phi 6$  avec l'espacement maximum  $t = 20$  cm, soit 5 cadres par mètre de longueur

*Ferraillage de longrines:*



**VIII.7.1- Ferraillage de fut :** Les figures suivantes montrent comment doit être ferrailer un fût en béton sur semelle de fondation pour atteindre le niveau 0.00 du sol.



# **Chapitre 9**

---

**Évaluation multicritères et comparaison des 2  
Variantes de conception : BA et CM**

---

## CHAPITRE9 – Evaluation multicritères et Comparaison des 2 variantes de conception : BA et CM

### IX.9- INTRODUCTION

Dans ce dernier chapitre, nous allons faire une étude comparative des deux solutions de conception pour notre projet ; ce n'est pas une analyse classique monocritère basée sur le critère du coût total de production, mais plutôt une analyse multicritères basée sur trois critères : le critère du coût total de production, le critère de durée totale de production (délai) et le critère du respect des normes de développement durable.

Les ingénieurs et architectes concepteurs de bâtiments prennent de multiples décisions de choix entre plusieurs solutions et variantes possibles pour leur projet. Parmi les décisions importantes de bonne conception, on note les décisions relatives aux choix du (ou des) type(s) de matériau structural, entre le béton armé courant, un béton armé spécial, une structure en acier non allié courant, une structure en acier spécial, une structure mixte acier-béton, le bois, les types de structures en maçonnerie porteuse, et autres matériaux.

Le critère classique de ces choix est le critère du coût total de production (*CG*) qui intègre tous les coûts élémentaires d'achat et de fabrication des matériaux et produits de construction, mais aussi les coûts élémentaires des travaux de fabrication en atelier et des travaux de montage au chantier, auxquels on ajoute des frais généraux et autres dépenses prévues et imprévues (frais de gestion, taxes, pertes de matériaux, pénalités de retard, etc.). A tout cela, on ajoute la marge de bénéfice que doit recevoir l'entreprise en fin de mission.

Dans notre présent mémoire, nous voulons ajouter deux autres critères : le critère de durée totale de production (ou délai total - *DT*) et le critère du respect des principes normalisés de développement durable (*DD*).

Les objectifs de la présente étude sont :

- Comprendre quelques méthodes d'évaluation des structures de bâtiment,
- Appliquer une ou plusieurs méthodes d'évaluation des structures à notre bâtiment d'habitations R+5,
- Mettre en évidence les difficultés d'évaluation des structures de bâtiment pour les 3 aspects cités : coût – durée - développement durable,

- Comparer les deux solutions de conception : structure en béton armé (BA) et structure métallique (CM).

### **Liste d'abréviations :**

BA : béton armé,

CM : construction métallique,

CG : coût total de production (ou coût global),

DT : durée totale de production (ou délai total),

DD : développement durable,

CD : construction durable,

$C_{str}$  : coût de la superstructure,

$C_{fond}$  : coût des fondations,

$C_{production}$  : coût de production complète d'un élément ou d'un ouvrage de la construction,

$C_{mat}$  : coût d'achat des matériaux qu'ils soient des produits métalliques (profilés, fers, tôles, etc.), du béton armé, ou autres (dalles à poutrelles et corps creux, etc.),

$C_{travaux}$  : coût de revient total des travaux d'exécution d'un élément ou d'un ouvrage de la construction. C'est le coût total des différentes opérations de fabrication, de transport, de levage et montage, de protection, etc. sans tenir compte du coût des matériaux  $C_{mat}$

$C_{fabrication}$  : coût des travaux de fabrication en atelier,

$C_{montage}$  : coût des travaux au

chantier,

$\bar{C}$ : coûts unitaires

des matériaux ou des travaux en dinars algériens ; DA/m<sup>3</sup>, DA/m<sup>2</sup>, DA/m, DA/kg

## **IX. 9.1- Evaluation des 2 variantes de conception CM et BA sur la base du critère du coût total de production(CG)**

**IX.9.1.1- Introduction :** Dans cette section de chapitre, nous allons faire une évaluation des deux variantes de conception (BA et CM) sur la base du critère du coût total de production (CG).

**IX.9.1.2 Analyse du problème du coût global CG :** Le coût global est égal à la somme des coûts des deux composantes du bâtiment : Superstructures et Fondations.

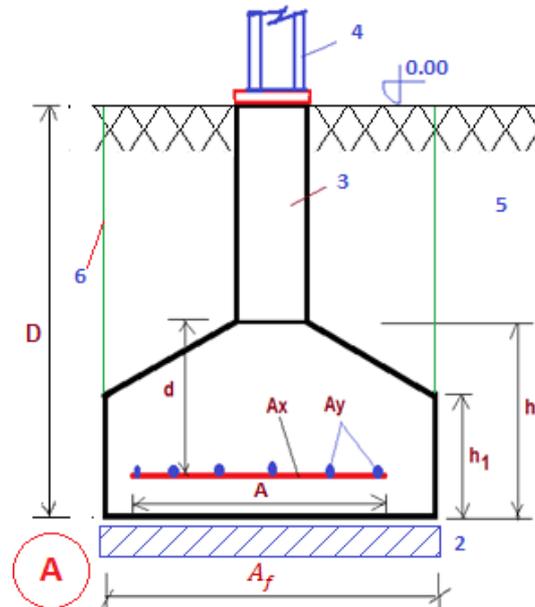
**Note :** L'expression « Composante du bâtiment » est souvent remplacée par le terme : « Lot ».

$$CG = C_{str} + C_{fond} \quad (9.1)$$

$C_{str}$  : coût de la superstructure,

$C_{fond}$  : coût des fondations,

**IX.9.1.3- Calcul du coût « C<sub>fond</sub> » :** Pour des fondations superficielles en béton armé, de type semelles isolées ou de type semelles filantes, nous donnons la figure suivante qui présente les données de calcul.



**fig.IV.9.1-semelle isolée**

Figure 9.1 : Coupe transversale de semelle isolée ou filante (1 = massif de fondation en béton armé ; 2 = béton de propreté d'épaisseur  $e \geq 10$  cm ; 3 = Amorce de poteau (le fût) ; 4 = Élément porteur vertical ; c'est un poteau, montant, voile ou mur ; 5 = sol ; 6 = limites de la fouille)

**IX.9.1.4-Composition du béton :** Pour les ouvrages structuraux en béton armé, tenant de la valeur de résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{c28} = 25$  MPa, je propose la composition du béton suivante pour 1 m<sup>3</sup> de volume :

1. Ciment  $\longrightarrow$  350 Kg
2. Gravier  $\longrightarrow$  800 Kg
3. Sable  $\longrightarrow$  400 Kg
4. Eau  $\longrightarrow$   $0.4 \leq e/c \leq 0.6$  ; soit  $e = 0.6 \times 350 = 210$  Kg ou litres
5. Éventuellement, on ajoute un adjuvant, tel qu'un retardateur de prise (un plastifiant) en quantité prescrite dans la fiche technique du produit.

$$(1) CG = C_{str} + C_{fond}$$

$$(2) C_{fond} = C_{terr} + C_{semelle}$$

$C_{terr}$  : coût des travaux de terrassements. C'est la somme des coûts élémentaires des matières utilisées avec les travaux de déblayement et de remblaiement. En pratique, les entreprises des travaux proposent des valeurs de coûts brutes allant de 500 à 600 DA/m<sup>3</sup> de volume de fouilles.

