

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة سعيدة – د. مولاي الطاهر  
UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR



Faculté de technologie

Département de génie civil et de l'hydraulique

## PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Spécialité : Structures

---

# Etude d'une Tour (04 Sous-Sol + R.D.C + 14 étages) à Usage multiples à la wilaya d'Oran

---

Présenté par :

**LADMEK Abderrahmane**

Soutenu le 17 / 09 / 2023, devant le jury composé de :

M. HACHEMI H.

Maitre de conférences « A »

Président

M. TOUIL B.

Maitre de conférences « A »

Encadreur

M. BELIA Z.

Maitre de conférences « A »

Examineur

**Année universitaire 2022/2023**

# *Dédicaces*

# ***REMERCIEMENTS***

*Je tiens tout d'abord à remercier الله عز و جل le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné, la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.*

*En second lieu, je tiens à remercier mon encadrant : monsieur **TOUIL B.**, pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période de ce travail.*

*Mes vifs remerciements vont aux membres du jury : monsieur **HACHEMI H.** et **BELIA Z.** d'avoir honorer de leur présence et de porter leur jugement sur ce modeste travail.*

*Enfin, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à tous nos enseignants qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.*

# ***Résumé***

*La sécurité d'une structure en béton armé est réputée atteinte si les critères relatifs à la résistance, la déformation des différents éléments et la stabilité des fondations, sont simultanément satisfaits.*

*L'objectif de notre projet de fin d'étude de master en structures consiste à dimensionner et calculer tous les éléments de la structure en béton armé en respectant les différents règlements de conception et de calcul des constructions (BAEL91révisé 99, RPA99 version 2003...).*

*On présentera un travail illustrant une étude détaillée sur les justifications de sécurité telle que la structure ait une bonne réputation vis-à-vis les différentes chargements (charge permanente, charge d'exploitation, vent, séisme). Une tour à usage multiple (R+14+4 S.S) a été choisie comme modèle d'étude.*

*Mots clés : Tour, Béton armé, Séisme, Vent, stabilité.*

# ***Abstract***

*The safety of a reinforced concrete structure is deemed to be achieved if the criteria relating to the strength, deformation of the various elements and stability of the foundations are simultaneously satisfied.*

*The aim of our end-of-study master's project in structures is to design and calculate all the elements of the reinforced concrete structure in compliance with the various construction design and calculation regulations (BAEL91 revised 99, RPA99 version 2003, etc.).*

*A work will be presented illustrating a detailed study of the safety justifications so that the structure has a good reputation with regard to the various loads (permanent load, operating load, wind, earthquake). A multi-purpose tower (R+14+4 S.S) was chosen as the study model.*

*Keywords : Tower, Reinforced concrete, Earthquake, Wind, Stability.*

## ملخص

تتحقق سلامة الهيكل الخرساني المسلح إذا تم استيفاء المعايير المتعلقة بالمقاومة وعدم تشوه العناصر المختلفة واستقرار الأساسات في وقت واحد.

الهدف من مشروع الماستر النهائي يتمثل في دراسة الهياكل مع تحديد حجم وحساب جميع عناصر الهيكل الخرساني المسلح مع احترام لوائح تصميم البناء والحسابات المختلفة (BAEL91 revised 99)، RPA99 version 2003، وما إلى ذلك.

وسنقدم عملاً يوضح دراسة تفصيلية عن مبررات السلامة بحيث يتمتع الهيكل بسمعة جيدة فيما يتعلق بالأحمال المختلفة (الحمل الدائم، حمل التشغيل، الرياح، الزلازل). تم اختيار برج متعدد الاستخدامات (طابق أرضي + 14 طابق + 4 قبو) كنموذج للدراسة.

الكلمات المفتاحية : البرج، الخرسانة المسلحة، الزلازل، الرياح، الاستقرار.

# Sommaire

Dédicaces.....	I
Remerciements.....	II
Résumé .....	III
Liste des tableaux.....	IV
Liste des figures.....	V
Symboles et Notations.....	VI
Introduction générale.....	X

## **Chapitre I : Introduction et présentation du projet**

1 Introduction.....	01
2 Objectifs du projet.....	01
3 Choix d'une structure .....	01
4 Caractéristiques de la structure.....	01
5 Conception de l'ossature .....	02
6 Caractéristiques du sol .....	03
7 Les hypothèses de calcul.....	03
8 Caractéristiques des matériaux .....	05
9 Conclusion .....	10

## **Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des charges**

1 Introduction.....	11
2 Les planchers .....	11
3 Descentes des charges .....	12
4 Pré dimensionnement des poutres.....	13
5 Pré dimensionnement des poteaux.....	14
6 Pré dimensionnement des voiles.....	19
7 Conclusion .....	20

## **Chapitre III : Etude des planchers**

1 Introduction.....	21
2 Etude du plancher dalle pleine .....	21
3 Méthode de calcul de la dalle .....	21
4 Type des panneaux .....	21
5 Calcul de la dalle d'étages R.D.C .....	22
6 Etat limite de déformation.....	26
7 Dalle sur trois appuis.....	30
8 Vérification de l'effort tranchant .....	34
9 Vérification de la flèche .....	35
10 Schéma de ferrailage .....	36

## **Chapitre IV: Etude des Eléments Non Structures**

1 Introduction.....	38
2 Etude de l'acrotère .....	38
3 Etude des escaliers .....	44
4 Etude de l'ascenseur .....	56



5 Etude du balcon.....	69
6 Conclusion .....	72

## **Chapitre V : Etude du Vent**

1 Introduction.....	73
2 Détermination du coefficient dynamique $C_d$ .....	73
3 Détermination de la pression dynamique de vent $q_{dyn}$ .....	74
4 Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ .....	76
5 Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ .....	79
6 Calcul de la pression due au vent .....	80
7 Calcul des forces de frottement .....	81
8 Conclusion... ..	84

## **Chapitre VI : Etude sismique**

1 Introduction.....	85
2 Méthode de calcul .....	85
3 Critère de classification .....	86
4 Calcul des forces sismique .....	87
5 Etude dynamique.....	90
6 Conclusion .....	97

## **Chapitre VII : Etude des éléments structuraux**

1 Introduction.....	98
2 Etude des poutres .....	98
3 Etude des poteaux .....	105
4 Etude des voiles .....	112
5 Conclusion .....	118

## **Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure**

1 Introduction.....	119
2 Etude géotechnique .....	119
3 Etude du mur de voile périphérique .....	119
4 Etude de la fondation .....	125
5 Calcul de radier .....	126
6 Eude du débord .....	139
7 Béton propreté.....	139
8 Schéma de ferrailage du radier .....	140
9 Conclusion .....	141
Conclusion générale.....	142
Bibliographie .....	143
Annexe I .....	144
Annexe II .....	145
Annexe III.....	146
Annexe IV .....	147
Annexe V.....	148

## Liste des tableaux

Tableau 1.1: La composition d'un mètre cube ( $1\text{m}^3$ ) du béton .....	05
Tableau 2.1 : Evaluation des charges de dalle pleine terrasse accessible .....	12
Tableau 2.2 : Evaluation des charges de dalle pleine pour les étages .....	12
Tableau 2.3 : Evaluation des charges dalle pleine terrasse sur 3 appuis .....	12
Tableau 2.4 : Charges par étage.....	17
Tableau 4.1 : Charges permanentes de la paillasse .....	47
Tableau 4.2 : Charges permanentes palier .....	48
Tableau 4.3 : Combinaison des charges de l'escalier .....	48
Tableau 4.4 : Les Caractéristiques et les dimensions d'un ascenseur .....	56
Tableau 4.5: Tableau récapitulatif des résultats de rectangles fictifs.....	63
Tableau 4.6 : Récapitulatif des moments totaux de la dalle d'ascenseur .....	65
Tableau 4.7 : Evaluation des charges du balcon .....	69
Tableau 5.1: Détermination de la pression dynamique .....	76
Tableau 5.2 : coefficients de pression extérieur sens-X.....	77
Tableau 5.3 : coefficients de pression extérieur sens-Y.....	78
Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure de toiture plate .....	79
Tableau 5.5 : Coefficient de pression de vent $C_p$ .....	80
Tableau 5.6: Pression due au vent de paroi verticale pour $C_{pi}=0,8$ .....	80
Tableau 5.7 : Pression due au vent de paroi verticale pour $C_{pi} = -0.5$ .....	81
Tableau 5.8 : Calcul de la force résultante R suivant X et Y .....	84
Tableau 6.1: Valeurs des pénalités $P_q$ .....	88
Tableau 6.2 : Justification du coefficient de comportement global de la structure .....	89
Tableau 6.3 : Résultants du modèle numérique obtenu après le calcul de ROBOT 2016 .....	91
Tableau 6.4 : Excentricité de centre de masse et de la rigidité suivant direction X et Y .....	92
Tableau 6.5: Résultants des forces sismiques.....	93
Tableau 6.6 : Vérification de la résultante des forces sismique .....	93
Tableau 6.7 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y .....	94
Tableau 6.8 : Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ suivant sens X.....	95
Tableau 6.9 : Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ suivant sens Y.....	95
Tableau 6.10 : Vérification de l'effort normal réduit .....	96
Tableau 6.11 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux .....	97
Tableau 7.1 : Résultats des moments des poutres.....	99
Tableau 7.2 : Ferrailages des poutres.....	104
Tableau 7.3 : Section des poteaux.....	105
Tableau 7.4 : Sollicitations d'un poteau d'étage R.D.C de section ( $100 \times 65$ ) $\text{cm}^2$ .....	105
Tableau 7.5 : Ferrailages des poteaux.....	111
Tableau 7.6 : Sollicitations d'un voile RDC $e=25$ cm .....	114
Tableau 7.7 : Ferrailage des voiles .....	117
Tableau 8.1: Section des armatures du voile périphérique.....	124
Tableau 8.2 : Dimensions des nervures.....	130
Tableau 8.3 : Moment fléchissant du panneau de radier .....	133
Tableau 8.4 : Tableau de ferrailage de la dalle du radier.....	136
Tableau 8.5: Sollicitation des nervures .....	137
Tableau 8.6: Tableau de ferrailage des nervures .....	138
Tableau 8.7: Résumé des résultats (ferrailage de débord) .....	139

# Liste des figures

Figure 1.1 : Diagramme de contrainte-déformation du béton à l'E.L.U .....	01
Figure 1.2 : Diagramme contrainte déformation du béton à E.L.S .....	08
Figure 1.3 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU .....	09
Figure 2.1 : Plancher dalle pleine.....	11
Figure 2.2 : Section réduite du poteau .....	15
Figure 2.3 : La surface afférente supportée par le poteau .....	16
Figure 2.4 : Coffrage des poteaux.....	16
Figure 2.5 : Vue tridimensionnelle d'un voile de contreventement .....	19
Figure 3.1 : Différents types des panneaux sur 4 appuis .....	21
Figure 3.2 : Différents types des panneaux sur 3 appuis.....	22
Figure 3.3 : Dalle pleine sur quatre appuis de type 1 .....	22
Figure 3.4.: Section d'une dalle pour une bande de 1 m.....	23
Figure 3.5.: Section rectangulaire de la dalle.....	28
Figure 3.6 : Ligne de rupture d'une dalle sur trois appuis.....	30
Figure 3.7 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur trois appuis .....	36
Figure 3.8 : Coupe d'une dalle sur trois appuis .....	36
Figure 3.9 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur quatre appuis .....	36
Figure 3.10 : Coupe d'une dalle sur trois appuis .....	37
Figure 4.1 : Coupe verticale de l'acrotère .....	38
Figure 4.2 : Dimensions d'acrotère.....	39
Figure 4.3 : Schéma statique d'acrotère .....	39
Figure 4.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	44
Figure 4.5 : schéma générale d'un escalier.....	45
Figure 4.6 : Cage d'escalier type 1 de l'étage courant .....	45
Figure 4.7 : Cage d'escalier type 2 de l'étage étage RDC.....	46
Figure 4.8 : Cage d'escalier type 3 de l'étage courant .....	46
Figure 4.9 : Schéma de l'escalier de type 1 .....	48
Figure 4.10 : Schéma statique de l'escalier de type 1 .....	49
Figure 4.11 : Section rectangulaire de la paillasse .....	52
Figure 4.12 : Schémas du ferrailage de l'escalier type 1 .....	55
Figure 4.13 : Vue en plan d'ascenseur .....	56
Figure 4.14 : Schéma de poinçonnement .....	60
Figure 4.15 : Schéma pour le calcul des moments dus aux charges localisées .....	61
Figure 4.16 : Répartition de la dalle en rectangles.....	62
Figure 4.17 : Moment en travée et en appui du panneau de l'ascenseur.....	64
Figure 4.18 : Schéma statique du balcon.....	69
Figure 4.19 : Section transversale du balcon.....	70
Figure 4.20 : Ferrailage de la dalle pleine balcon .....	72
Figure 5.1 : Direction du vent.....	73
Figure 5.2 : Répartition de la pression du vent .....	74
Figure 5.3 : Légende pour la paroi verticale sens- X .....	77
Figure 5.4: $C_{pe}$ pour la paroi verticale sens -X .....	77
Figure 5.5 : Légende pour la paroi verticale sens-Y .....	78
Figure 5.6: $C_{pe}$ pour la paroi verticale sens-Y .....	78
Figure 5.7: Légende pour la toiture plate .....	79
Figure 5.8 : chargement sur la paroi.....	81

Figure 5.9 : Force résultante R .....	82
Figure 5.10 : Force résultante nette R .....	83
Figure 6.1 : Vue globale tridimensionnelle de la structure .....	90
Figure 6.2 : Disposition des murs voile.....	92
Figure 7.1 : Section de la poutre principale.....	99
Figure 7.2 : Longueur de recouvrement .....	103
Figure 7.3 : Schéma de ferrailage poutres principales.....	104
Figure 7.4: Schéma de ferrailage poutre secondaire .....	104
Figure 7.5 : Schéma des sollicitations du poteau.....	107
Figure 7.6 : Zone nodale.....	109
Figure 7.7.1 : Ferrailages des poteaux .....	111
Figure 7.7.2 : Ferrailages des poteaux .....	112
Figure 7.8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	113
Figure 7.9 : Sollicitations de calcul d'un voile .....	114
Figure 7.10 : Ferrailage du mur voile .....	117
Figure 8.1 : Transmission des charges au sol .....	119
Figure 8.2 : Schéma statique du mur de soutènement .....	120
Figure 8.3 : Diagramme des contraintes du mur de soutènement.....	121
Figure 8.4 : Schéma de ferrailage du voile périphérique .....	124
Figure 8.5 : Semelle isolée .....	125
Figure 8.6:Diagramme du radier générale.....	126
Figure 8.7 : Dimension de dalle du radier la plus défavorable.....	126
Figure 8.8 : Dimensionnement du feuillet moyen .....	128
Figure 8.9 : Dimension du radier .....	129
Figure 8.10 : Dimensions de la nervure .....	129
Figure 8.11 : Panneau le plus défavorable .....	133
Figure 8.12 : Dimension de la nervure.....	136
Figure 8.13: Dimension d'un débord. ....	139
Figure 8.14: Schéma de ferrailage de la dalle suivant le sens X.....	139
Figure 8.15: Schéma de ferrailage de la dalle suivant le sens Y. ....	140
Figure 8.16: ferrailage de la nervure principale du radier.....	140
Figure 8.17: ferrailage de la nervure secondaire du radier.....	140
Figure 8.18 : ferrailage du débord. ....	141

# Symboles et Notations

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$A'$  : Section d'armature comprimée.