$C_{semelle}$  : coût de production des semelles de fondation. C'est la somme des coûts élémentaires suivants :  $C_{semelle} = \sum Ci = C2 + C1 + C3$  des matériaux utilisées pour fabriquer le béton armé,

C1 : coût de l'ouvrage de fondation en béton armé,

C2 : coût du béton de propreté et éventuellement celui du gros béton,

C3 : coût de l'amorce-poteau (ou fût) en béton armé,

### IX.9.1.5-Exemples Numériques de coûts unitaires $C_{terr}$ , C1, C2, C3, autres coûts :

Dans la pratique courante des projets de construction des structures de bâtiment en Algérie, les prix proposés par les entreprises des travaux sont des valeurs brutes qui intègrent les frais : matériaux (béton et aciers d'armature) + travaux + coffrage + frais généraux + bénéfice

Pour  $\bar{C}_{terr}$  : on propose un prix allant de 500 à 600 DA/m<sup>3</sup> de volume de fouilles. Le volume considéré est le volume des fouilles. Dans la figure 9.1, ce volume est :  $V_{terr} = Af \times Bf \times D$

Alors :  $C_{terr} = \bar{C}_{terr} \times V_{terr}$  (unité : DA),

Pour  $\bar{C}_{semelle}$  : on propose un prix d'environ 35000 DA/m<sup>3</sup> de volume d'ouvrage en béton armé  $V_{sem}$ . On va multiplier ce coût par un coefficient nommé  $K_1$  ( $K_1 \geq 1$ ). Il tient compte du pourcentage plus ou moins élevé des armatures.

Alors, on écrit :  $C_{semelle} = \bar{C}_{semelle} \times K_1 \times V_{sem}$  (unité : DA) ;

Si le taux des armatures dans la semelle est normal, alors :  $K_1 = 1$ ,

Si le taux des armatures dans la semelle est élevé, alors :  $K_1 > 1$  ; sa valeur est relative, elle sera fixée par l'entrepreneur, c'est-à-dire que pour un entrepreneur elle peut être égale à 1.1, pour un autre elle peut être égale à 1.2 ou 1.05.

Il arrive qu'on propose pour C2 un prix d'environ 20000 DA/m<sup>3</sup> de volume de béton de propreté.

Exemple de prix unitaires :

$$\begin{cases} \bar{c}_{terr} = 900 \text{ DA/m}^3 \\ \bar{c}_{semelle} = 30000 \times K1 (\text{DA/m}^3) \end{cases}$$

K1 = 1 : si le taux des armatures est normal pour une semelle isolée D = 1.5m ; A = 2.17m, B = 2.9 m ; h1 = 0.45m ; h=0.62m ; Af = 2.27m ; Bf = 3.05m ; e2 = 0.10m (béton de propreté)

$$V_{terr} = D \times Af \times Bf = 1.5 \times 2.27 \times 3.05 = 10.38 \text{ m}^3$$

$$V_{sem} = \sum Vi = V2 + V1 + V3 = e2 \times (A + 0.10m) \times (B + 0.10m) + ap \times bp \times (D - h) + h1 \times A \times B + \frac{h-h1}{2} \times A \times B = 4.76 \text{ m}^3$$

**Les coûts :**  $C_{terr} = \bar{c}_{terr} \times V_{terr} = 900 \times 10.38 = 9342 \text{ DA}$

$$C_{semelle} = \bar{c}_{semelle} \times V_{sem} = 33000 \times 4.76 = 157080 \text{ DA}$$

**Cfond** (type 2) =  $C_{terr} + C_{semelle} = \underline{\underline{166422 \text{ DA}}}$

### IX.9.1.6-Pour les semelles de type 2 – semelles filantes sous voiles :

$$V_{terr} = D \times Af \times Bf = 1.5 \times 1.1 \times 4.1 = 6.76 \text{ m}^3$$

$$V_{sem} = \sum Vi = V2 + V1 + V3 = e2 \times (A + 0.10m) \times (B + 0.10m) + ap \times bp \times (D - h) + h1 \times A \times B + \frac{h-h1}{2} \times A \times B = 3.121 \text{ m}^3$$

**Calcul des coûts :**  $C_{terr} = \bar{c}_{terr} \times V_{terr} = 900 \times 6.76 = 6084 \text{ DA}$

$$C_{semelle} = \bar{c}_{semelle} \times V_{sem} = 33000 \times 3.121 = 102960 \text{ DA}$$

**Cfond** (type 2) =  $C_{terr} + C_{semelle} = \underline{\underline{109044 \text{ DA}}}$

**Le coût total des fondations pour 4 semelles** (type 2) et 11 semelles (type 1) :

$$C_{fond} = 109044 \times 4 + 166422 \times 11 = \underline{\underline{2\ 266\ 818 \text{ DA}}}$$

**Remarque :** Nous n'allons pas tenir compte des longrines en supposant que pour les 2 variantes de conception BA et CM, on trouve les mêmes dimensions, donc elles ont les mêmes caractéristiques d'évaluation : coût CG, délais DT, note de DD.

**IX.9.1.7- Coût de la superstructure « Cstr » :** C'est la somme des éléments structuraux autres que l'infrastructure (fondation) ; il s'agit des éléments suivants :

1. Poteau et poutre métallique de l'ossature principale
2. Les voiles en béton armé
3. Les éléments de planchers : Dalle en BA+ solives métalliques
4. Les éléments de balcon : Dalle en BA+ solives métalliques

Ces ouvrages peuvent être partagés (classés) en deux groupes :

- Ouvrages (éléments) métalliques.
- Ouvrages (éléments) en béton armé.

**IX.9.1.8- Exemple numérique pour la variante CM de notre projet :**

❖ Les coûts unitaires actuels : Ils ont les valeurs approximatives suivantes :

$\bar{c}_{mat} = 120 \text{ DA/Kg}$  pour les HE, IPE, IPN, UPE, UPN

$\bar{c}_{mat} = 70 \text{ DA/Kg}$  : pour les fers plat, fers ronds, fers carrés, fers cornières

❖ Formules de calcul des coûts de production d'ouvrages métalliques :

$$C_{production} = C_{mat} + C_{travaux} \quad (3)$$

Où :  $C_{travaux} = C_{fabrication} + C_{montage} \quad (4)$

Alors (3) peut être remplacée par :  $C_{production} = C_{mat} + C_{fabrication} + C_{montage} \quad (3')$

**A) Coûts des Poteaux en profilés HE :**

Pour la variante CM de notre projet, nous avons obtenu les résultats suivants :

HEB 500 : Longueur 9.52 m pour 1 poteau ; nombre de poteaux = 6

HEB 400 : Longueur 9.18 m pour 1 poteau ; nombre de poteaux = 6

HEB 360 : Longueur 9.52 m pour 1 poteau ; nombre de poteaux = 9

HEB 300 : Longueur 9.18 m pour 1 poteau ; nombre de poteaux = 9

Profil	Longueur L(m)	Nombre n	$C_{mat} = \bar{c}_{mat} \times L \times n$
HEB500	9.52	6	6854.4 DA
HEB400	9.18	6	6609.6 DA
HEB360	9.52	9	10281.6 DA
HEB300	9.18	9	9914.4 DA

			<b>Coût total pour les poteaux : 33660 DA</b>
--	--	--	---

**Tableau.IV.9.1-Coût total pour les poteaux**

B) Coûts des Poutres en profilés IPE :  $\bar{c}_{metal} = 70$  DA/Kg

**Tableau. IV.9.2-coût total pour les poutres**

Profil	Longueur L(m)	Nombre n	Cmat = $\bar{c}_{mat} \times L \times n$
IPE 270 (sens X)	8.50	5	2975 DA
IPE 270 (sens Y)	21.60	3	4536 DA
			<b>Coût total pour les poutres : 7511 DA</b>

C) Coûts des Solives en profilés IPE :  $\bar{c}_{metal} = 70$  DA/Kg:

**Tableau. IV.9. 3-coût total pour les Solives**

Profil	Longueur L(m)	Nombre n	Cmat = $\bar{c}_{mat} \times L \times n$
IPE180	21.60	6	9072 DA
		Total=	<b>Coût total pour les solives : 9072 DA</b>

D) Coûts des ouvrages en béton armé en superstructure - Voiles + Dalles + Balcons :

$$C_{production} = C_{mat} (BA) + C_{trav} \quad (5)$$

$$C_{mat} = \bar{c}_{mat} \times \begin{cases} \text{volume : si voile} \\ \text{Surface : si dalle ou balcon} \end{cases}$$

$\downarrow$   
 Coût unitaire DA/m<sup>3</sup>

$$\bar{c}_{mat} = \begin{cases} 40000 \text{ DA/m}^3 \text{ voiles} \\ 35000 \text{ DA/m}^3 \text{ dalle ; balcon} \end{cases}$$

$$= m^2 \times 100 \text{ cm} = 350 \text{ DA/m}^2 \text{ par cm d'épaisseur}$$

Application numérique : e = 16 cm, L=120 cm

a) Voiles : Hauteur totale Hv = 18.70 m ; Nombre = 4 ; Volume total :  $4 \times e \times L \times Hv = V_t$

$$V_t = 4 \times 0.16 \times 1.20 \times 18.70 = 14.36 \text{ m}^3$$

• Coût des voiles :  $C_{voiles} = \bar{c}_{mat} \times V_t = 40000 \times 14.36 = 574464 \text{ DA}$

b) Dalles :  $e = 8\text{cm}$ , Nombre = 6 (pour RDC + 5 étages) ;

Surface d'une dalle :  $S = S_{\text{étage}} - S_{\text{vide}} \text{ (cage d'escalier)} = 183.6 - 9.75 = 173.85 \text{ m}^2$

Surface de toutes les dalles :  $S_{\text{dalles}} = 6 \times S = 1043.10 \text{ m}^2$

• Coût des dalles :  $C_{\text{dalles}} = \bar{c}_{\text{mat}} \times S_{\text{dalles}} = 350 \times 1043.10 = 365\,085 \text{ DA}$

c) Balcons :  $e = 15\text{cm}$  ; Nombre = 2 x 5 (pour 5 étages)

d) Surface d'un balcon :  $8.64 \text{ m}^2$  ;

Surface de tous les balcons :  $S_{\text{balcons}} = 5 \times 8.64 = 43.20 \text{ m}^2$

• Coût des balcons :  $C_{\text{balcons}} = \bar{c}_{\text{mat}} \times S_{\text{balcons}} = 350 \times 43.20 = 15\,120 \text{ DA}$

**E) Conclusion pour le coût des matériaux (acier)  $C_{\text{mat}}$  de notre projet :**

$C_{\text{mat}} = C_{\text{poteaux}} + C_{\text{poutres}} + C_{\text{solives}} + C_{\text{voiles}} + C_{\text{dalles}} + C_{\text{balcons}}$

$C_{\text{mat}} = 33660 + 7511 + 9072 + 574464 + 365085 + 15120 = \underline{\underline{1004912\text{DA}}}$

Remarque : Par mesure de simplification, nous n'allons pas tenir compte des éléments suivants :

- Eléments d'escaliers
- Acrotères

### IX.9.1.9- Coût des travaux $C_{\text{trav}}$ :

A) Analyse du problème : Il est difficile d'évaluer avec précision ces coûts à cause des spécificités suivantes de chaque entreprise des travaux :

- Nombre et qualification des employés, surtout les employés technique (le personnel)
- Autre projet à réaliser dans la même période
- Possibilités de louer du matériel de haut niveau (performant)
- Possibilités de faire appel à d'autres entreprises en sous-traitance.

B) Pour une évaluation précise : Ce coût total des travaux  $C_{\text{trav}}$  intègre plusieurs coûts que nous simplifions en deux coûts : Coût des travaux en atelier et Coût des travaux au chantier. Nous détaillons ces coûts comme suit :

❖ Coût des travaux en atelier :

1. Travaux préparatoires : nettoyage des pièces, traitement des surfaces pour boulons précontraints, ...
2. Travaux de coupe,

3. Travaux de perçage,
4. Travaux de soudage ; exemple : les PRS,
5. Travaux de protection contre la corrosion,
6. Travaux de d'assemblage en atelier,
7. Autres travaux d'atelier.

❖ Coût des travaux au chantier :

1. Transport vers le chantier,
2. Manutention (ou levage) et montage,
3. Assemblage au chantier (exemple : les boulons précontraints),
4. Autres travaux de chantier.

**C) Méthode simplifiée d'évaluation du Coût des travaux  $C_{trav}$  :** Pour l'évaluation du Coût des travaux  $C_{trav}$ , nous avons noté qu'en pratique les entrepreneurs préfèrent appliquer une méthode simplifiée empirique qui consiste à multiplier le coût des matériaux par un coefficient, que nous désignons par  $K_3$ .

Alors, nous pouvons remplacer la formule (3) par la formule (3'') suivante en remplaçant le coût des travaux «  $C_{trav}$  » par un coefficient de majoration  $K_3$

$$C_{prod} = K_3 \cdot C_{mat} \quad (3''), \quad K_3 \geq 1$$

On suppose l'intervalle des choix :  **$1.5 \leq K_3 \leq 3.0$**

Pour une entreprise qui dispose de moyens humains et matériels médiocres ou insuffisants :  $K_3$  prend les valeurs suivantes :  **$1.5$  à  $2$ ,**

Pour des entreprises très qualifiées, bien équipées en matériel et ouvriers, qui offrent des salaires élevés aux ouvriers, on prend :  **$K_3 \geq 2$  à  $3$**

Exemple:  $K_3 = 2$  ; alors:  $C_{prod} = 2 \times C_{mat} = 2 \times 1004912 = \underline{2009824}$  DA