$A_s$  : Section d'armature à l'ELS.

$A_u$  : Section d'armature à l'E.L.U.

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$B$  : Aire d'une section de béton.

$B_r$  : Section réduite.

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage, coefficient de rugosité.

$C_t$  : Coefficient de topographie.

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$C_e$  : Coefficient d'exposition.

$C_r$  : Coefficient fonction

$C_u$  : Coefficient de rugosité.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$D_a$  : Allongement relatif de la section transversale du béton.

$D_L$  : Allongement relatif de la section longitudinale du béton

$E.L.S$  : Etat limite de service.

$E.L.U.R$  : Etat limite ultime de résistance.

$E_b$  : Module d'élasticité longitudinale du béton.

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

$E_i$  : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v$  : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$F_p$  : Force statique équivalente horizontale.

$F_S$  : Factor de sécurité

$G$  : Charge permanente, module de déformation transversale du béton.

$I$  : Moment d'inertie.

$L$  : Longueur ou portée.

$L_x$  : Distance de la petite portée des panneaux.

$L_Y$  : Distance de la grande portée des panneaux.  
 $L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.  
 $L_S$  : Longueur de scellement.  
 $M$  : Moment en général.  
 $M_a$  : Moment sur appui.  
 $M_t$  : Moment en travée.  
 $M_0$  : Moment isostatique.  
 $M_u$  : Moment de calcul ultime.  
 $M_{ser}$  : Moment de calcul de service.  
 $M_g$  : Moment du aux charges permanente après mise en place des cloisons.  
 $M_j$  : Moment du aux charges permanente avant mise en place des cloisons.  
 $M_p$  : Moment du aux charges totales.  
 $N$  : Effort normale du aux charges verticales.  
 $N_{ser}$  : Effort normal de service.  
 $N_U$  : Effort normal ultime  
 $N_U$  : Charge concentrée du balcon (ELS ou ELU).  
 $Q$  : Charges d'exploitation.  
 $Q_U$  : Charge ultime.  
 $Q_{ser}$  : Charge de service.  
 $R$  : Coefficient de comportement global, force résultante du vent.  
 $S$  : Section, surface  
 $S_r$  : Surface du radier.  
 $S_t$  : Espacement des armatures.  
 $T$  : Période.  
 $T_2$  : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.  
 $V$  : Effort tranchant.  
 $W$  : Poids propre de la structure.  
 $W_p$  : Poids d'acrotère, charge concentre du balcon.  
 $X, Y, Z$  : Coordonnées en général.  
 $Z_0$  : Paramètre de rugosité

$Z_{\min}$  : Hauteur minimale

$b_0$  : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

$c$  : Enrobage

$d$  : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

$e$  : Epaisseur, excentricité.

$f$  : La flèche.

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

$f$  : La flèche.

$f_{adm}$  : La flèche admissible.

$h$  : Hauteur de la section

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$h_N$  : Hauteur totale de la structure.

$j$  : Nombre de jours.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible du béton

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

$i$  : Rayon de giration d'une section de B A.

$\nu$  : Coefficient de poison.

$\eta$  : Coefficient de fissuration, facteur d'amortissement.

$\varphi$  : Coefficient de scellement, angle de frottement interne du sol.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\mu l$  : Moment réduit limite.

$\mu$  : Moment réduit.

$\lambda$  : Élancement.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_h$  : Coefficient de sécurité du béton, acier suivant la combinaison, et le poids volumique du sol respectivement.

# Introduction générale

De nos jours le béton armé est devenu le matériau le plus utilisé au monde dans le domaine du génie civil notamment dans les bâtiments administratifs, d'immeubles d'habitation, de ponts, de routes, de tunnels, d'aéroports, de barrages, de ports et de plates-formes offshore.

Cependant, le béton est un matériau homogène qui a ses limitations ; sa résistance à la compression est relativement bonne mais sa résistance à la traction est faible. Pour cette raison on incorpore les armatures de haute adhérence (HA) dans le béton en formant un béton armé. Le béton prend les efforts de compression et les armatures prennent les efforts de traction.

La composition du béton utilisée dans ce projet est obtenue et vérifiée dans le laboratoire étatique LNHC.

A travers ce projet, nous proposons l'étude d'une structure en béton armé. Une répartition des différents éléments avec leurs sections de béton et d'acier est proposée à l'aide de différents règlements (BAEL 91révisé99, RPA99 version2003 etc.) afin que notre structure puisse résister de façon efficace aux sollicitations et transmettre les charges au sol de fondation.

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier une tour en béton armé à usage multiple localisée à la ville d'ORAN (Algérie) dans une zone de moyenne sismicité. Cette tour est composée de 14 étages (R+14) et quatre (04) sous-sols. Sa stabilité est assurée par des portiques contreventés par des voiles. Nous avons structuré notre travail en deux parties principales.

La première partie est consacrée à l'étude de la superstructure qui regroupe essentiellement sept chapitres : La présentation du projet, le pré-dimensionnement des éléments de la structure, étude des planchers, étude des éléments non structuraux, étude de vent, étude sismique et étude des éléments structuraux.

La deuxième partie (le huitième chapitre) est consacrée à l'étude de l'infrastructure, et qui consiste à choisir le type de fondation pour la structure selon l'importance des charges de la superstructure en respectant le rapport géotechnique.

En fin on termine par une conclusion générale sur l'ensemble de l'étude mené au cours de cette modeste étude.



## 1. Introduction

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en béton précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique.

Mon projet de fin d'étude consiste à étudier une tour en béton armé à usage multiple localisé à la ville d'ORAN (Belgaid) dans une zone en moyenne sismique. Cette tour est composée de 14 étages (R+14) plus quatre (04) sous-sols, sa stabilité est assurée par des portiques contreventés par des voiles.

L'étude de cette structure est effectuée conformément aux règlements ci-dessous :

- **BAEL 91** (Béton Armé aux Etats Limites) ;
- **RPA 99 version 2003** (Règles Parasismiques Algériennes) ;
- **D.T.R C-2-47. RNV99** (Règlement Neige et Vent) ;
- **D.T.R-BC-2-41. CBA 93** (Conception et Calcul des Structures en Béton Arme).

L'étude dynamique ainsi que la modélisation de notre structure est faite en utilisant le logiciel ROBOT 2016.

## 2. Objectifs du projet

Le projet consiste à concevoir la structure d'une tour de 14 étages avec 4 sous-sols et calculer tous les éléments en béton armé. Ces éléments consistant l'ossature doivent être vérifiés selon trois critères fondamentaux à savoir : la résistance, la sécurité et enfin la stabilité d'ensemble.

## 3. Choix d'une structure

Le choix d'une élévation importante d'une construction est conditionné par la croissance démographique depuis quelques décennies. Les variables démographiques n'interviennent directement que sur la demande de logement, cette tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance du développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

## 4. Caractéristiques de la structure

Notre structure est caractérisée géométriquement par les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage courant ..... 3,20 m
- Hauteur du rez-de-chaussée ..... 4,48 m
- Hauteur totale de bâtiment ..... 52,48 m
- Largeur du bâtiment ..... 27,80 m
- Longueur du bâtiment ..... 28,30 m
- Hauteur du sous-sol 1 ..... 4,00 m
- Hauteur du sous-sol 2 et 3 ..... 3,04 m
- Hauteur du sous-sol 4 ..... 3,00 m

## 5. Conception de l'ossature

L'ossature est composée de la superstructure et l'infrastructure.

### 5.1. Superstructure

Elle est la partie de construction au-dessus de niveau zéro (+0,00) du terrain naturel.

#### 5.1.1. Plancher

Les planchers sont des éléments à plan horizontal marquant les différentes étages d'une construction et permettant la circulation horizontale tout en assurant la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles).

Les planchers de ce bâtiment sont en dalle pleine dont l'épaisseur ( $e$ ) dépend des conditions suivantes :

- **Condition d'isolation phonique**

Selon le CBA93 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- **Condition de sécurité contre l'incendie**

- ✓ Pour une demi-heure de coupe-feu :  $e = 6 \text{ cm}$ .
- ✓ Pour une heure de coupe-feu :  $e = 7 \text{ cm}$ .
- ✓ Pour deux heures de coupe-feu :  $e = 11 \text{ cm}$ .

- **Condition de non dépassement de la flèche**

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable, toutes les dalles sont appuyées sur 3 ou 4 côtés, on a :

$$e \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{où } l_x : \text{plus petit côté de la dalle.}$$

#### 5.1.2. Contreventements

Les contreventements sont constitués par des portiques et des voiles.

#### 5.1.3. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux Différents niveaux du bâtiment. Il repose sur une dalle et rigidifiés par des voiles.

#### 5.1.4. Escalier

Le bâtiment comporte trois types d'escaliers :

- Un escalier de deux volées avec un palier de repos intermédiaire.
- Un escalier de trois volées avec deux paliers de repos intermédiaire.
- Un escalier de quatre volées avec trois paliers de repos intermédiaires.

### **5.1.5. Maçonnerie**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creuse séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur ;
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques creuse.

### **5.1.6. L'acrotère**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 15 cm d'épaisseur.

## **5.2. Infrastructure**

Elle est la partie de construction au-dessous du niveau zéro (+0,00) de terrain naturel.

### **5.2.1. Fondation**

Le choix de fondation est en fonction de la contrainte du sol et de la superstructure. L'ouvrage sera fondé sur un radier général.

### **5.2.2. Le mur voile périphérique**

Au niveau du sous-sol, le mur voile périphérique est considéré comme un mur de soutènement contre la poussée des terres.

## **6. Caractéristiques du sol**

A partir du rapport géotechnique du sol réalisé par le laboratoire étatique LNHC, les informations suivantes sont obtenues :

- Type du sol : Sables jaunâtres ;
- Poids volumique :  $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$ .  
Angle de frottement interne :  $\varphi_u = 35^\circ$  ;
- Teneur en eau :  $W = 9 \%$  ;
- Contrainte admissible du sol est de **4.0 bars** ;
- Présence de nappe d'eau : Néant.

## **7. Les hypothèses de calcul**

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après.

### **7.1. Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites)**

Ce règlement est utilisé pour le pré dimensionnement, dimensionnement définitif et le ferrailage des différents éléments porteurs de la structure. Il est utilisé aussi pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage.

## **7.1.1. Etats limites ultimes de résistance (ELU)**

Elles correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction en considérant :

- L'équilibre statique,
- La résistance des matériaux de la structure,
- La stabilité de forme.

## **Hypothèses**

Les hypothèses suivantes sont considérées :

- Les sections droites planes avant déformation restent droites et planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier ;
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de flexion simple ou composée et 2‰ dans le cas de la compression simple.

## **7.1.2. Etats limites de service (ELS)**

Elles constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites, en considérant :

- L'ouverture des fissures ;
- La déformation des éléments porteurs ;
- La compression dans le béton.

## **Hypothèses**

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il fait abstraction du retrait et de fluages du béton.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = nE_b$ , ou  $n = 15$ )

## **7.2. Le RPA99/version 2003 (Règles parasismiques Algériennes)**

C'est le code de calcul sismique, ce règlement permet de fixer la règle de Conception et est utilisé pour assurer les conditions minimales en matière de sections transversales des éléments porteurs et de la quantité minimale d'armatures dans ces mêmes éléments.

Il est aussi utilisé pour l'évaluation de la charge sismique globale et sa répartition sur les différents étages et portiques.

## **7.3. Le D.T.R C2-4-7. RNV99 (Règlement Neige et Vent)**

Ce règlement permet d'évaluer les actions climatiques sur les différents étages et portiques.

## 8. Caractéristiques des matériaux

### 8.1. Béton

Le béton est un mélange homogène de liant hydraulique (ciment), l'eau, granulats (gravier + sable + fines) et adjuvant(s) dans les dosages donné.

#### 8.1.1. Dosage

On appelle dosage le poids du liant employé pour réaliser un mètre cubique de béton.

**Tableau 1.1: La composition d'un mètre cube (1m<sup>3</sup>) de béton utilisé pour concevoir la structure.**

Composition	Masse en Kg
Ciment CEM II/42.5	350
Eau de gâchage	192
Sable de mer	405,1
Sable de carrière 0/3	608,4
Gravier 3/8	132,7
Gravier 8/15	512,2
E/C	0,55

#### 8.1.2. Résistance

##### 8.1.2.1. Résistance à la compression : (Article A-2.1.11 BAEL91)

Dans les constructions courantes, le béton est défini du point de vue mécanique, par sa caractéristique à la compression simple (à 28 jours d'âge,  $f_{cj28}$ ).

- **Pour des résistances :**  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

- **Pour des résistances :**  $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,70 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour ce projet, le  $f_{c28}$  est considérée de 25MPa,  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

##### 8.1.2.2. Résistance à la traction (Article A-2.1.12 BAEL91)

La résistance à la traction du béton noté «  $f_{tj}$  » est en fonction de sa résistance à la compression à 28 jours, elle est définie par les relations suivantes ;

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

Pour ce projet :  $f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

### 8.1.2.3. Résistance minimale du béton (CBA 93 Art A.2.1.1.4)

La résistance caractéristique minimale  $f_{c28}$  doit être :

- 15 MPa quand on utilise des aciers de haute adhérence ;
- 12 MPa lorsque nous utilisons les aciers ronds lisses.

### 8.1.2.4. Module de déformation du béton :

### 8.1.2.5. Module de déformation longitudinale du béton « E »

On le définit comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Ils existent deux modules de déformation longitudinale du béton d'après BAEL 91r99.

### 8.1.2.6. Module de déformation longitudinale instantanée (CBA 93 Art A.2.1.2.1):

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}; E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

### 8.1.2.7. Module de déformation longitudinale différée (CBA 93 Art A.2.1.2.2)

Pour des charges de longue durée d'application.

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}; E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

### 8.1.2.8. Module de déformation transversale du béton « G »

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

- **E** : le module de Young.
- **ν** : coefficient de poisson donnée par le (CBA 93 Art A.2.1.3), c'est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta L/L}$$

Avec :

- a)  $\Delta a/a$  : allongement relatif de la section transversale ;
- b)  $\Delta L/L$  : Allongement relatif de la section longitudinale.

On rencontre deux cas :

- a)  $V = 0,0$  sollicitations (ELS et ELU)
- b)  $V = 0,2$  déformations (ELS et ELU)

### **8.1.3. Fluage du béton**

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps, ces déformations sont importantes peuvent atteindre jusqu'à deux fois les déformations instantanées.

### **8.1.4. Retrait du béton**

Les pièces de béton conservées à l'aire ont tendance à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation d'eau non liée avec le ciment. Ce phénomène peut entraîner des déformations plus ou moins importantes proportionnellement à l'humidité de l'environnement.

### **8.1.5. Les contraintes limites de calcul (CBA 93 Art A.4.3.4.1)**

### **8.1.6. Contrainte limite à l'Etat limite ultime (ELU)**

La contrainte admissible de compression a l'Etat limite ultime est donnée par :  $\sigma_{bc} = \frac{\beta \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Avec  $\theta$  : Un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$  : Lorsque la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$  : Lorsque cette durée d'application est comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0,85$  : Lorsque la durée d'application est inférieure à 1h.

Pour le coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,5$  dans le cas général pour les combinaisons fondamentales
- $\gamma_b = 1,15$  pour les combinaisons accidentelles

Le coefficient de minoration  $\beta = 0.85$  pour  $f_{c28} < 30\text{MPa}$  a pour objet de couvrir les erreurs faite en négligent le fluage du béton.

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} .$$

Le diagramme contraintes – déformations du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle ».

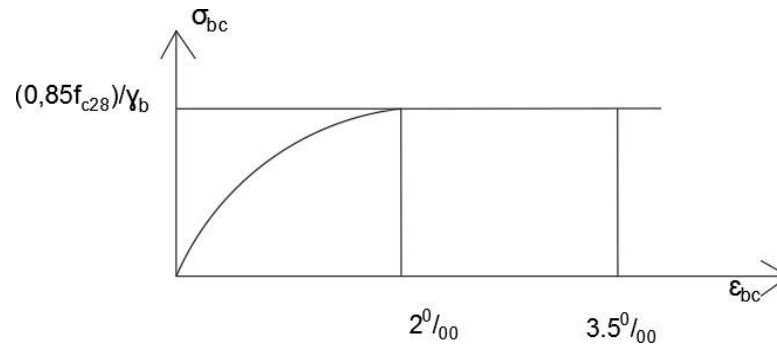


Figure 1.1 : Diagramme de contrainte-déformation du béton à l'E.L.U

#### 8.1.6.1. Contrainte ultime de cisaillement

Contrainte ultime ( $\tau_u$ ) pour les armatures droites ( $\alpha=90^\circ$ ) est donnée par les expressions suivantes :

- **Fissuration peu nuisible (FPP)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,23 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right)$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 MPa \right)$$

#### 8.1.6.2. Contrainte limite de service (ELS):

La contrainte admissible de compression a l'état limite est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Pour  $f_{c28} = 25 MPa \rightarrow \sigma_{bc} = 15 MPa$

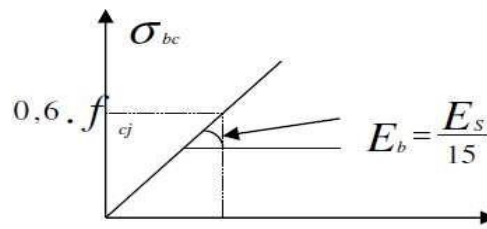


Figure 1.2 : Diagramme contrainte déformation du béton à E.L.S.



## 8.2. L'acier

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, il est caractérisé par sa bonne résistance, aussi bien à la traction qu'à la compression.

### 8.2.1. Classification de l'acier

On distingue deux types d'aciers :

- Les ronds lisses (RL) : Existents en deux nuances : FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garantie de 215 et 235 MPa.
- Les barres à haute adhérence (HA) : Les nuances sont : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garantie de 400 et 500 MPa.

Dans ce projet, un seul type d'acier, qui est l'acier à haute adhérence pour les armatures longitudinales et transversales, ayant une limite élastique  $f_e = 400$  MPa est utilisé.

### 8.2.2. Module d'élasticité »Es« (CBA 93 Art A.2.2.1):

Le module d'élasticité de l'acier  $E = 2.10^5$  MPa

### 8.2.3. Contraintes limites dans l'acier

#### 8.2.3.1. Contrainte limite à l'état ultime

La contrainte limite de traction et de compression notée «  $\sigma_s$  » est donnée par les formules suivantes

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{coefficient de sécurité de l'acier} \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Combinaison fondamentale} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{Combinaison accidentelle} \end{cases}$$

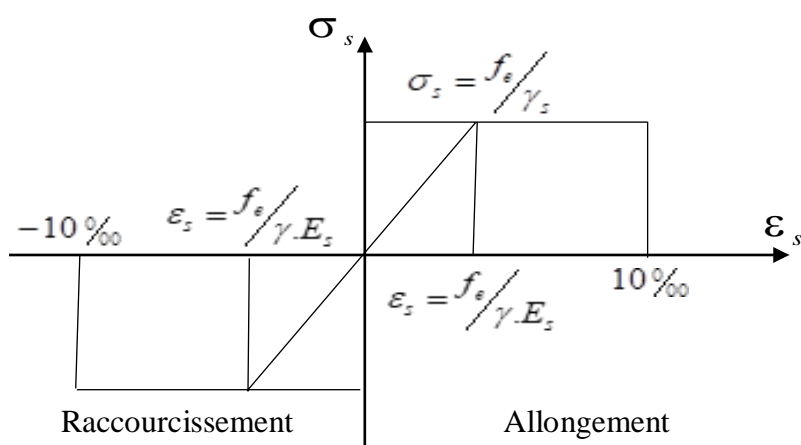


Figure 1.3 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU.

- $f_e$  : contrainte limite élastique.
- $\varepsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier.  $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

### 8.2.3.2. Contrainte limite de service

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Fissuration préjudiciable  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$

$\eta$  : Coefficient de fissuration  $\Rightarrow \eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisse} \\ 1,6 & \text{pour les armatures hautes adhérence} \end{cases}$

## 9. Conclusion

Nous terminons ce premier chapitre qui a été consacré à la présentation de notre projet, tout en exposant les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant le béton armé, la description de l'ossature et enfin les réglementations pour les calculs.

Les informations données dans ce chapitre serviront à entamer le chapitre II qui aura comme objectif le pré-dimensionnement et évaluation des charges.

## 1. Introduction

Le pré-dimensionnement c'est " le pré-calcul " des éléments de la structure (plancher, Poutres, Poteaux, ...etc.) Pour assurer une grande stabilité de l'ouvrage.

Le redimensionnement de la structure est calculé selon les règles BAE91 et RPA99 version 2003 et le CBA 93.

## 2. Les planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

### 2.1. Plancher dalle pleine

Les dalles pleines sont des panneaux généralement rectangulaires avec  $L_y$  comme la grande portée et  $L_x$  la petite portée dont les appuis sont les poutres ou des voiles en béton armé.

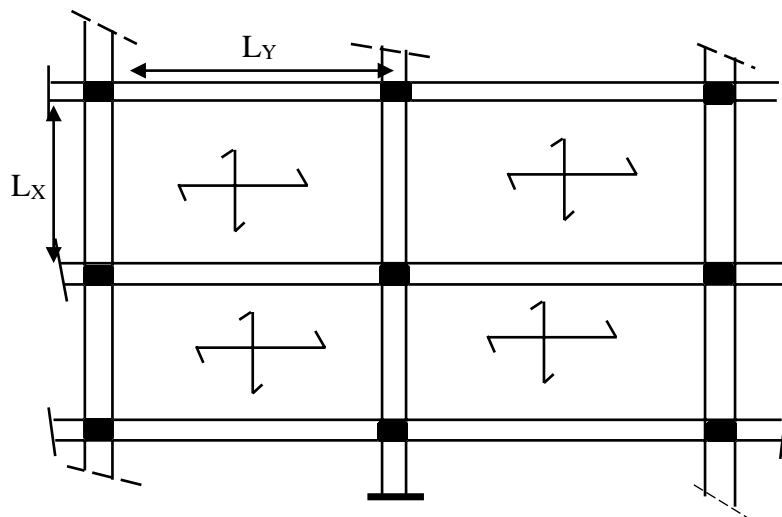


Figure 2.1 : Plancher dalle pleine

#### 2.1.1. Epaisseur de la dalle sur quatre appuis <e>

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable.

$$L_y = 7,20\text{m}$$

$$L_x = 5.85\text{m}$$

$$e \geq \left[ \begin{array}{l} \frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{615}{50} \leq e \leq \frac{615}{40} \Rightarrow 11,72\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm} ; \text{soit } e = 15\text{cm} \\ e_2 \geq 13\text{cm} : \text{Isolation acoustique} \\ e_3 \geq 11\text{cm} : \text{Deux heures de coupe feu} \end{array} \right]$$

$e \geq 15,12 \text{ cm}$ , soit  $e \geq 20 \text{ cm}$

### 2.1.2. Epaisseur de la dalle sur trois appuis <e>

Résistance à la flexion.  $L_x = 2.4m$   $L_y = 7.20m$

$$L_x = 2.4m \quad L_y = 7.20m$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{30} \Rightarrow \frac{240}{35} \leq e \leq \frac{240}{30} \rightarrow 6,85cm \leq e \leq 8cm$$

Pour réduire l'effet de flèche, on prend  $e=20cm$

## 3. Descentes des charges

### 3.1. Charges permanentes

Evaluation des charges de dalle pleine terrasse accessible.

**Tableau 2.1 : Evaluation des charges de dalle pleine terrasse accessible.**

Matériaux	Poids Volumiques KN/m <sup>3</sup>	Charge surfacique KN/m <sup>2</sup>
1. Gravillon de Protection (4cm).	20,00	0,80
2. Etanchéité Multicouche (2cm).	6,00	0,12
3. Béton en Forme de Pente (10cm).	22,00	2,20
4. Isolation thermique en liège (4cm)	4,00	0,16
5. Dalle pleine (20 cm)	25,00	5,00
6. Enduit en ciment (1.5cm)	18,00	0,27
<b>G</b>		<b>= 8,55</b>

Plancher dalle pleine pour l'étage courant.

**Tableau 2.2 : Evaluation des charges de dalle pleine pour les étages.**

Matériaux	Charge surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1. Cloison de séparation (2cm)	0,75
2. Panneau (20cm)	5,00
3. Enduit ciment (1.5cm)	0,27
4. Carrelage+ mortier	1,04
<b>G</b>	<b>= 7,06</b>

Evaluation des charges dalle pleine terrasse sur 3 appuis :

**Tableau 2.3 : Evaluation des charges dalle pleine terrasse sur 3 appuis.**

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	02	22	0,44
Mortier de pose	02	20	0,40
Dalle plein	20	25	5,00
Enduit en ciment	1,5	18	0,27
Somme			G=6,11

### 3.2. Surcharge d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux.

Terrasse inaccessible  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Terrasse accessible  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Etages courant  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

RDC (bureaux)  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

### 4. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres du bâtiment sont des éléments en béton armé, rectangulaires en section. Elles transmettent aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Le pré-dimensionnement est fait selon les formules empiriques données par le B.A.E.L 91 et RPA99 v2003.

### 5. Critère de rigidité « vérification de la flèche »

D'après B.A.E.L 99

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad h : \text{hauteur de la poutre.}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \quad b : \text{largeur de la poutre.}$$

#### 5.1. Poutres principales (Porteuses)

La portée maximale de la poutre (entre nue) :  $L$ ,  $L = 7,5 - 1.0 = 6,50m$

$$\frac{650}{15} \leq h \leq \frac{650}{10} \rightarrow 43,337cm \leq h \leq 65cm$$

Soit  $h = 50cm \rightarrow 0.4h \leq b \leq 0.8h \rightarrow 20 \leq b \leq 40$ , soit  $b = 30 \text{ cm}$

## 6. Vérification du RPA

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.5 de RAP99 V 2003

$h \geq 30\text{cm}$        $h = 50\text{cm} \geq 30\text{cm}$       condition vérifiée.

$b \geq 20\text{ cm}$        $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$       condition vérifiée.

$h/b \leq 4$        $h/b = 1,67 < 4$       condition vérifiée.

### 6.1. Poutres secondaires (chaînages)

$$L = 6,15 - 0,5 = 5,65\text{m}$$

$$\frac{565}{15} \leq h \leq \frac{565}{15} \rightarrow 37,67\text{cm} \leq h \leq 56,5\text{cm}$$

$$\text{Soit } h = 40\text{cm} \rightarrow 0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 16 \leq b \leq 32$$

Soit  $b = 30\text{ cm}$

## 7. Vérification du RPA

$h \geq 30\text{cm}$        $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$       condition vérifiée.

$b \geq 20\text{ cm}$        $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$       condition vérifiée.

$h/b \leq 4$        $h/b = 1,33 < 4$       condition vérifiée.

## 8. Pré-dimensionnement des poteaux

Les sections des poteaux se fait selon le critère de résistance et de la forme.

Les sections doivent aussi satisfaire les conditions du RPA99 V2003.

L'effort  $N_u$  apporté par un poteau en compression centre doit vérifier l'équation suivant :

$$N_U \leq N_{ultime} = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad N_u : \text{effort normale du poteau le plus sollicité}$$

### 8.1. Critère de résistance B.A.E.L 91 (B .8.4.1)

$A$  : Section d'armatures à mettre en place ;

$Br$  : Section réduite du poteau ; obtenue en déduisant de sa section réelle par 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérique.

$Br = (h - 2)(b - 2)$  Pour en section rectangulaire.

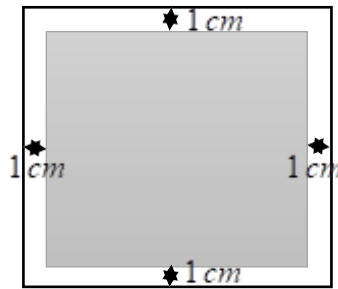


Figure 2 : 2 : Section réduite du poteau.

$\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

On prend un pourcentage d'armatures ;  $A = 1\% Br$

$$Br \geq \left[ \frac{Nu}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + 0,01 \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \right] \quad \text{B.A.E.L 91 (B.8.4.1)}$$

Pour toutes les armatures participent à la résistance, on fixe  $\lambda = 35$

$$\lambda = 35 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{35}{35} \right)^2} = 0,71$$

$$Br \geq \frac{Nu}{0,71 \left( \frac{2,5}{0,9 \times 1,5} + 0,01 \times \frac{40,0}{1,15} \right)} = 0,64 Nu \quad ; Nu \text{ en KN, } Br \text{ en cm}^2$$

$Nu = \sum$  des charges verticales agissant sur le Poteau.

$S_{aff}$  : Surface afférente supportée par le poteau.

$G_{pp}$  : poids propre des poutres principales

$G_{ps}$  : poids propre des poutres secondaires

$n$  : nombre d'étages

### 8.2. Critère de stabilité de forme

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ Avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$l_f$  : la longueur de flambement.

$i$  : rayon de giration.

$I$  : moment d'inertie de la section transversale dans le plan de flambement.

$B$  : aire de la section transversale.