**IX9.1.10- Conclusion :** Alors le COÛT de la Solution Construction Métallique (CM)

est :  **$C_{prod-CM} = \underline{2009824}$  DA**

**IX.9.1.11- Évaluation du coût total de la solution BA :**

**Tableau.IV.9.4- Évaluation du coût total de la solution BA**

N°	Désignation des articles	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant en dinars HT
	<u>I- Terrassement</u>				
1		M <sup>3</sup>	454.87	600.00	272922.00
	<u>II - Infrastructure</u>				
1	Béton armé pour semelles isolée	M <sup>3</sup>	16.14	35000.00	564900.00
2	Béton armé pour semelles filantes	M <sup>3</sup>	134.17	40000.00	5366800.00
	<u>III- Superstructure</u>				
1	Béton armé pour poteaux	M <sup>3</sup>	53.85	35000.00	1884750.00
2	Béton armé pour voiles	M <sup>3</sup>	26.18	40000.00	1047200.00
3	Béton armé pour poutres	M <sup>3</sup>	3.48	35000.00	121800.00
4	Planchers à poutrelles et corps creux : 16+5	M <sup>2</sup>	172.17	3200.00	550944.00
5	Balcons	M <sup>2</sup>	6.15	3200.00	19680.00
				Total en Dinars Hors Taxes	9828996.00

❖ **Conclusion** : Alors le **COUT de la Solution Béton-armé (BA)** est :

$$C_{\text{production}} = C_{\text{matériaux}} + C_{\text{travaux}} ; \quad C_{\text{prod-BA}} = \underline{\underline{9828996 \text{ DA}}}$$

**IX.9.2 Evaluation des 2 variantes de conception CM et BA et sur la base du critère de la durée totale de production (délai)(DT)**

**IX.9.2.1 Introduction :** Dans cette section de chapitre, nous allons faire une évaluation des deux variantes de conception (BA et CM) sur la base du critère de la durée totale de production (ou délai total) (*DT*).

Dans cette 2<sup>ème</sup> partie du chapitre, nous allons évaluer le critère de durée totale de productions des deux lors de construction suivants :

- Lot terrassements avec fondation
- Lot superstructure métallique avec voiles et planches en béton armé.

Cette évaluation préliminaire exige la connaissance des particularités de ces ouvrages, en matière de besoins humains, matériels et argent.

En effet, la production d'un ouvrage tel que l'ossature métallique nécessite plusieurs taches opérationnelles :

- l'approvisionnement en matériaux et produits de construction : profilés, tôles, produits d'assemblage,
- l'organisation du travail en l'atelier et au chantier, elle nécessite l'aménagement des locaux et postes de travail.
- travaux préparatoires en atelier. En cite par exemples le coupage, la préparation des surfaces des profilés et tôles d'acier : nettoyage, suppression de la calamine et rouille traitement spécial pour les zones d'assemblage par boulons précontraints (sablage, grenailage), travaux de revêtement anti-corrosion (peinture, métallisation, galvanisation par le zinc .....), le perçage, ...
- travaux d'assemblage en atelier. On cite les travaux de soudage, et de montage de parties en atelier,
- transport des éléments et parties de la structure,
- travaux de chantier :
  1. Terrassements
  2. Fondations avec longrines
  3. Dalles flottantes
  4. Montage des éléments de l'ossature métallique
  5. Planchers + balcons
  6. Voiles
  7. Escalier
  8. Acrotère
  9. Travaux provisoires : échafaudages, étaielements pour planchers, contreventements provisoires
  10. Autres.

**IX.9.2.2- Analyse du problème d'évaluation de la durée totale de production de la structure avec les fondations :** En bref, on peut dire que la durée totale « DT » intégré 3 durées suivantes :

D1- durée des travaux préparatoires

D2- durée des travaux d'atelier

D3- durée des travaux de chantier

On écrit :  $DT = D1 + D2 + D3$  (5)

Chacune des 3 durées est la somme de durée élémentaires relatives aux tâches et étapes nécessaires l'évaluation de cette durée ou de la durée total DT exige aussi la connaissance de plusieurs autres paramètres d'ordre technique, commercial et sociale, quelques fois aussi un paramétré d'ordre politique

On cite quelques-uns de ces paramètres :

- La situation de l'atelier par rapport au chantier, à l'administration centrale de l'entreprise, les fournisseurs en produits de construction,
- La situation du chantier par rapport aux autres chantiers de l'entreprise, et par rapport aux lieux d'habitat des employés ou éventuellement de la base de vie, les services publics tels que les centres hospitaliers et d'approvisionnement en aliments et autres aussi, il est important de savoir si l'approvisionnement en eau, en électricité et carburants est facile ou plutôt difficile pour le chantier en question.
- Il y a le paramètre de l'expérience professionnelle dans la réalisation des ouvrages de terrassements, des fondations, planchers et autres ouvrages en béton armé, mais surtout l'expérience dans la réalisation des structures métalliques pour bâtiments. Cependant il faut ajouter les facteurs imprévus ou accidentels :

Facteurs imprévus :

a) grève des employés,

b) catastrophe naturelle telle qu'un séisme destructeur, des inondations, période estivale très chaude,

c) problème interne à l'entreprise.

A notre avis, **l'évaluation précise de la durée total DT est difficile** vu les nombreux paramètres qui interviennent qui sont difficilement quantifiables (mesurables). Alors, en pratique on estime les délais de réalisation des projets de construction sur la base de projets similaires réalisés dans le passé dans des conditions équivalentes. Dans ce cas, on parle de processus de décision à base de cas.

**IX.9.2.3 Application numérique à notre projet :** On suppose qu'on peut faire appel à 3 entreprises que nous désignons par **En1, En2, En3** :

En1 : c'est une entreprise de compétences moyennes

En2 : c'est une entreprise de compétences élevées

En3 : c'est une entreprise de compétences réduites

**Pour En1, la durée DT est estimée à 12 mois**

**Pour En1, la durée DT est estimée à 6 mois**

**Pour En1, la durée DT est estimée à 24 mois**

Cette classification sera faite par le maître d'ouvrage sur la base de l'étude d'un dossier administratif fourni par l'entrepreneur.

Nous supposons que la durée DT est proposée par l'entrepreneur et acceptée par le maître d'ouvrage (suite à un dialogue), en attendant que le maître d'ouvrage choisisse définitivement l'entreprise qui sera chargée des travaux.

Dans le cas d'un appel d'offre courant pour un projet de construction où le maître d'ouvrage est l'état, le cahier de charge fixe le seuil de la durée maximale de production :

Condition :  $DT \leq DT_{\max} = 24$  mois (valeur prise comme exemple)

Les entreprises intéressées par cet appel d'offre sont invitées à proposer une durée DT.

**IX.9.2.4- Conclusion sur la durée totale DT proposée :** **Trois entreprises nommées En1, En2et En3 ont proposé respectivement 12 mois, 6 mois et 24 mois**, elles ont été acceptées par le maître d'ouvrage, et rentrent alors en concurrence.

**IX.9.2.5- Evaluation des entreprises en concurrence pour ce projet :**

On donne des notes dans l'intervalle 0 à 10, classées de la plus mauvaise à la plus satisfaisante.

Durée totale proposée DT (mois)	Note d'Evaluation
24	2
21	4
18	5
15	6
12	7
9	8
6	10

**Tableau.IV.9.5- d'Evaluation d'une entreprise sur la base de la durée DT qu'elle propose**

**IX.9.2.6 CONCLUSION :** Les trois entreprises nommées En1, En2 et En3 ont proposé respectivement 12 mois, 6 mois et 24 mois, elles obtiennent les notes d'évaluation suivantes par ordre : **7/10 – 10/10 – 2/10**

**IX.9.3 - Evaluation des 2 variantes de conception CM et BA sur la base du critère de « Développement Durable – DD »**

**IX.9.3.1- Introduction :** Dans cette section de chapitre, nous allons faire une évaluation des deux variantes de conception (BA et CM) sur la base du critère de « Développement Durable (**DD**) ». Cependant, avant la présentation des résultats de notre étude, nous commençons par une brève présentation des notions de base du Développement Durable et de la branche du **DD** appliquée au domaine du génie civil ; c'est la Construction Durable (**CD**)

**IX.9.3.2-Brève présentation des notions de base du Développement Durable (DD) et de la Construction Durable (CD)**

Dans son mémoire de master en génie civil soutenue à l'université de Biskra en 2014, M<sup>lle</sup> Morghad F. Zohra a fait une recherche bibliographique sur le thème suivant : *Evaluation des solutions de conception d'un bâtiment dans le cadre du développement durable*. Cette recherche avait pour objectif d'explorer un critère de conception et de production des divers ouvrages du génie civil, des produits industriels et agricoles, des constructions mécaniques et véhicules de transports, et autres objets développés par les hommes et les entreprises de tout genre et toute spécialité ; il s'agit du critère de développement durable et de ses applications dans le domaine de la construction durable, on parle alors de : **construction durable (CD)**.

Dans l'introduction générale de son mémoire, Morghad F. Z. écrit : « On reproche aux politiques gouvernementales et celles des industriels de favoriser les objectifs de production des quantités (de produits industriels, de produits agricoles, de constructions, etc.) et de rechercher en priorité les bénéfices en argent, en négligeant ou donnant peu d'importance aux aspects de protection de l'environnement, qu'il s'agisse de l'environnement proche aux niveaux de la localité, de la région et du pays du producteur, ou qu'il s'agisse de l'environnement global qui touche notre planète terre. Aussi, on néglige ou on donne peu d'importance aux générations humaines futures, lorsque les développements économiques actuelles et les productions de toutes natures visent le bonheur des hommes consommateurs actuels en dépit des risques de nuire aux générations futures et des préjudices qu'ils peuvent subir lorsqu'ils vont vivre des situations dangereuses héritées de leurs ancêtres, une situation sanitaire caractérisée par une grande pollution de l'atmosphère, de l'air et des sources d'eaux, et une situation économique caractérisée par un manque des matières premières pour fabriquer et produire, et matières énergétiques pour faire marcher les machines, moyens de transports et les divers équipements ». Elle ajoute que la notion de **développement durable** ou de **développement soutenable** est née pour ajouter d'autres priorités à celle du gain matériel ; il s'agit **d'intégrer la priorité de protection de l'environnement et celle du respect des besoins sociaux et sanitaires** ».

Le développement durable n'est plus caractérisé par le facteur économique des gains rapides matériels, c'est-à-dire en argent, mais il est caractérisé par une forte liaison et intégration, à parts égales, **des trois grands objectifs** : l'économie (gain en argent), l'aspect social et l'aspect de protection de l'environnement. Avec la prise en compte effective de ces trois dimensions, l'évolution des sociétés humaines est qualifiée de durable.

Dans le domaine de la construction des bâtiments, de l'urbanisme, et des travaux publics, l'application de la notion du développement durable a donné lieu au terme de **Construction Durable CD**, ainsi quand on projette une CD ce sont de nouveaux concepts dans le domaine de la construction qui émergent. En effet, traditionnellement un bon projet de construction exige d'assurer les aspects fonctionnels et de confort d'un logement ou de tout autre ouvrage, et aux objectifs classiques de minimisation des coûts de production à court terme, la CD consiste à ajouter avec beaucoup d'importance le principe de durabilité, c'est-à-dire de produire pour les besoins actuels mais aussi à long terme, de minimiser les dépenses en matières premières non renouvelables (telles que les minerais des métaux) et de minimiser les dépenses en énergie non renouvelables (telles que le pétrole, les gaz naturels, etc.) en phases

de production et en phase d'utilisation de l'ouvrage. Aussi, il faudra intégrer les principes d'une construction qui respecte l'environnement proche et lointain, à court et à long terme ; on parle alors d'éco-construction, et d'éco-conception en tenant compte de l'aspect écologique dans le travail d'un architecte concepteur, d'un ingénieur de génie civil qu'il soit concepteur ou constructeur, et aussi dans le travail d'un ingénieur des équipements de bâtiment, qu'il soit concepteur ou constructeur. En fin de vie de l'ouvrage, il faudra penser à recupérer au maximum les matériaux et composants de notre construction pour une future réutilisation et une nouvelle vie dans un autre projet de construction.

**En bref, la Construction Durable est un mode de conception-fabrication qui lie les trois aspects de production des ouvrages : la qualité de l'environnement, les critères économiques et les exigences sociales.**

On signale que beaucoup d'efforts ont été réalisés pour normaliser et diffuser les documents normatifs par les organisations de normalisation, en particulier par l'organisation internationale ISO, le comité européen de normalisation CEN, l'association française normalisation AFNOR, et autres.

**Autres définitions du développement dur** (Référence : Morghad F. Zohra, Mémoire de master en génie civil, université de Biskra en 2014)

**3.1 Selon C. Brodhag et F. Breuil :** Dans leur glossaire du climat publié en 2009 (Référence : C. Brodhag et F. Breuil, *Glossaire du Climat, Traduction anglais/français, 15ème session de la Conférence des Parties, Copenhague, 2009*), Mr Brodhag chercheur dans le centre CIRIDD canadien de ressources et d'innovation pour le développement durable (au Québec), et son collègue français Mr Breuil avancent la définition suivante des termes « Développement Durable » et leur équivalents « Développement soutenable » et « Développement vivable » : « C'est un développement qui répond aux besoins du présent sans compromettre la capacité des générations futures à répondre aux leurs ». D'après ces deux chercheurs : « deux concepts sont liés à cette notion : le concept de "besoin", et plus particulièrement des besoins essentiels des personnes les plus démunies, à qui il convient d'accorder la plus grande priorité, et l'idée des limitations que l'état de nos techniques et de notre organisation sociale imposent sur la capacité de l'environnement à répondre aux besoins actuels et à venir. Aussi, le sens du terme "développement durable" n'est pas constant. D'après ces deux chercheurs, la définition du DD n'est pas unique puisque « elle évolue à l'occasion de chaque réunion des états membres

de la convention-cadre des nations unis depuis celle de Rio-de-Janeiro au Brésil en 1992, jusqu'à ce jour, et certainement lors des futures réunions ».

### **3.2 Selon Maurice String et Ignacy Sachs (Sachs 1997) :**

Le concept développement durable désigne un type de développement intégré qui tient compte des contraintes écologiques et du long terme, c'est un développement socio-économique écologiquement viable.

### **3.3 Selon les organisations UICN, PNUE, FMN (WWF), FAO, UNESCO et la SMC:**

Ces institutions internationales définissent le développement durable comme étant : « la modification de la biosphère et l'emploi de ressources humaines, financières, vivantes et non vivantes, pour satisfaire aux besoins des hommes et améliorer la qualité de leur vie ».