#### • Application

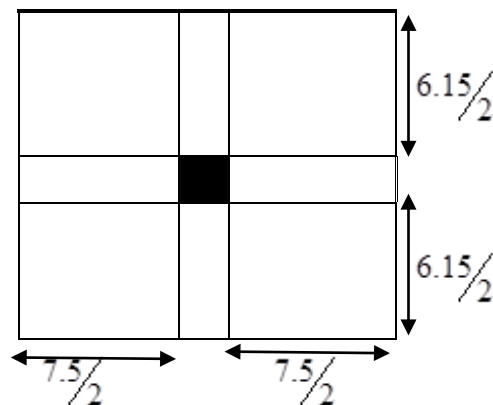


Figure 2.3: La surface afférente supportée par le poteau.

### 8.3. Conditions RPA99 V2003 articles 7.4.1.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

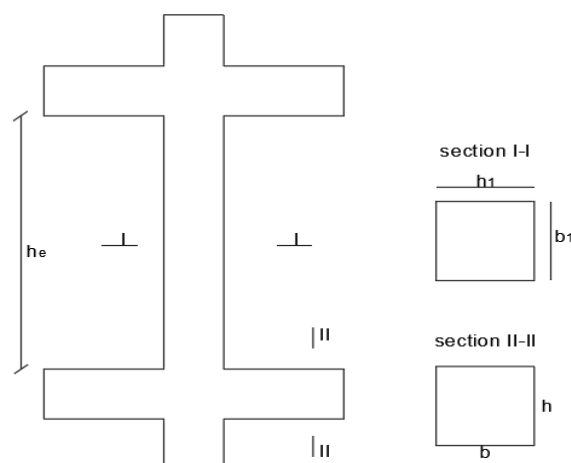


Figure 2.4 : Coffrage des poteaux.



$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm zone II de sismicité}$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_s}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

• **La loi de dégression des charges DTR BC2.2 6.3**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n; numérotés à partir du sommet de bâtiment.

On a ;

Sous terrasse .....  $Q_0$

Sous dernier étages (étage 1) .....  $Q_0 + Q_1$

Etage 2 .....  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Etage 3 .....  $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage 4 .....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Etages n .....  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

Tableau récapitulatif de dégressions des charges.

**Tableau 2.4 : Charges par étage.**

Etage	Charge d'exploitation cumulée KN/m <sup>2</sup>	Charge permanente cumulée KN/m <sup>2</sup>
14	1,00	8,55
13	2,50	16,61
12	3,85	22,67
11	5,05	29,73
10	6,10	36,79
09	7,00	43,85
08	7,75	50,91
07	8,50	57,97
06	9,25	65,03
05	10,00	72,09
04	10,75	79,15
03	11,50	86,21
02	12,25	93,27
01	13,00	100,33
<b>RDC</b>	<b>15,10</b>	<b>107,39</b>

• Calcul un poteau de niveau RDC

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) \times S_{aff} + 1,35 \left( G_{pp} \times L_{aff.PP} + G_{ps} \times L_{aff.PS} \right) \times n \quad KN$$

G: la charge permanente cumulée ;

Q: la charge d'exploitation déterminée par la loi de dégression ;

S<sub>aff</sub> : surface afférente supportée par le poteau ;

G<sub>pp</sub> : poids de la poutre principale ;

G<sub>ps</sub> : poids de la poutre secondaire ;

L<sub>aff</sub> : largeur afférente des poutres

n : nombres des étages considérés.

$$\text{La surface afférente : } S_{aff} = \left( \frac{7,5}{2} + \frac{3,95}{2} \right) \times \left( \frac{6,15}{2} + \frac{6,15}{2} \right) = 35,21 m^2$$

$$L_{PP} = \left( \frac{7,5}{2} + \frac{3,95}{2} \right) = 5,725 m$$

$$L_{PS} = \left( \frac{6,15}{2} + \frac{6,15}{2} \right) = 6,15 m$$

Par exemple, niveau RDC ; G= 107,39KN/m<sup>2</sup>, Q= 15,10KN/m<sup>2</sup>

$$N_{plancher} = (1,35G + 1,5Q) \times 35,31 = 5913,60 \quad KN$$

$$N_{PP} = (1,35 \times 25 \times 0,30 \times 0,50 \times 5,725) \times 14 = 405,75 \quad KN$$

$$N_{PS} = (1,35 \times 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 6,15) \times 14 = 348,71 \quad KN$$

$$N = 5913,6 + 405,75 + 348,71 = 6668,06 \quad KN$$

On a  $Br \geq 0,64 N_u$

$$Br \geq 0,64 \times 6668,06 = 4267,55 \quad cm^2$$

$$Br = (h - 2)(b - 2) \geq 4267,55 \quad cm^2$$

Soit un Poteau de 100X50 cm<sup>2</sup>

#### 8.4. Vérification au flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \quad \text{Où } l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 4,48 = 3,136 \text{ m et } i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = 1,0 \times 0,5 = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{100 \times 50^3}{12} = 1041666,667 \text{ cm}^4 = 0,01042 \text{ m}^4 \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0,01042}{0,50}} = 0,144 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{3,136}{0,144} = 221,77 < 35$$

Condition vérifiée.

#### 8.5. Conditions RPA 99 V2003

Min (b=50, h=100) cm  $\geq$  25 cm en zone II ; 50 cm  $>$  25 cm Condition vérifiée.

Min (b=50, h=100) cm  $\geq \frac{h_e}{20}$  avec  $h_{RDC} = 448$  cm Condition vérifiée.

$$40 \text{ cm} > \frac{448}{20} = 22,4 \text{ cm}$$

$$1/4 < b/h < 4$$

$$\frac{1}{4} = 0,25 < \frac{40}{100} = 0,4 < 4$$

Condition vérifiée.

### 9. Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur.

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment contre des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

#### • Voile de contreventement

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 RPA 99 V20013.

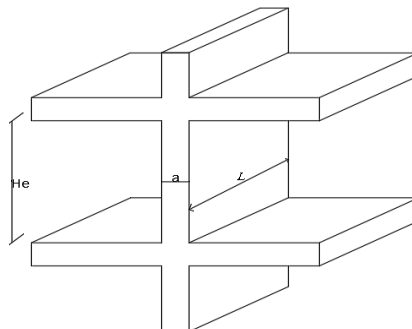


Figure 2.5 : Vue tridimensionnelle d'un voile de contreventement.

Les éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4a$  sont considérés comme voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

D'après l'article **7.7.1 RPA 99 V20013**.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage «  $h_e$  » et des conditions de rigidité aux extrémités.

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

b)  $e \geq \frac{h_e}{20}$

- RDC :  $e \geq \frac{448}{20} = 22,4\text{cm}$
- Etage courant :  $e \geq \frac{320}{20} = 16\text{cm}$

Soit épaisseur  $e=25\text{cm}$  pour RDC et  $e=20$  pour les étages courant.

c)  $L \geq 4e$ ,  $L \geq 4 \times 25 = 100\text{cm}$

Largeur minimale du voile est 100cm.

## **10. Conclusion**

En conclusion et après le pré-dimensionnement effectué des éléments avec la prise en considération de toutes les vérifications nécessaires, les éléments des sections suivantes sont adoptés:

Plancher dalle pleine  $e = 20\text{ cm}$  ;

Poutres principales :  $30 \times 50\text{ cm}^2$  ;

Poutres secondaires :  $30 \times 40\text{ cm}^2$  ;

Épaisseur du mur voile RDC  $e=25\text{cm}$  et pour étage courant  $e = 20\text{cm}$  ;

Poteaux du sous-sol RDC et les étages courant:  $100 \times 50\text{ cm}^2$ .

## 1. Introduction

Pour la raison de la rigidité de la structure, on a opté un plancher dalle plein pour tous les étages.

## 2. Etude du plancher dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée  $l_y$  et petite portée  $l_x$ ) prennent appuis sur les poutres ou les murs voiles.

## 3. Méthode de calcul de la dalle

La méthode de calcul dépend de la valeur de  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Pour  $\rho \leq 0,4$  la dalle est assimilée à une poutre travaillant suivant la petite portée.

Pour  $0,4 < \rho < 1$  la dalle porte sur les 4 côtés (2 directions).

## 4. Type des panneaux

Dans ce projet, il existe deux catégories des panneaux :

### 4.1. Panneaux sur 4 appuis (planchers étages)

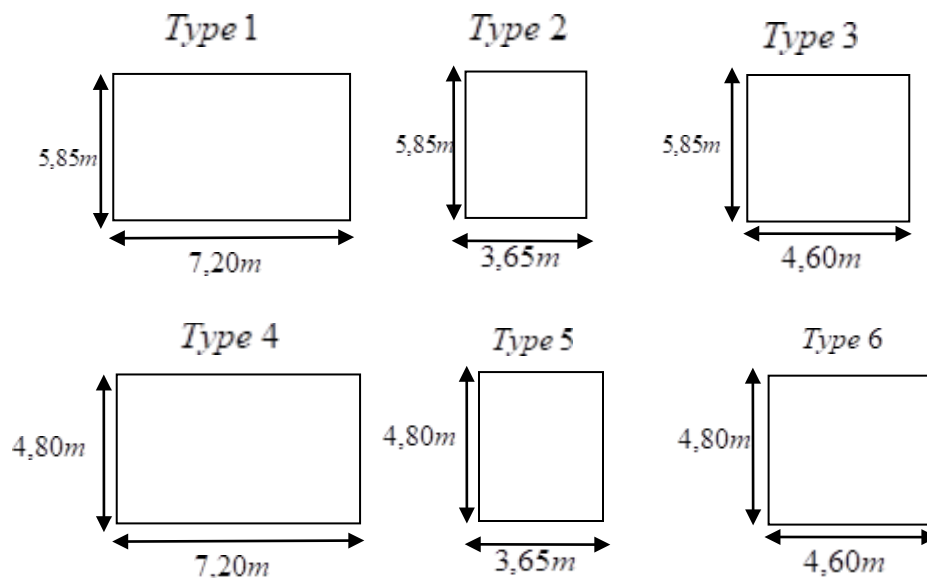


Figure 3.1 : Différents types des panneaux sur 4 appuis.

#### 4.2. Dalles sur 3 appuis (Terrasse)

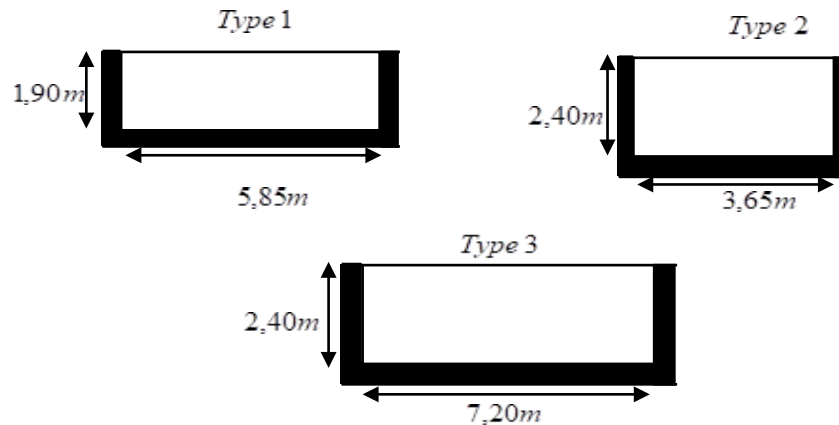


Figure 3.2 : Différents types des panneaux sur 3 appuis.

### 5. Calcul de la dalle de étage RDC

#### 5.1. Dalle sur 4 appuis

Les calculs seront faire pour le panneau le plus défavorable (Type 1 figure 3.1) comme exemple.

$$l_x = 5,85m \quad \text{et} \quad l_y = 7,20m$$

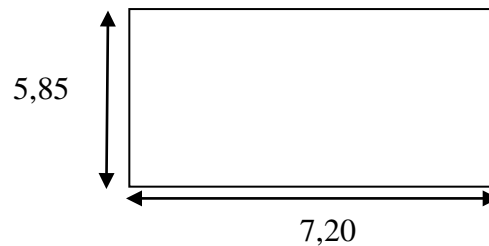


Figure 3.3: Dalle pleine sur quatre appuis de type 1.

$$\text{Pour le panneau : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,85}{7,20} = 0,8 \Rightarrow \rho = 0,8 > 0,4$$

Le panneau porte dans deux directions ( $0,4 < \rho = 0,8 < 1$ ).

#### 5.2. Evaluation des charges

$$G = 7,06 \text{KN/m}^2 \quad Q = 2,5 \text{KN/m}^2 \quad (\text{Tableau 2.2})$$

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

$$ELUR : (1,35G + 1,5Q) \times 1,0 = 13,281 \text{ KN} / m$$

$$\checkmark \quad ELS : (1G + Q) \times 1,0 = 9,56 \text{ KN} / m$$

### 5.3. Calcul de sollicitation

$$\checkmark \quad \text{E.L.U.R}$$

De tableau, les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  correspondant à  $v = 0$  et  $\rho = 0,80$  sont tirés

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \begin{bmatrix} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{bmatrix}$$

$$M^U_{0x} = \mu_x l_x^2 \cdot Qu = 25,49 \text{ KN.m}$$

$$M^U_{0y} = \mu_y \cdot M^U_{0x} = 15,18 \text{ KN.m}$$

- En travées

$$M^U_{tx} = 0,85 \cdot M^U_{0x} = 21,66 \text{ KN.m}$$

$$M^U_{ty} = 0,85 \cdot M^U_{0y} = 12,90 \text{ KN.m}$$

- En appuis

$$M^U_{ax} = -0,5 \cdot M^U_{0x} = -12,74 \text{ KN.m}$$

$$M^U_{ay} = -0,5 \cdot M^U_{0y} = -7,59 \text{ KN.m}$$

### 5.4. Calcul des armatures longitudinales

- Sens X-X

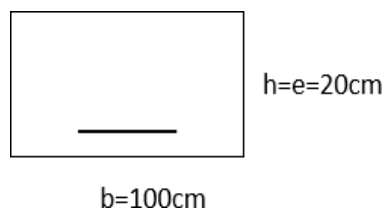


Figure 3.4 : Section d'une dalle pour une bande de 1 m.

$$C=2,5\text{cm} ; d=17,5\text{cm}$$

- En travée

$$\mu = \frac{M^U_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{21,66 \times 10^3}{100 \times (17,5)^2 \times 14,20} = 0,049 \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A; } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,062 \quad \beta = 1 - 0,40\alpha = 0,975 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{Mt_x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21,66 \times 10^3}{0,975 \times 17,5 \times 348} = 3,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures finales  $A = \max (A_{tx} ; A_{\min}) = 3,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit  $A_{\text{adoptée}} = 5\text{HA}12 \text{ (} 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml)}$

• **En appuis**

$$\mu = \frac{Ma_x}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12,74 \times 10^3}{100 \times (17,5)^2 \times 14,20} = 0,029 \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A; } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,036 \quad \beta = 1 - 0,40\alpha = 0,987 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$Aa_x = \frac{Ma_x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,740 \times 10^3}{0,987 \times 17,5 \times 348} = 2,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit  $5\text{HA}10 \text{ (} 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml)}$

• **Sens Y-Y**

✓ **En travée**

$$\mu = \frac{Mt_y}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12,90 \times 10^3}{100 \times (17,5)^2 \times 14,20} = 0,029 \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A; } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,037 \quad \beta = 1 - 0,40\alpha = 0,985 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_t = \frac{Mt_x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,90 \times 10^3}{0,987 \times 17,5 \times 348} = 2,146 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit  $5\text{HA}10 \text{ (} 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml)}$



- **En appuis**

$$\mu = \frac{Ma_x}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7,59 \times 10^3}{100 \times (17,5)^2 \times 14,20} = 0,017 \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot } A; A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,021 \quad \beta = 1 - 0,40\alpha = 0,992$$

$$Aa_y = \frac{Ma_y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,59 \times 10^3}{0,992 \times 17,5 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5HA10 (3,93cm<sup>2</sup>/ml)

### 5.5. **Vérification à l'E.L.U.R**

- **Cisaillement**

$$V_u = \frac{Q_u \cdot l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{13,281 \times 5,85}{2} \times \frac{7,20^4}{5,85^4 + 7,20^4} = 27,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{27,05 \cdot 10^3}{100 \times 17,5 \times 100} = 0,154 \text{ MPa}; \quad \tau = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,154 \text{ MPa} < \tau = 1,25 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### 5.6. **Vérification à ELS**

De tableau, les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  correspondant à  $\nu = 0,2$  et  $\rho = 0,80$  sont tirés

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \begin{bmatrix} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{bmatrix}$$

$$M_{ser}^{OX} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot Q_{ser} = 18,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{OY} = \mu_y \cdot M_{ser}^{0x} = 13,29 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

$$M_{ser}^{tx} = 0,85 \cdot M_{ser}^{0x} = 15,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{ty} = 0,85 \cdot M_{ser}^{0y} = 11,29 \text{ KN.m}$$

- **En appuis**

$$Ma^{ser}_x = -0,5.M^{ser}_{0x} = -9,34 \text{ KN.m}$$

$$Ma^{ser}_y = -0,5.M^{ser}_{0y} = -6,65 \text{ KN.m}$$

- **Vérification à E.L. dans le sens X-X**

**En travée**

$$Mt^u_x = 21,66 \text{ KN / m}; \quad \alpha_u = 0,062$$

$$Mt^{ser}_x = 15,88 \text{ KN / m}$$

$$\alpha_u \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{21,66}{15,88} = 1,40$$

$$\alpha_u = 0,062 < \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 0,058 < 0,46 \quad \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S

**6. État limite de déformation**

Si les conditions suivantes vérifient, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$a) \frac{h}{l_x} > \frac{Mt_x}{20M_{0x}} \Rightarrow \frac{h}{l_x} = \frac{20}{585} = 0,034; \quad \frac{Mt^{ser}_x}{20M^{ser}_{0x}} = \frac{15,88}{20 \times 18,69} = 0,042$$

$$\frac{h}{l_x} = 0,034 < \frac{Mt^{ser}_x}{20M^{ser}_{0x}} = 0,042 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$b) \frac{At^u_x}{b.d} < \frac{2}{f_e}; \quad \frac{At^u_x}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 17,5} = 0,0032; \quad \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$c) \frac{h}{l_x} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l_x} = \frac{20}{585} = 0,034; \quad \frac{1}{16} = 0,0625; \quad \frac{h}{l_x} = 0,034 < 0,0625 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Le calcul de la flèche est nécessaire

### 6.1. Évaluation des flèches pour le plancher terrasse. Article B.6.5.2 B.A.E.L 91 R99

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{li} - f_{gi}$$

$g$  : Charge permanente après mise en place des cloisons.

$j$  : Charge permanente avant mise en place des cloisons.

$$j = g - 0,75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$g = 7,06 \text{ KN/m}^2$$

$$j = g - 0,75 = 6,31 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$p$  : La charge totale ( $g$ + charge d'exploitation) ;  $p = 7,06 + 2,50 = 9,56 \text{ KN/m}^2$

#### • Calcul des moments fléchissant

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \mu_{x_{ser}} = 0,0628$$

$$M = \mu_{x_{ser}} \cdot Q_{ser} \cdot l^2$$

$$M_g = 0,0628 \times 7,06 \times 5,85^2 = 15,173 \text{ KN.m} = 15173 \text{ N.m}$$

$$M_j = 0,0628 \times 6,31 \times 5,85^2 = 13,561 \text{ KN.m} = 13561 \text{ N.m}$$

$$M_p = 0,0628 \times 9,56 \times 5,85^2 = 20,546 \text{ KN.m} = 20546 \text{ N.m}$$

### 6.2. Module de déformation longitudinale

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

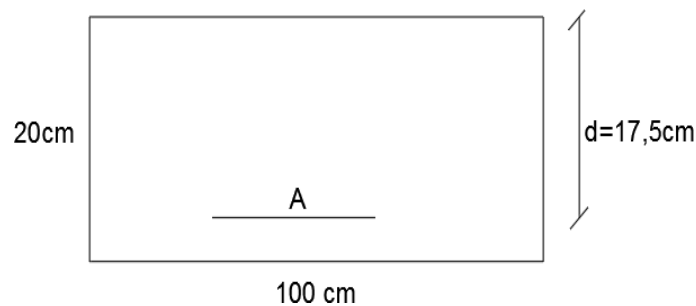


Figure 3.5 : Section rectangulaire de la dalle.

- **Position de l'axe neutre**

$$100 \cdot \frac{y^2}{2} + 15A'(y - c') + 15A(d - y) = 0 \quad ; A' = 0$$

$$100 \cdot \frac{y^2}{2} + 15 \times 5,65 (17,5 - y) = 0$$

$$y = 4,66 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{3} + 15A \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15 \times 5,65 \left( 17,5 - \frac{20}{2} \right) = 670302,29 \text{ cm}^4$$

- **Pourcentages des armatures**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 17,5} = 0,0032$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left[ 2 + 3 \cdot \frac{0}{b} \right] \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left[ 2 + 3 \times \frac{100}{100} \right] \times 0,0032} = 6,563 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 0,4 \times 6,563 = 2,625 \text{ MPa}$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs «  $I_f$  »

$$I_f = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_i \mu_j}$$

- Calcul de coefficient  $\mu$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75xf_{t28}}{4\rho x \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad \mu_j = 1 - \frac{1,75xf_{t28}}{4\rho x \sigma_{sj} + f_{t28}}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75xf_{t28}}{4\rho x \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

- Calcul des contraintes

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_x.Z}; \quad \text{avec } Z = d - \frac{y}{3} = 17,5 - \frac{5,65}{3} \rightarrow Z = 15,617 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15173}{5,65 \times 15,617} = 171,96 \text{ MPa} \quad \sigma_{sj} = \frac{13561}{5,65 \times 15,617} = 153,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{20546}{5,65 \times 15,617} = 232,85 \text{ MPa}$$

**Donc ;**

$$\mu_g = 0,146 \quad \mu_j = 0,096 \quad \mu_p = 0,277$$

$$I_g^i = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1,1 \times 670302,29}{1 + 6,563 \times 0,146} = 376536 \text{ cm}^4$$

$$f_j^i = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1,1 \times 670302,29}{1 + 6,563 \times 0,043} = 575049 \text{ cm}^4$$

$$I_g^V = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1,1 \times 670302,29}{1 + 2,625 \times 0,096} = 588923 \text{ cm}^4$$

$$I_p^i = \frac{1,1xI_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1,1 \times 670302,29}{1 + 6,563 \times 0,277} = 261655 \text{ cm}^4$$

**Calcul de flèche (total et admissible)**

$$f_g^i = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot f_g^i} = \frac{15173 \times (585)^2}{10 \times 32164,20 \times 376536} = 0,043 \text{ cm}$$

$$f_g^v = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I f_g^v} = \frac{15173 \times (585)^2}{10 \times 10818,87 \times 588923} = 0,081 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot f_j^i} = \frac{13561 \times (585)^2}{10 \times 32164,20 \times 588923} = 0,025 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I f_p^i} = \frac{20546 \times (585)^2}{10 \times 32164,20 \times 261655} = 0,084 \text{ cm}$$

**La flèche totale**

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,081 - 0,025) + (0,084 - 0,043) = 0,097 \text{ cm}$$

**La flèche admissible**

$$\text{Pour } L = 5,85 \text{ m} > 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{585}{1000} = 1,085 \text{ cm}$$

Donc  $\Delta f_t = 0,097 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 1,085 \text{ cm} \dots \dots \dots$  condition vérifié

**7. Dalle sur trois appuis (Terrasse)**

Toutes les dalles sur trois appuis seront calculées de la même manière

La dalle de type 3 (figure 3.2) est utilisée comme exemple de calcul.

**7.1. Théorème des lignes de rupture :**

Il existe 2 cas :



**Figure 3.6: Ligne de rupture d'une dalle sur trois appuis.**

$$l_x = 2,4m ; \quad l_y = 7,2$$

$$L_x = 2,4m \text{ et } L_y = 7,2m$$

$$l_x = 2,4 m < \frac{l_y}{2} = 3,6 m \Rightarrow \text{Deuxième cas}$$

### 7.2. Charge et surcharge

$$G = 6,11 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

(Tableau 2.3)

### 7.3. Calcul des sollicitations

- **ELUR :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,81 \text{ KN / ml}$$

- **ELS :**

$$Q_{ser} = G + Q = 8,36 \text{ KN / ml}$$

### 7.4. Calcul du moment en deuxième cas

$$\left[ \begin{array}{l} M_x^o = \frac{Qx l_x^2 l_y}{2} - \frac{2x Qx l_x^3}{3} \\ M_y^o = \frac{Qx l_x^3}{6} \end{array} \right]$$

- E.L.U.R :

$$M_x^o = \frac{11,81 \times 2,4^2 \times 7,2}{2} - \frac{2 \times 11,81 \times 2,4^3}{3} = 135,97 \text{ KN.m}$$

$$M_y^o = \frac{Qx l_x^3}{6} = \frac{11,81 \times 2,4^3}{6} = 27,21 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée

$$M_x^t = 0,85 M_x^o = 115,57 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y^o = 23,13 \text{ KN.m}$$

### Moment en appuis

$$M_x^a = -0,5 M_x^o = -67,99 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,5 M_y^o = -13,61 \text{ KN.m}$$

- **E.L.S :**

$$M_x^o = \frac{8,36 \times 2,4^2 \times 7,2}{2} - \frac{2 \times 8,36 \times 2,4^3}{3} = 96,30 \text{ KN.m}$$

$$M_y^o = \frac{Qx l^3}{6} = \frac{8,36 \times 2,4^3}{6} = 19,26 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée**

$$M_t^x = 0,85 M^o = 81,86 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_y^o = 16,37 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis**

$$M_a^x = -0,5 M^o = -48,15 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,5 M_y^o = -9,63 \text{ KN.m}$$

### 7.5. **Calcul de ferrailage suivant sens X-X**

$$h = e = 20 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm} \Rightarrow d = 17 \text{ cm}. b = 100 \text{ cm}, \quad \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

- **En travée**

**E.L.U.R**

$$\mu = \frac{M_t^u}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{115,57 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,282; \mu_{AB} = 0,186 < \mu = 0,282 < \mu_{BC} = 0,48 \Rightarrow \text{pivot B; A'}$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) \quad \varepsilon_{sl} = \frac{f_e / \gamma_s}{E a} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 0,001739 = 1,739 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668 \Rightarrow \mu_l = 0,392 > \mu = 0,282 \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,425 \quad \beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,830$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{115,57.10^3}{0,830 \times 17 \times 348} = 23,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armature minimale**

$$A_{\min} = 0,23 b x d x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 8,211 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



Armature finales :  $A_{finale} = \max(A_t, A_{min}) = A_t = 23,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit armature  $A_{appliquée} = 10\text{HA}20 / \text{ml} = 31,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• **En appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{67,99 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,166; \mu = 0,166 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A; } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,228 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,909$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{67,99 \cdot 10^3}{0,909 \times 17 \times 348} = 12,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armature finales :  $A_{finale} = \max(A_a, A_{min}) = A_a = 12,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit armature  $A_{appliquée} = 6\text{HA}20 / \text{ml} = 18,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**7.6. Calcul de ferrailage suivant sens Y-Y**

$$h = e = 20 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm} \Rightarrow d = 17 \text{ cm}. b = 100 \text{ cm}, \quad \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MP}$$

• **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{23,13 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,056; \mu = 0,056 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A; } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,150 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,940$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{23,13 \cdot 10^3}{0,940 \times 17 \times 348} = 4,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armature finales :  $A_{finale} = \max(A_t, A_{min}) = A_{min} = 8,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit armature  $A_{appliquée} = 4\text{HA}20 / \text{ml} = 12,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• **En appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{13,61 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,033; \mu = 0,033 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A; } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,042 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\beta_x d x \sigma_s} = \frac{13,61.10^3}{0,983 \times 17 \times 348} = 2,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Armature finales : } A_{\text{finale}} = \max(A_t, A_{\text{min}}) = A_{\text{min}} = 8,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit armature } A_{\text{appliquée}} = 4\text{HA}20 / \text{ml} = 12,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### 7.7. Espacement

$$\text{Parallèle à } I_x; s_t \leq \min(3.e; 33\text{cm}) = (3 \times 20 = 60\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$\text{Parallèle à } I_y; s_t \leq \min(4.e; 45\text{cm}) = (4 \times 20 = 80\text{cm}; 45\text{cm})$$

Soit espacement :

$$\text{Parallèle à } I_x; s_t = 10\text{cm} \quad \text{Parallèle à } I_y; s_t = 25\text{cm}$$

## 8. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

$$T_u = \frac{Q_u \cdot x_l}{2} = \frac{11,81 \times 2,4}{2} = 14,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot x \cdot d} = \frac{14,17.10^3}{100 \times 17 \times 100} = 0,083 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,23 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,083 \text{ MPa} < \tau_u = 3,8 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Le béton résiste à la contrainte tangentielle donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 8.1. Vérification à l'ELS

- La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_{ser}^x = 81,86 \text{ KN.m}; \quad M_{ser}^y = 16,37 \text{ KN.m}$$

• **Sens X-X**

$$A_x^u = 31,41 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y^2 + 15 \times 31,41 \cdot y - 15 \times 31,41 \times 17 = 0$$

$$y = 8,8 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{3} \cdot y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{100}{3} \cdot 8,8^3 + 15 \times 31,41(17 - 8,8)^2 = 54395,86 \text{ cm}^4 = 0,000544 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{81,86 \cdot 10^6}{54395,86 \cdot 10^4} \times 88 = 13,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul des armatures à E.L.S n'est pas nécessaire.