### **3.4 Selon la Déclaration de Rio au Brésil en 1992 :**

Le texte de la déclaration stipule que : « *Le développement durable est centré sur le droit des êtres humains à une vie saine et productive en harmonie avec la nature, et que le droit au développement doit être réalisé de façon à satisfaire équitablement les besoins relatifs au développement et à l'environnement des générations présentes et futures* ».

Cette déclaration a été adoptée par les représentants de 170 pays réunis en 1992 au Brésil dans une conférence « **sommet de la terre** », et constitue ainsi un grand pas vers la mise en pratique des principes du développement durable par la majorité des gouvernements du monde, en promettant de faire des efforts vers la protection de notre maison qui est la planète terre, chacun à son niveau d'action.[Référence : **Rapport\_de\_recherche** publiée dans le **site Internet** :[www.rncreq.org/images/.../Rapport\\_de\\_recherche\\_evolution\\_DD.pdf](http://www.rncreq.org/images/.../Rapport_de_recherche_evolution_DD.pdf)]

## **IX.9.3.3- Normes pour la construction durable :**

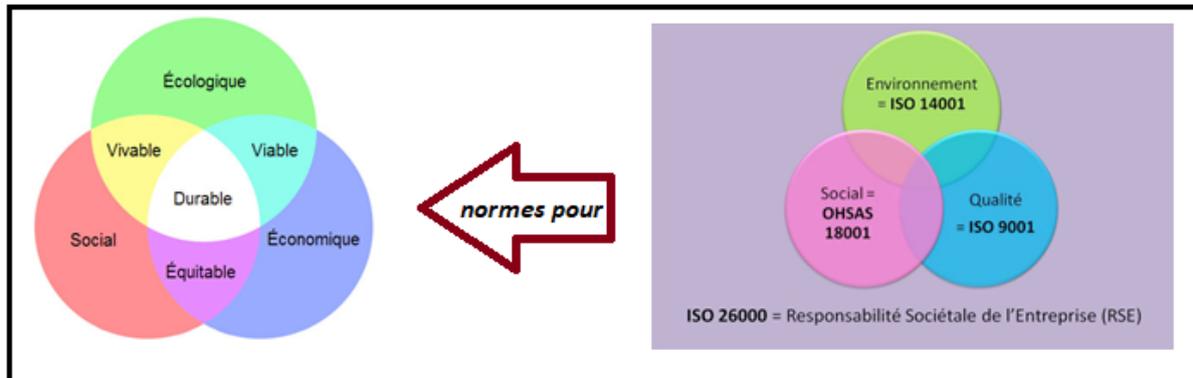
**a. Introduction :** Dans cette section de chapitre, nous allons présenter une liste des principales normes pour le développement durable DD et pour la construction durable CD, on se limite aux normes publiées par l'organisation internationale de normalisation ISO et par l'organisation Européenne de normalisation CEN. On rappelle que l'Algérie est membre d'ISO, elle est représentée par son organisme de normalisation IANOR.

### **b. Normes internationales ISO de base pour le DD :**

- ISO 9001 pour l'assurance de la qualité,
- ISO 14001 pour la protection de l'environnement,
- OHSAS 18001 pour tenir compte des exigences sociales, elle est dédiée à la santé et à la sécurité au travail,

- ISO 26000 définissant la responsabilité des entreprises de production envers la société (et l'humanité).

La figure suivante représente cette relation entre piliers du DD et normes de DD.



**Fig.IV.9.2- relation entre piliers du DD et normes de DD.**

### **c. Autres normes ISO environnementales :**

#### **c.1 Sur le marquage et déclarations**

- ISO 14020 - Étiquettes et déclarations environnementales - Principes généraux.
- ISO 14021 - Marquage et déclarations environnementales - Autodéclarations environnementales (étiquetage de type II).
- ISO 14024 - Marquage et déclarations environnementales - Étiquetage environnemental de type I - Principes et méthodes.
- ISO 14025 (version PR, projet) - Marquage et déclarations environnementaux - Déclarations environnementales de type III.

#### **c.2 Sur l'analyse du cycle de vie (ACV)**

- ISO 14040 : Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Principes et cadre.
- ISO 14041 : (obsolète) Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Définition de l'objectif et du champ d'étude et analyse.
- ISO 14042 : (obsolète) Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Évaluation de l'impact du cycle de vie.
- ISO 14043 : (obsolète) Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Interprétation du cycle de vie.
- ISO 14044 : Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Exigences et lignes directrices.

- Cette nouvelle norme, avec la version de 2006 d'ISO 14040, annule et remplace ISO 14040:1997, ISO 14041:1999, ISO 14042:2000 et ISO 14043:2000, qui ont été révisées.

c.3 Normes ISO spécifiques de management de l'environnement

- ISO 14001 Management environnemental - Exigences et lignes directrices pour son utilisation. Deuxième édition parue le 15 novembre 2004.
- ISO 14004 : Lignes directrices du système environnement
- ISO 14006 : Eco-conception, réduction des impacts environnementaux des produits et des services. Système management Environnemental - Lignes directrices pour incorporer l'éco-conception.
- ISO 14010, 11, 12 : Audit du système environnement
- ISO 14031 : Indicateurs environnementaux
- ISO 14040 : Analyse du cycle de vie, principes et cadre
- ISO 14044 : Analyse du cycle de vie, exigences et lignes directrices

d. Normes européennes EN 15643 parties 1 à 4, et EN 15978 sur l'évaluation de la contribution au développement durable des bâtiments :

- EN 15643-1 (décembre 2010) Contribution des ouvrages de construction au développement durable Évaluation de la contribution au développement durable des bâtiments - Partie 1 : cadre méthodologique général. Cette norme présente les principes généraux et les exigences pour l'évaluation des bâtiments en termes de performances environnementales, sociales et économiques.
- EN 15643-2 (mai 2011) Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Évaluation des bâtiments - Partie 2 : cadre pour l'évaluation des performances environnementales -
- EN 15643-3 (avril 2012) Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Évaluation des bâtiments - Partie 3 : cadre pour l'évaluation de la performance sociale -
- EN 15643-4 (juin 2012) Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Évaluation des bâtiments - Partie 4 : cadre pour l'évaluation de la performance économique -
- EN 15978 (mai 2012) Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Évaluation de la performance environnementale des bâtiments - Méthode de calcul

e. **Conclusion** : Il est clair que le nombre de normes, ISO et EN pour le DD et pour la CD, est élevé, ce qui montre l'intérêt que donne les organisations de normalisation à ces notions, en attendant leurs applications dans les divers domaines de la vie, en particulier leurs

applications dans les domaines de construction : le bâtiment, les travaux publics, et ouvrages hydrauliques.

### IX.9.3.4- Evaluation des solutions de conception (CM et BA) pour notre projet « bâtiment R+5 à usage d'habitations »

**a. Méthode d'évaluation :** Nous avons vu que le critère de développement durable s'appuie sur 3 sous-critères (ou piliers) :

- *l'aspect économique* : Il a été pris en compte dans l'évaluation du critère « Coût total – CG » ; voir la section 9.2 du présent chapitre. On ne va pas en tenir compte une deuxième fois.