## 9. **Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche ne sera pas nécessaire.

### **Suivant sens X-X**

$$1) \frac{e}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 M_x^o} \Rightarrow \frac{0,2}{2,4} = 0,083 > \frac{115,57}{20 \cdot 135,97} = 0,042$$

Condition vérifiée.

$$2) \frac{e}{l_x} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{240} = 0,833 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

Condition vérifiée.

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{31,41}{100 \times 17} = 0,018 > \frac{2}{400} = 0,005$$

Condition non vérifiée.

La troisième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

La flèche est vérifiée à l'aide du logiciel ROBOT 2016 :

$$f_{robot} = 0,30 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l_x}{500} = \frac{240}{500} = 0,48 \text{ cm}$$

$$f_{robot} = 0,30 \text{ cm} < f_{adm} = 0,48 \text{ cm}$$

Condition de la flèche est vérifiée.

## 10. Schéma de ferrailage de la dalle

### 10.1. Schéma de ferrailages d'une dalle à 3 appuis

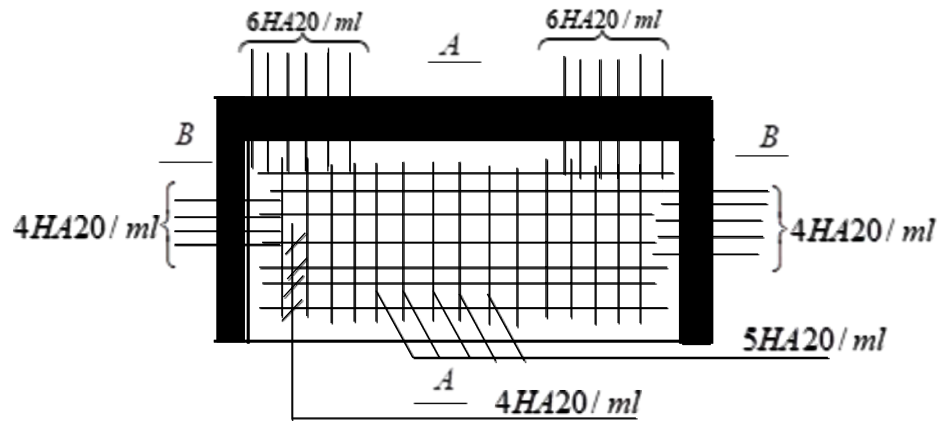


Figure 3.7: Schéma de ferrailage d'une dalle sur trois appuis.

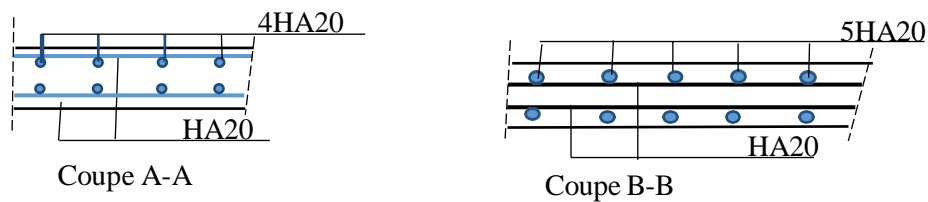


Figure 3.8: Coupe d'une dalle sur trois appuis.

### 10.2. Schéma de ferrailage d'une dalle à 4 appuis

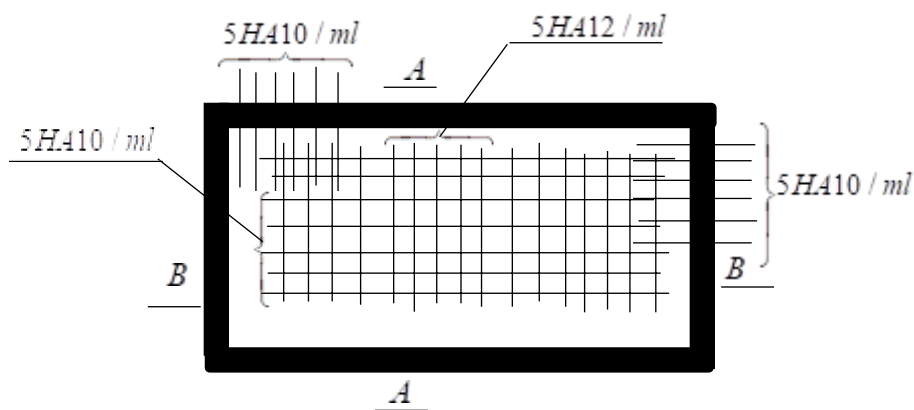


Figure 3.9: Schéma de ferrailage d'une dalle sur quatre appuis.

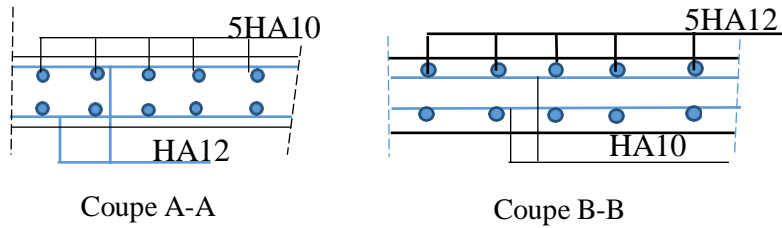


Figure 3.10: Coupe d'une dalle sur trois appuis.

### 11. Conclusion

Le ferrailage du plancher R.D.C est porté pour tout les étages y compris les planchers de sous-sol car le changement du plancher R.D.C est très important donnant le ferrailage favorable pour les étages.

## 1. INTRODUCTION

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'assurent pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

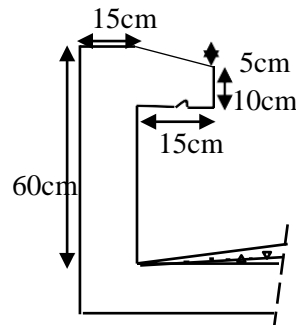
- L'acrotère.
- Les escaliers.
- L'ascenseur.
- Le balcon.

## 2. ETUDE DE L'ACROTÈRE

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 15 cm d'épaisseur.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, il est donc calculé en considérant la fissuration comme préjudiciable.

L'acrotère est assimilé à une console encastré dans le plancher terrasse (**Figure 4.1**).

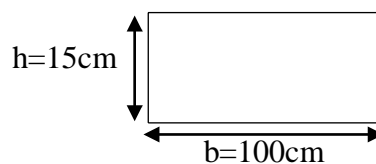


**Figure 4.1: Coupe verticale de l'acrotère.**

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Le poids propre sous forme d'effort normal  $W_p$ ,
- Force statique équivalente horizontale  $F_p$ .

Elle est calculée à la flexion composée et comme section rectangulaire ( $b \times h = 100 \times 10 \text{ cm}^2$ ) (**Figure 4.2**).



**Figure 4.2 : Dimensions d'acrotère.**

### 2.1. Calcul des sollicitations pour l'acrotère

Forces horizontales  $F_p$  agissant sur l'acrotère

D'après **RPA 99 V2003 article 6.2.3** ; Les forces horizontales  $F_p$  Agissant l'acrotère sont Calculées suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

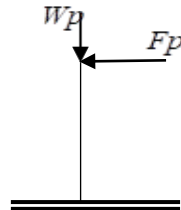


Figure 4.3 : Schéma statique d'acrotère.

Où ;

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 RPA99 V2003 pour la zone et le groupe d'usage appropriés.
- $C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 voir tableau 6.1 RPA99 V2003
- $W_p$  : Poids d'acrotère.
- $A = 0,15$
- $C_p = 0,8$  (éléments en console)
- $W_p =$  section  $\times$  poids volumique

$$\text{section} = 0,6 \times 0,15 + 0,15 \times 0,15 - 0,5(0,15 \times 0,05) = 0,109 \text{ m}^2$$

$$\text{Pour 1 mètre ; } W_p = 0,109 \times 1 \times 25 = 2,725 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,81 = 0,87 \text{ KN}$$

Remarque : Les forces horizontales  $F_p$  agissent sur les deux faces de l'acrotère ;

### 2.2. Combinaisons d'actions

#### L'ELUR

##### • Combinaison fondamentale CF

$$N_u = 1,35 W_p = 1,35 \times 2,725 = 3,68 \text{ KN} \quad (\text{Compression simple})$$

$$M_u = 1,5.F_p.L = 1,5 \times 0,87 \times 0,6 = 0,78 \text{ KN.m}$$

##### • Combinaison accidentelle

$$N_u^A = W_p = 2,725 \text{ KN}$$

$$M_U^A = Fp.L = 0,87 \times 0,6 = 0,522 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$N_{ser} = Wp = 2,725 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^A = Fp.L = 0,87 \times 0,6 = 0,522 \text{ KN.m}$$

**2.3. Calcul des armatures****ELUR :**

Combinaison fondamentale, ELUSF (Etat Limite de Stabilité de forme)

$$N_U \leq N_{ultime} = \alpha \left[ \frac{Br.f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A \frac{fe}{\gamma_s} \right]$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}; \text{ Avec } \lambda = \max \left( \frac{3,46.l_f}{b}; \frac{3,46.l_f}{h} \right), l_f = 2l_0 = 2 \times 60 = 120 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 41,52$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 2 \left( \frac{41,52}{35} \right)^2} = 0,66$$

Compression simple  $\rightarrow$  pivot C ;  $\epsilon'_{sl} = 2\text{‰}$ ;  $\sigma'_s = f(\epsilon')$

$$\epsilon_{sl} = \frac{fe}{\gamma_s.E_s} = \frac{400}{1,15.2 \times 10^5} = 1,74\text{‰}$$

Section brute  $Br = (b - 2) \times (h - 2)$

$$Br = (100 - 2) \times (15 - 2) = 1274 \text{ cm}^2$$

$$N_U = \alpha \left[ \frac{Br.f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A \frac{fe}{\gamma_s} \right] \Rightarrow 3,68 = 0,66 \left( \frac{1274 \times 25}{0,9 \times 1,5} + A' \cdot 1,15 \right) \Rightarrow A' < 0$$

Pour  $A' < 0 \Rightarrow$  Le béton tout seul reprendre la totalité de l'effort de compression

- **Flexion**

**ELUR :**

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,78}{3,68} = 0,21 \text{ m} = 21 \text{ cm}$$



$$e_G = 21 > \frac{h}{2} = 5cm \Rightarrow \text{Compression excentrée}$$

• **Condition de flexion composée**

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left( 15 ; \frac{20 \cdot e_G}{h} \right).$$

$$L_f = 2L_0 = 2 \times 60 = 120cm$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{120}{10} = 12cm \leq \max \left( 15 ; \frac{20 \cdot e_G}{h} = 28 \right) \text{ Implique calcul compression composée.}$$

$$e_G = 21cm > \left( \frac{h}{2} - c \right) = \left( \frac{15}{2} - 3 \right) = 4,5cm$$

Section partiellement comprimée avec l'effort normale  $N_u$  à l'extérieur de la section.

Calcul en flexion simple avec le moment  $M_u^*$  (moment par rapport aux armatures tendues).

$$M_u^* = N_u x \left( e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$e = e_1 + e_2 \rightarrow e_1 = e_G + e_2$$

$$e_a = c = 3cm = 0,03 m.$$

$$e_2 = \frac{3L^2}{10^4 h} \left( \frac{1}{2} + \alpha \cdot \varphi \right)$$

Avec ;

$\varphi$  : Coefficient de fluage ; en générale on prend  $\varphi = 2$

$\alpha$  : Le rapport entre le moment du aux charges permanentes et le moment total sans majoration.

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} \text{ En générale } \alpha = 0,6$$

$$= \frac{3 \times 120^2}{10^4 \times 15} \left( \frac{1}{2} + 0,6 \times 2 \right) = 0,922cm = 0,009m$$

$$e = e_G + e_a + e_2 = 0,21 + 0,03 + 0,009 = 0,25m$$

$$M_u^A = N_u x \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 3,68x \left( 0,25 + \frac{0,15}{2} - 0,03 \right) = 1,09KN.m$$

$$d = h - 3 = 15 - 3 \Rightarrow d = 12cm$$

$$\mu = \frac{M_u^*}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1,09 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,005 < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow \text{pivot A; A}' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,007$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0167 = 0,997$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

• **En flexion simple**

$$\text{Armature finale } A_f = \frac{M_U^*}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,09 \cdot 10^3}{0,997 \times 12 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **En flexion composée**

$$A_U = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,26 - \frac{3,68 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**E.L.S**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,552}{2,725} = 0,20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$e = e_G + e_a + e_2 = 0,20 + 0,03 + 0,009 = 0,24 \text{ m}$$

$$M_{ser}^* = N_{ser} \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 2,725 \times \left( 0,24 + \frac{0,15}{2} - 0,03 \right) = 0,777 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}^*}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\text{Où } \eta = 1,6 \text{ pour armatures haute adhérence HA : } \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}^*}{b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma_s}} = \frac{0,777 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 201,6} = 0,0003$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,008$$

$$\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{\lambda^3}} \Rightarrow \varphi = 8,86^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2 \frac{\lambda \cdot \cos \left( 240 + \frac{\varphi}{3} \right)}{\sqrt{3}} = 0,087 \quad \beta = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0,971 \quad K_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 157,4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = 0,767 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} : \text{ Pas d'armatures comprimées.}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}^*}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,777 \cdot 10^3}{0,971 \times 12 \times 201,6} = 0,330 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures finales**

$$A_{finale} = \max(A_{f.s} ; A_{ser} ; A_{min}) = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures adoptées**

$$A = 5HA10 (3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,983 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r = 5HA8 (2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$T_U^A = Fp = 0,87 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{0,87 \cdot 10^3}{100 \times 7 \times 100} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \min \left( \frac{0,23 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,01 \text{ MPa} < \tau_U = 4,17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, Le béton seul peut reprendre l'effort Tranchant.

## 2.4. Ferraillages d'acrotère

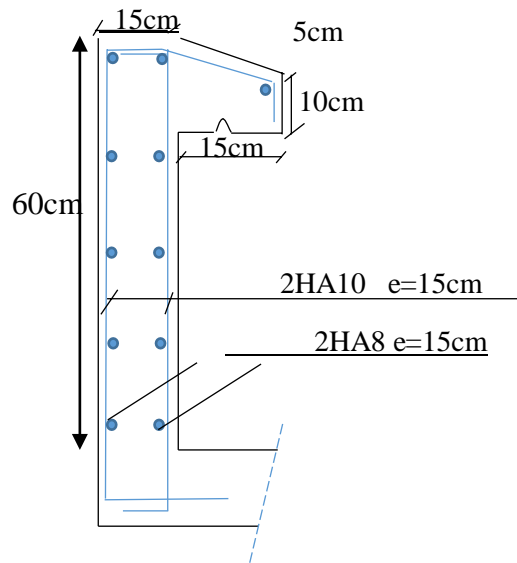


Figure 4.4: Schéma de ferraillage de l'acrotère.

## 3. ETUDE DES ESCALIERS

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

### • Composition de l'escalier

**La marche** : c'est la surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.

**L'emmarchement** : C'est la largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.

**Le giron « g »** : c'est la distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

**La hauteur de la marche « h »** : c'est la distance verticale entre deux nez de marches consécutives.

**Paillasse** : c'est une dalle sur laquelle repose les marches.

**La volée** : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.

**Le palier** : plate-forme en béton située à l'extrémité d'une volée.

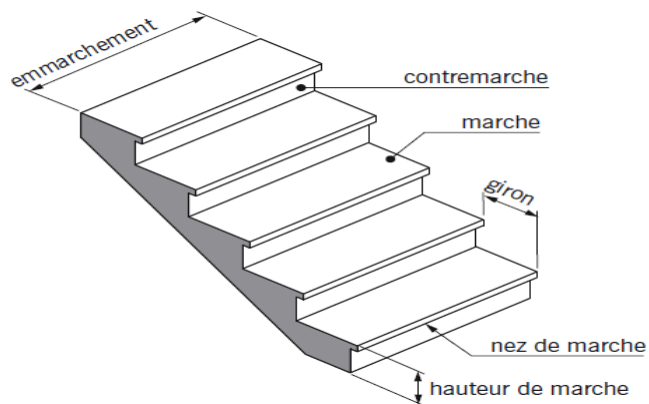


Figure 4.5: Schéma générale d'un escalier

### 3.1. Choix des dimensions

La condition de BLONDEL permet de déterminer les valeurs de « h » et « g » en fonction de module « m » correspondant à la longueur du pas.

Dans ce projet, il existe 3 types de l'escalier à paillasse

- Type1 : Escalier à 3 volées avec 2 paliers étage courant ;
- Type 2 : Escalier à 4 volées avec 3 palier étage R.D.C;
- Type 3 : Escalier à 2 volées avec un palier étage courant.

#### Escalier de type 1

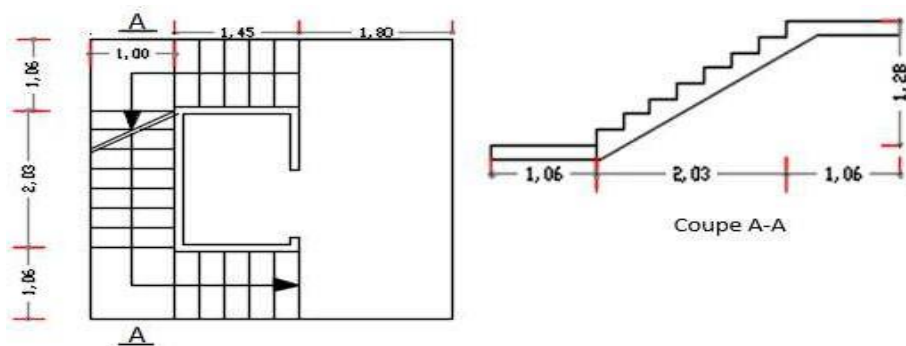


Figure 4.6: Cage d'escalier type 1 de l'étage courant.

#### Escalier type 2

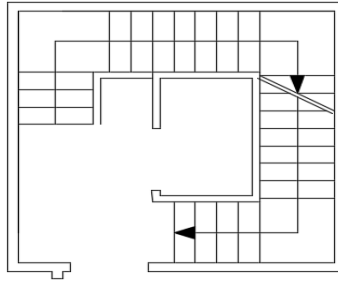


Figure 4.7: Cage d'escalier type 2 de l'étage étage RDC

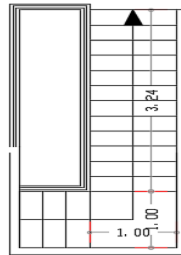
**Escalier type 3**

Figure 4.8: Cage d'escalier type 3 de l'étage courant.

- **Pré-dimensionnement de l'escalier**

**Escalier type 1**

D'après la condition de BLONDEL,

$$g + 2h = m \text{ Avec } 59 \leq m \leq 64 \text{ On prend } m = 64$$

La hauteur à monter « H » correspond à nombre « n » des marches

$$H = n.h = 128cm \Rightarrow h = \frac{128}{n}$$

Le largeur de volée d'escalier « L » est donne par ;

$$L = (n-1).g = 203cm \Rightarrow g = \frac{203}{(n-1)}$$

$$\frac{203}{n-1} + \frac{128}{n} = 64, n \approx 7,6 \approx 8, H = n.h = 128cm \Rightarrow h = \frac{128}{n} = 16cm$$

$$L = (n-1).g = 203cm \Rightarrow g = \frac{203}{(n-1)} = 29cm ; \text{ Tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16}{29} \Rightarrow \alpha = 28,9^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse**

**Condition de résistance**

$$\frac{L_T}{30} \leq e \leq \frac{L_T}{20}$$

$$L_v : \text{Longueur de volée ; } L_v = \frac{L}{\cos \alpha} \quad \text{Avec } L = 203 \text{ cm}$$

$$L_T = L_{\text{palier}} + L_v + L_{\text{palier}}$$

$$L_T = 1,06 + \frac{2,03}{\cos 28,9} + 1,06 = 4,44 \text{ m}$$

$$\frac{L_T}{30} \leq e \leq \frac{L_T}{20} \Rightarrow \frac{444}{30} \leq e \leq \frac{444}{20}$$

$$14,8 \text{ cm} \leq e \leq 22,20 \text{ cm} \quad \text{Soit } e = 15 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la paillasse**

La même épaisseur de la paillasse est adaptée pour le palier.

Epaisseur de palier  $e = 15 \text{ cm}$

### 3.2. **Evaluation des charges**

Charges permanente de la paillasse

**Tableau 4.1 : Charges permanentes de la paillasse.**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage horizontale	0,02m	22	0,03x22 = 0,44
Carrelage verticale	0,02m	22	0,02x22x (16/29) = 0,24
Mortier de pose vertical	0,02m	20	0,02x20x (16/29) = 0,22
Mortier de pose horizontal	0,01m	20	0,01x20 = 0,2
Marches		22	(0.16/2)x22=1.76
Enduit de plâtre	0,01m	15	0,01x15=0,15
Paillasse	0.15	25	0.15x25=3.75
Poids propre total G			6,76

Charges permanentes de palier

Matériaux	Epaisseur	Poids Volumiques KN/m <sup>3</sup>	Charge KN/m <sup>2</sup>
Carrelage	0,02m	22	$0,02 \times 22 = 0,44$
Mortier de pose	0,01m	20	$0,01 \times 20 = 0,2$
Enduit de plâtre	0,01m	15	$0,01 \times 15 = 0,15$
Dalle palier	0,15m	25	$0,15 \times 25 = 3,75$
<b>Poids propre de palier Gp</b>			<b>4,54</b>

**Tableau 4.2 : Charges permanentes palier.**

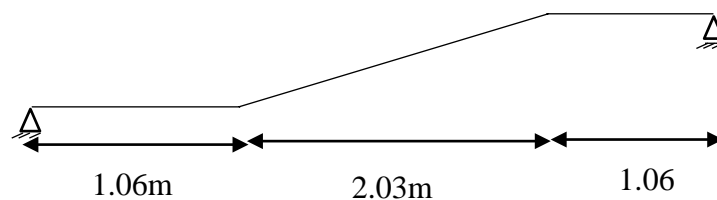
La charges d'exploitation d'un escalier est  $P = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons des charges pour 1ml.

	G (KN/m)	P (KN/m)	ELUR (KN/m) $Q = (1,35G + 1,5P)$	ELS (KN/m) $Q = (G + P)$
<b>Volée Q paillasse</b>	6,76	2,5	12,88	9,26
<b>Palier Q palier</b>	4,54	2,5	9,88	7,04

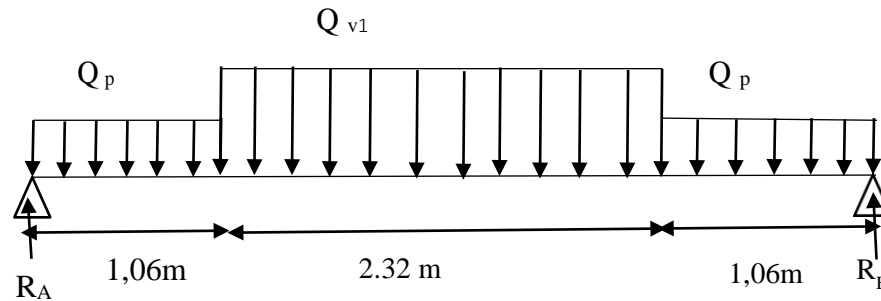
**Tableau 4.3 : Combinaison des charges de l'escalier.**

Les calculs sont fait pour l'escalier de type 1 pour l'étage courant.



**Figure 4.9: Schéma de l'escalier de type 1.**





**Figure 4.10: Schéma statique de l'escalier de type 1.**

### 3.3. Vérification si la méthode de la charge équivalente est applicable

La condition de  $\frac{\Delta Q^U}{Q_{\min}} \leq 15\%$  doit être satisfaite pour que la méthode équivalente soit appliquée.

$$Q_{v1} = Q_{\text{volée}} \times \cos \alpha = 12,88 \times \cos 28,9 = 11,28 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\min} = 9,88 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{\Delta Q^U}{Q_{\min}} = \frac{11,28 - 9,88}{9,88} \times 100 = 21,25\% > 15\%$$

La méthode de la charge équivalente n'est pas applicable. Les sollicitations sont déterminées par la méthode de section.

### 3.4. Déterminations des sollicitations

#### E.L.U.R

#### • Calcul des réactions

$$\sum F_V = R_A + R_B = 2 \times (9,88 \times 1,06) + 11,28 \times 2,32 = 47,12 \text{ KN}$$

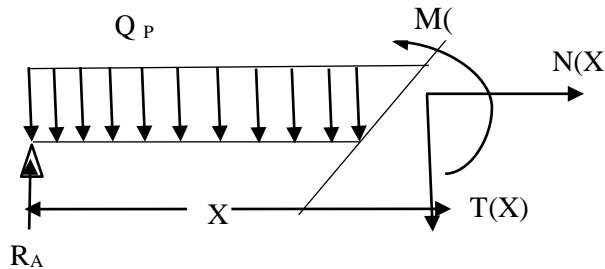
$$\sum M_A = 0$$

$$R_B (1,06 \times 2 + 2,32) = 9,88 \times 1,06 \times \frac{1,06}{2} + 11,28 \times 2,32 \times \left( \frac{2,32}{2} + 1,06 \right) + 9,88 \times 1,06 \times \left( \frac{1,06}{2} + 2,32 + 1,06 \right)$$

$$R_B = 23,56 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 23,56 \text{ KN}$$

- Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants**

Section  $0 \leq X \leq 1,06 \text{ m}$

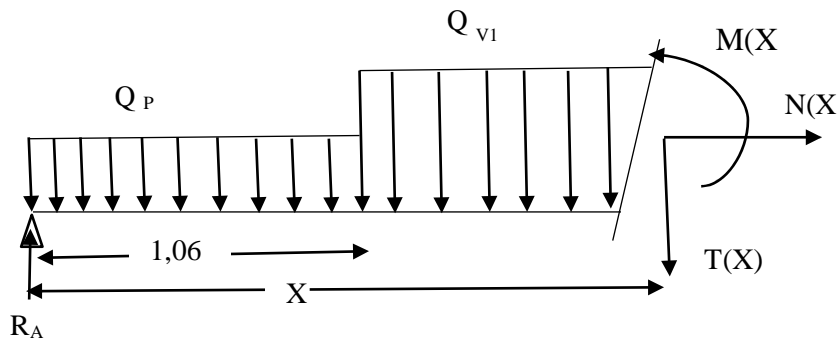


$$T(x) = R_A - 9,88 \cdot X \Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = R_A = 23,56 \text{ KN} \\ T(x=1,06 \text{ m}) = 13,09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow X = 2,38 \text{ m}$$

$$M(x) = R_A \cdot X - 9,88 \cdot \frac{X^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,06 \text{ m}) = 19,42 \text{ KN.m} \\ M_{1_{\max}}(x=2,38 \text{ m}) = 28,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section  $1,06 \leq X \leq 3,38 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - 9,88 \cdot 1,06 - 11,28 \cdot (X - 1,06) \Rightarrow \begin{cases} T(x=1,06) = 13,09 \text{ KN} \\ T(x=3,38 \text{ m}) = -13,08 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow X = 2,22 \text{ m}$$

$$M(x) = R_A \cdot X - 9,88 \cdot 1,06 \left( X - \frac{1,06}{2} \right) - 11,28 \cdot \frac{(x - 1,06)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(x=1,06) = 19,42 \text{ KN.m} \\ M(x=3,38 \text{ m}) = 21,02 \text{ KN.m} \\ M_{2_{\max}}(x=2,22 \text{ m}) = 27,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc  $M_{\max} = M_{1_{\max}} = 28,08 \text{ KN.m}$   
 $T_{\max} = 23,56 \text{ KN}$

L'escalier est partiellement encastré à ses extrémités.