- *l'aspect environnement* : C'est l'aspect le plus important de notre évaluation ici.

- *l'aspect social* : Nous supposons que les deux **solutions de conception (CM et BA) ne sont influées par les exigences de ce sous-critère**. La comparaison entre les deux solutions donne une même note, elles sont donc égales.

L'évaluation de la qualité environnementale d'un bâtiment a fait l'objet de plusieurs publications qui présentent différentes méthodes visant d'évaluer l'ensemble d'un bâtiment ou seulement une composante, telle que l'évaluation de l'enveloppe extérieure, l'évaluation des matériaux de construction, etc. Dans le mémoire de Morghad F. Z., la méthode française appelée HQE, qui désigne l'expression : Haute Qualité Environnementale, a été présentée en détail.

**Difficulté rencontrée** : La méthode HQE est une bonne méthode d'évaluation de l'ensemble d'un bâtiment, elle est très efficace pour une conception architecturale. Cependant nous nous intéressons seulement aux ouvrages du génie civil, à savoir les fondations, la superstructure principale, les parties portantes des planchers (dalles) et les éléments structuraux connus sous le nom : d'éléments porteurs secondaires (éléments porteurs d'escaliers, acrotère, etc.).

C'est pourquoi, nous pensons que l'évaluation de la qualité environnementale de la structure de notre bâtiment (y compris des fondations) est plus simple.

**Notre méthode proposée** : Nous n'avons pas trouvé des exemples pratiques à suivre pour faire nos évaluations, alors nous proposons le laisser le soin au maître d'ouvrage de donner une note d'évaluation de la qualité environnementale de la structure de notre bâtiment, c'est-à-dire une note l'évaluation du critère de DD. Cette note sera une valeur un nombre entier allant de zéro à 10, par ordre croissant de la mauvaise à la bonne solution. Ainsi, une note basse (0/10, 1/10, ...) exprime que la qualité environnementale de la solution est mauvaise,

une note élevée (10/10, 9/10, ...) exprime que la qualité environnementale de la solution est excellente.

### **b. Application de notre méthode d'évaluation de la qualité environnementale et DD**

Nous supposons qu'il existe deux types de maîtres d'ouvrages :

- ❖ **Maîtres d'ouvrages types 1** : Ce sont des maîtres d'ouvrages qui connaissent l'importance des exigences de développement durable, notamment les exigences de protection de l'environnement (air – terres – eaux), les exigences de réduction des matières premières non renouvelables et les exigences de réduction des ressources énergétiques non renouvelables, et cela pour toute la durée de vie du bâtiment (le cycle de vie). Ces maîtres d'ouvrages croient en l'importance des exigences du développement durable, ils peuvent être motivés par le gouvernement par des mesures d'encouragement.
- ❖ **Maîtres d'ouvrages types 2**: Ce sont des maîtres d'ouvrages qui ne connaissent pas l'importance des exigences de développement durable, ou qu'ils n'y croient pas.

La note du critère de DD est désignée par : Note\_Crit\_3 (ou Note\_Crit\_DD) -----

**Cas des maîtres d'ouvrages types 1**: هو واعي و له تشجيعات و حوافز من طرف الحكومة:

Solution (ou variante) CM ----- Note\_Crit\_3 = 6/10

Solution (ou variante) BA ----- Note\_Crit\_3 = 3/10

**Cas des maîtres d'ouvrages types 2**: وهو غير واعي أو هو أناني تهمة المصلحة الذاتية و المال فقط / أو هو من دون تشجيعات و حوافز من طرف الحكومة

Solution (ou variante) CM ----- Note\_Crit\_3 = 5/10 يعطي نفس العلامة لأنه غير مُهتم

Solution (ou variante) BA ----- Note\_Crit\_3 = 5/10

## **IX.9.4- Comparaison des 2 variantes de conception CM et BA :**

### **IX.9.4.1-Application numérique :**

**Note1** : Comment convertir le montant en dinars (DA) vers une note entre 0 et 10 ?

**Réponse** : On va appliquer la méthode suivante. Le meilleur coût total CG, c'est-à-dire le coût total minimum obtient la note : 10/10

La note baisse de 1 point pour un coût total CG supérieur de 10 Milles DA (1 Millions de centimes)

**Note 2** : Comment convertir le niveau de compétence de l'entreprise (Moyenne, excellente, faible) entre de 0 à 10/10 ?

**Réponse :** On va établir un tableau d'évaluation c'est une évaluation qualitative

Echelle	
0	Très faible
1	Faible
2	Passable
3	Passable
4	Moyenne
5	Moyenne
6	Moyenne
7	Moyenne
8	Très bonne
9	Très bonne
10	Excellente

**Tableau.IV.9.6- d'évaluation c'est une évaluation qualitative**

**Note 3 :** Comment convertir le respect des exigences de « CD » en note de 0/10 à 10/10 ?

**Réponse :** On va établir un tableau d'évaluation c'est une évaluation qualitative

(Mémé le tableau note 2)

**Exemple 1 :** le coût est très important pour ce projet

Critère <i>i</i>	$\Psi_i$	BA	CM
Coût « CG »	4	5/10	8.5/10
Durée « DP »	2	E1=6/10 E2=8/10 E3=4/10	E1=6/10 E2=9/10 E3=3/10
DD	1	3/10	6/10
	Note=	6.55	8.44

**Tableau .IV.9.7-des notes Ni**

$$\text{Note CM} = \frac{8.5 \times 4 + (6+9+3) \times 2 + 6 \times 1}{9} = 8.44/10$$

$$\text{Note BA} = \frac{4 \times 5 + (6+8+4) \times 2 + 1 \times 3}{9} = 6.55/10$$

**Exemple 2 :** le délai est très important pour ce projet

$$\Psi_1 = 3$$

CHAPITRE9 Evaluation multicritères et Comparaison des2 variantes de conception :BA et CM

$$\Psi_2 = 5$$

$$\Psi_3 = 1$$

Critère $i$	$\Psi_i$	BA	CM
Coût « CG »	3	5/10	8.5/10
Durée « DP »	5	E1=6/10 E2=8/10 E3=4/10	E1=6/10 E2=9/10 E3=3/10
DD	1	3/10	6/10
	Note=	12	13.5

**Tableau .IV.9.8-des notes Ni**

$$\text{Note CM} = \frac{8.5 \times 3 + (6+9+3) \times 5 + 6 \times 1}{9} = 13.5/10$$

$$\text{Note BA} = \frac{5 \times 3 + (6+8+4) \times 5 + 3 \times 1}{9} = 12/10$$

Exemple 3 : le DD est très important pour ce projet

$$\Psi_1 = 3$$

$$\Psi_2 = 2$$

$$\Psi_3 = 4$$

Critère $i$	$\Psi_i$	BA	CM
Coût « CG »	3	5/10	8.5/10
Durée « DP »	2	E1=6/10 E2=8/10 E3=4/10	E1=6/10 E2=9/10 E3=3/10
DD	4	3/10	6/10
	Note=	6.77	9.5

**Tableau.IV.9.10- des notes Ni**

$$\text{Note CM} = \frac{8.5 \times 3 + (6+9+3) \times 2 + 6 \times 4}{9} = 9.5/10$$

$$\text{Note BA} = \frac{5 \times 3 + (6 + 8 + 4) \times 2 + 3 \times 4}{9} = 6.77/10$$

### IX.9.5. Conclusion :

Dans ce 9<sup>ème</sup> chapitre, nous avons évalué nos deux solutions de conception : la première solution était celle de la structure métallique, elle a été désignée par CM, la deuxième solution était celle de la structure en béton armé, elle a été désignée par BA. Notre évaluation n'est pas unique, mais sur la base de 3 critères. Ce sont le critère du coût total de production CG, le critère de durée totale de production (DT) et le critère du respect des normes de développement durable (DD); c'est donc une Analyse multicritères qui a été faite dans ce chapitre. L'objectif final était de comparer nos deux solutions de conception CM et BA, mais d'autres objectifs ont été réalisés. On ajoute objectif de savoir évaluer les solutions de conception sur la base de 3 différents critères, et on ajoute les difficultés à faire ces évaluations de façons scientifiques précises.

Les remarques qu'on peut faire après notre étude d'évaluation et de comparaison des solutions de conception sont les suivantes :

- Du côté économique, la conception CM était moins coûteuse que la conception de BA et cela est dû à l'absence de colonnes dans la conception CM par rapport à la conception de BA la 18e édition en plus d'amplifier les clips de fondation
- Compte tenu de la durée de l'achèvement entre les deux conceptions, il était quelque peu convergent de sorte que chaque entrepreneur et ses mécaniciens
  - Pour le développement durable, la conception CM a surpassé la conception des BA en recyclant et en réutilisant le fer, vice versa, avec la conception des BA qui est difficile à éliminer dans l'environnement
  - La solution CM est meilleure que la solution BA
  - Est-ce que la différence est grande

$$\frac{8.44 - 6.55}{6.55} = 0.28 \longrightarrow 28\% \text{ une différence assez grande}$$

Pour une évaluation monocritère sur la base du coût CG seul.

## *Conclusion générale*

Au débet de notre étude , nous avons tracé un plan de travail qui consiste à concevoir et dimensionner la superstructure et la fondation d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation situé dans une zone sismique pour la superstructure nous avons décider d'utiliser les produits en acier de construction ce qui nous donne une ossature métallique à base d'éléments en acier laminés à chaude normalisés, cette ossature a été renforcée par des voiles de contreventement dans une seule direction ; c'est la direction longitudinal Y.

D'autres par, nous avons prévu de calculer les éléments porteurs secondaires en commençant par les éléments de planchers (dalles et solive), les éléments d'escalier, les éléments d'acrotère, les balcons,.....

Pour réaliser les fondations, nous avons prévu d'apporter un rapport d'étude géotechnique qui montre les propriétés du sol et les recommandations du laboratoire du sol à ce sujet, le mode de réalisation de ces fondation est le béton armé coulé en place.

Il faut signaler que dans le présent mémoire, un chapitrer spécial a été ajouter, il concerne une étude comparative basée d'un part sur les résultats de notre étude de la variante :CM et d'autre part sur les resulta réels de conception et réalisation de la variante « Béton Armé » en cours de réalisation.

Cette comparaison était multicritère, elle s'est basée sur les critères du cout de réalisation, délais de construction et développement durable (construction durable).

Pour ce qui est de la comparaison entre les 2 variantes CM et BA nous avons trouvé :

- Pour le critère du cout :
- Pour le critère du délai :
- Pour le critère de la construction durable :

Une exemple dévaluation multicritère de ces 2 variantes a donné que la variante CM est la meilleure sa notre 15/20 par rapport à la variante BA dont la nôtre était 12/20.

Enfin de cette étude, nous pensons que les objectifs fixés pour l'étude du bâtiment ont été atteints à des niveaux suffisants.



# Bibliographie

- 1** DTR BC 2.44, Règles **CCM97** de conception et du calcul des structures en acier, édition du centre national CGS, Alger, 1998,
- 2** D.T.R BC 2.48, Règles **RPA 99** version 2003, Règles Parasismiques Algériennes, édition du centre national CGS, Alger, 2004,
- 3** D.T.R C2.47, Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions ‘**RNV.1999**’, édition du centre national CNERIB, Alger, 2000
- 4** D.T.R BC 2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation, édition du CGS, Alger, 1989,
- 5** Règles de calcul des constructions en acier (CM66) par ITBP et le CTICM neuvième édition Eyrolles, Paris, 1982
- 6** Hirt M., Crisinel M., Charpentes Métalliques, Volume 11 du traité TGC, 2<sup>ème</sup> édition des Presses universitaires PPUR, Lausanne, Suisse 2005
- 7** Hirt M., Bez R., Nussbaumer A., Construction Métallique, Volume 10 du traité TGC, 2<sup>ème</sup> édition des Presses universitaires PPUR, Lausanne, Suisse 2005
- 8** **BITAM M.**, Cours des matières : Structures Métalliques SM et Ouvrages métalliques OMM, cycle master en génie civil, Université de BISKRA, 2020 et 2021
- 9** Morel J., Calcul des Structures Métalliques selon l’Euro code 3, 6<sup>ème</sup> édition Eyrolles, Paris, **2005**
- 10** Arcelor-Mitral, société Haironville-Pab (France), fiche technique des panneaux sandwichs de toiture, site Internet [www.haironville-Pab.com](http://www.haironville-Pab.com) (2005)
- 11** Arcelor-Mitral group, Catalogue de vente des produits en acier de construction, Luxembourg, 2012
- 12** Règles BAEL 91, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites, éditions Eyrolles, Paris, 1996
- 13** Renaud H., Le tertre F., Ouvrages En Béton Armé (Technologie du bâtiment gros œuvre). Éditions Foucher, Paris, 1988

- 14** Charon P., Calcul des Ouvrages en Béton Armé Suivant les Règles BAEL83 (Théorie et applications), Édition Eyrolles, Paris, 1986
- 15** Coster J. et Sanglera G., Cours pratiques de mécanique des sols, Édition Eyrolles, Paris, 1986
- 16** DTR BE 2.1, Règles d'exécution des travaux d'ouvrages en béton armé, éditions du CGS, Alger 2011
- 17** DTR BC 2.41 « Règles *CBA 93* », *Règles de conception et du calcul des structures en béton armé*, édition du centre national CGS, Alger, 1995
- 18** Mémoire de master (Étude d'un bâtiment d'habitations R + 9, à structure métallique articulée contreventé par un noyau en béton armé), Diafi Rami 2018, **université de Biskra, département de génie civil**
- 19** Rafik TALEB. ANALYSE D'UN BATIMENT B.A. EN STRUCTURE MIXTE (Attaché de recherche, CGS) édition 17, 28 et 29 Oct. 2007
- 20** [ [www.ncreq.org/images/.../Rapport\\_de\\_recherche\\_evolution\\_DD.pdf](http://www.ncreq.org/images/.../Rapport_de_recherche_evolution_DD.pdf) ]
- 21** mémoires de master en génie civil soutenue à l'université de Biskra en 2014, M<sup>lle</sup> Morghad F. Zohra a fait une recherche bibliographique sur le thème suivant : *Evaluation des solutions de conception d'un bâtiment dans le cadre du développement durable.*