Moment en travée  $M_t = 0.85M_{\max} = 23,87 \text{ KN.m}$

Moment en appuis  $M_a = 0.4M_{\max} = 11,23 \text{ KN.m}$

### **E.L.S**

#### **• Calcul des réactions**

$$Q_{V1}^{SER} = 9.28 \cos 28.9 = 8.,12 \text{ KN / m}$$

$$\sum F_V = R_A + R_B = 2X(7,04 \times 1,06) + 8,12 \times 2,32 = 33,76 \text{ KN}$$

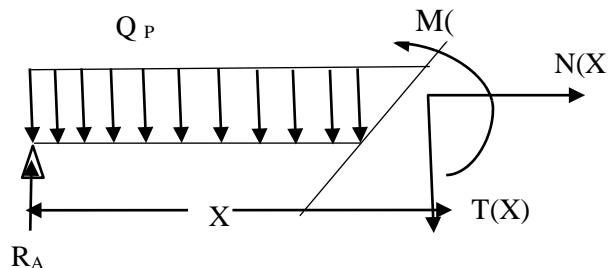
$$\sum M_{/B} = 0$$

$$R_A(1,06 \times 2 + 2,32) = 7,04 \times 1,06 \times \frac{1,06}{2} + 8,12 \times 2,32 \times \left( \frac{2,32}{2} + 1,06 \right) + 7,04 \times 1,06 \times \left( \frac{1,06}{2} + 2,32 + 1,06 \right)$$

$$R_A = 16,88 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 16,88 \text{ KN}$$

#### **• Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants**

Section  $0 \leq X \leq 1,06 \text{ m}$

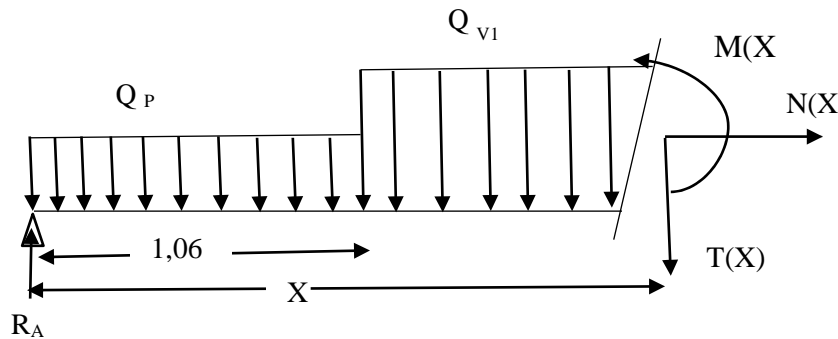


$$T(x) = RA - 7,04.X \Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = RA = 16,88 \text{ KN} \\ T(x=1,06 \text{ m}) = 9,40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow X = 2,40 \text{ m}$$

$$M(x) = R_A.X - 7,04 \cdot \frac{X^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,06 \text{ m}) = 13,94 \text{ KN.m} \\ M_{\max}(x=2,40 \text{ m}) = 20,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section  $1,06 \leq X \leq 3,38m$



$$T(x) = R_A - 7,04 \cdot 1,06 - 8,12 \cdot (X - 1,06) \Rightarrow \begin{cases} T(x = 1,06) = 9,40 \text{ KN} \\ T(x = 3,38 \text{ m}) = -9,42 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow X = 2,22m$$

$$M(x) = R_A \cdot X - 7,04 \cdot x \cdot 1,06 \left( X - \frac{1,06}{2} \right) - 8,12x \frac{(x - 1,06)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(x = 1,06) = 13,94 \text{ KN.m} \\ M(x = 3,38m) = 13,93 \text{ KN.m} \\ M_{2_{Max}}(x = 2,22m) = 19,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc  $M_{\max} = M_{1_{\max}} = 20,24 \text{ KN.m}$   
 $T_{\max} = 16,88 \text{ KN}$

Moment en travée  $M_t = 0,85 M_{\max} = 17,20 \text{ KN.m}$

Moment en appui  $M_a = 0,4 M_{\max} = 8,10 \text{ KN.m}$

### 3.5. Ferrailage de paillasse de l'escalier type 1 étage courant

Le calcul est fait pour une bande de 1m (voir figure 4 :10)

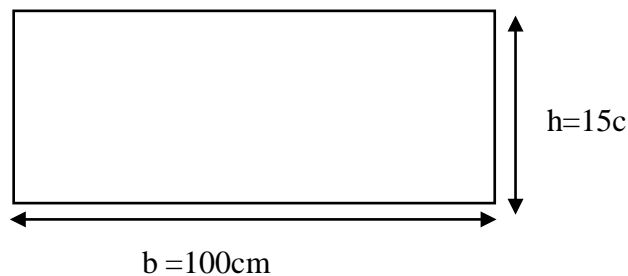


Figure 4.11: Section rectangulaire de la paillasse.

- **Calcul à ELUR**

En travée :  $M_t = 0.85M_{\max} = 23,87 \text{ KN.m}$

$$d = h - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{u \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{23,87 \times 10^3}{100 \cdot 12,5^2 \cdot 14,2} = 0,108 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,143$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,943$$

$$A_u = \frac{23,87 \times 10^3}{0,943 \cdot 12,5 \cdot 348} = 5,82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,8\% \times \text{Section transversale}$$

$$A_{\min} = 0,8\% \times b \times h = 0,8 \cdot 10^{-3} (100 \times 15) = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A = 5,82 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{soit } 6\text{HA}12 / \text{ml} (6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 5\text{HA}10 / \text{ml} (3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

**En appuis :**

$$M_a = 0,4M_{\max} = 11,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11,23 \times 10^3}{100 \cdot 12,5^2 \cdot 14,2} = 0,051 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,065$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,974$$

$$A_u = \frac{11,23 \cdot 10^3}{0,974 \cdot 12,5 \cdot 348} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u > A_{\min} = 1,51 \Rightarrow A = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 6\text{HA}12 / \text{ml} (6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

### 3.6. Vérification des contraintes à ELS

#### En travée

Fissuration peu nuisible.

Il suffit de vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$M_{t_{ser}} = 17,20 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre

$$S_{y1y1'} = 0 \Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 1101,7y_1 - 1271,25 = 0 : y_1 = 4,13 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie

$$I_{y1y1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot 4,13^3}{3} + 15 \cdot 6,78(12,5 - 4,13)^2$$

$$I_{y1y1'} = 9472,95 \text{ cm}^4.$$

- Calcul de K

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y1y1'}} = \frac{17,20 \cdot 10^3}{9472,95} = 1,82$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 1,82 \cdot 4,13 = 7,52 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a } \sigma_{bc} = 7,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'ELUR conviennent.

### 3.7. Vérification de l'effort tranchant

$$T_{\max}^U = 23,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^U}{b \cdot d \cdot 100} = \frac{23,56 \cdot 10^3}{100 \cdot 12,5 \cdot 100} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,23 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,8 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible.

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,8 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Aucunes armatures transversales nécessaires.

### 3.8. Ecartement des barres

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$$

$$\frac{A_t}{S_{t1}} \leq \left( \frac{\tau_u - 0,3.K.f_{t28}}{0,9 f_{e_t}} \right) . b . \gamma_s \quad \text{Avec } K = 1 \text{ (flexion simple)}; f_{e_t} = 235 \text{ MPa}$$

$$S_{t1} < 0$$

$$\frac{f_{e_t} . A_t}{b . S_{t2}} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow S_{t2} \leq 23,26 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

### 3.9. Schéma de ferrailage de l'escalier :

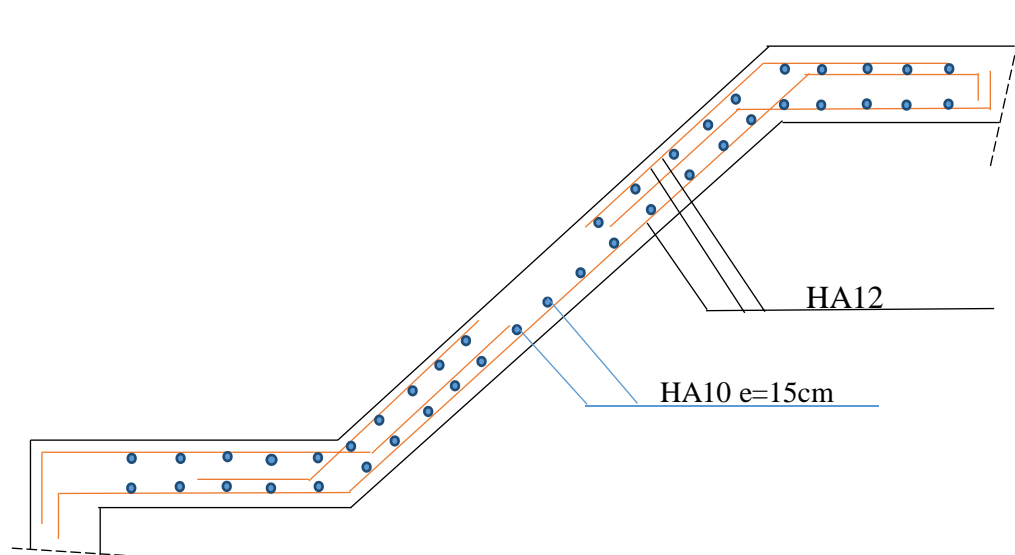


Figure 4.12 : Schémas du ferrailage de l'escalier type 1.

## 4. ETUDE DE L'ASCENSEUR

### 4.1. Généralités

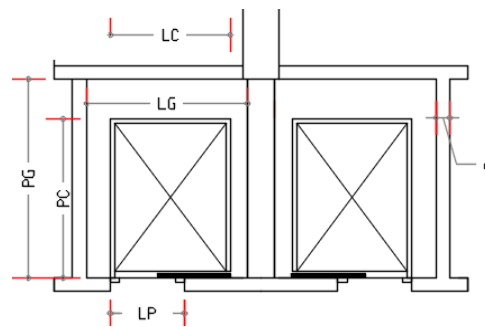
L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction

L'ascenseur est composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie ;
- La cabine ;
- Le contre poids.

La cabine et le contre poids sont réunis aux extrémités d'une nappe de câbles d'aciers qui portent dans les gorges de la poulie du treuil.

Le type d'ascenseur considéré dans ce projet est d'ascenseur de type 630 et selon les normes françaises NF.P80-280, on a la charge nominale de  $P = 630\text{Kg}$  pour 8 personnes pour une vitesse de  $1,6\text{m/s}$ .



**Figure 4.13: Vue en plan d'ascenseur.**

**Tableau 4.4 : Les Caractéristiques et les dimensions d'un ascenseur.**

Les caractéristiques	Les dimensions
Largeur de la cabine	$L_C = 1,30\text{m}$
Profondeur de la cabine	$P_C = 1,70\text{m}$
largeur de la gaine	$L_G = 1,75\text{m}$
Profondeur de la gaine	$P_G = 2,20\text{m}$
Hauteur de la cabine	$H_C = 2,20\text{m}$
Largeur du passage libre	$L_P = 0,80\text{m}$
Hauteur du passage libre	$H_P = 2,00\text{m}$
Epaisseur de voile	$e = 0,15\text{m}$
Hauteur de course	$C = 56,16\text{m}$



#### 4.2. Evaluation des charges

La masse de cabine est composée de la somme des masses suivantes :

- Masse de la surface totale des côtés

La masse de la surface des cotes est de  $11,5\text{kg/m}^2$  :

$$S_1 = (L_C + 2P_{\cdot C}) \times H_C = (1,30 + 2 \times 1,7) \times 2,2 = 10,34 \text{ m}^2$$

$$M_1 = 11,50 \times 10,34 = 118,61 \text{ Kg}$$

Cette masse doit être majorée de 10% d'où

$$M_1 = 1,1 \times 118,61 = 160,80 \text{ Kg} .$$

- La masse du plancher

La masse du plancher à raison de  $110 \text{ Kg/m}^2$

Surface du plancher :

$$S_2 = L_C \times P_{\cdot C} = 1,3 \times 1,7 = 2,21 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 110 \times 2,21 = 243,10 \text{ Kg}$$

- La masse du toit

La masse de toit à raison de  $20\text{kg/m}^2$

$$S_3 = L_C \times P_{\cdot C} = 1,3 \times 1,7 = 2,21 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 2,21 = 44 \text{ Kg}$$

- La masse de l'arcade

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de  $60\text{Kg}$  plus  $80 \text{ Kg/m}$  de largeur de cabine.

$$M_4 = 60 + 80 \times L_C = 60 + 80 \times 1,3 = 164 \text{ Kg}$$

- La masse du parachute

La masse de parachute est prise amortie ;

$$M_5 = 100 \text{ Kg}$$

- La masse des accessoires

$$M_6 = 80 \text{ Kg}$$

- **La masse de la poulie de mouflage**

Masse des poulies de mouflage : 30Kg par poulie ;

Deux poulies supplémentaires :  $M_7 = 30 \times 2 = 60 \text{ Kg}$

- **La masse de la porte de cabine**

Parties fixe de 80Kg plus 20Kg/m<sup>2</sup> de surface de porte :

$$S = 0,80 \times 2 = 1,60 \text{ m}^2$$

$$M_8 = 80 + 25 \times 1,6 = 120 \text{ Kg}$$

- **Le poids mort totale** :  $P_m = \sum M_i = 891 \text{ Kg}$

Masse du contre poids  $P_p$  :  $P = P_p + \frac{P_m}{2} = 891 + \frac{630}{2} = 1206,9 \text{ Kg}$

Masse de treuil en haut + moteur :  $p = 1200 \text{ Kg}$

- **Choix des câbles**

Calcul de la charge de rupture  $C_r$  :

$$C_r = C_{r1} \cdot n \cdot m$$

Où ;

- $C_r$  : charge de rupture totale ;
- $C_{r1}$  : charge d'un seul câble ;
- $n$  : nombre de câbles ;
- $m$  : nombre de mouflages. On prend  $m = 2$  brins.

On a,

$$C_s = \frac{C_r}{M} : C_s : \text{coefficient de sécurité.}$$

$$M = Q + P_m + P_{\text{Cable}}$$

$P_{\text{Cable}}$  : est négligeable par rapport au poids morts de la cabine.

Donc ;  $M = 1521,9 \text{ Kg}$

$$\text{Généralement : } \frac{D}{d} \geq 40$$

Avec  $D$  : diamètre de poulie = 500mm

$d$  : diamètre de câble.

$$\frac{D}{d} \geq 40 \Rightarrow d \geq \frac{D}{40}; \quad d = \frac{500}{40} = 12,6 \text{ mm}$$

Coefficient de sécurité  $C_s \geq 12$ . Soit  $C_s = 13$  pour  $\frac{D}{d} \geq 40$ . (Abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \times M = 13 \times 1521,9 = 19784,7 \text{ Kg}$$

$$C_r = 19784,7 \text{ Kg}$$

Ceci est la charge de rupture effective, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qu'est 0,85 pour obtenir la charge de rupture nécessaire.

$$C_r = \frac{19784,7}{0,85} = 23276,12 \text{ Kg}$$

$$\text{On a; } C_r = C_{r1} \cdot n \cdot m$$

Pour un câble de 12,6mm, charge d'un seul câble  $C_{r1} = 8152 \text{ Kg}$  (tableau RPA ascenseur et mente charge)

$$n = \frac{C_r}{C_{r1} \cdot m} = \frac{23276,12}{8152 \times 2} = 1,42$$

Pour compenser les efforts de torsion des câbles, on prévoit en général un nombre pair.

Soit  $n = 2$

### • Détermination des poids des câbles $M_9$

La masse linéaire en fonction de diamètre  $d = 12,6 \text{ mm} \rightarrow Ml = 0,515 \text{ Kg / m}$

La masse des câbles  $M_9 = Ml \cdot n \cdot C$

$$M_9 = Ml \cdot n \cdot C = 0,515 \times 2 \times 56,16 = 57,84 \text{ Kg}$$

### • Vérification

$$C_r = C_{r1} \cdot n \cdot m \cdot 0,85 \rightarrow C_r = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ Kg}$$

$$C_s = \frac{C_r}{M} \rightarrow C_s = \frac{27716,8}{1521,9} = 18,22 > 13 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### • Calcul de charge permanente G

$G =$  Le poids mort totale  $P_m +$  Masse du contre poids  $P_p + P_{\text{câble}} + P_{\text{treuil}}$

$P_{\text{treuil}} = 1200$  y compris poids de moteur.

$$G = 891,9 + 1206,9 + 57,84 + 1200 = 3356,64 \text{ Kg.}$$

Charge d'exploitation  $P = 630 \text{ Kg}$

### 4.3. Combinaison des charges

#### E.L.U.R

$$Q_u = 1,35G + 1,5P = 1,35 \times 3356,64 + 1,5 \times 630 = 5476,46 \text{ Kg.}$$

#### E.L.S

$$Q_{\text{ser}} = G + P = 3356,64 + 630 = 3986,64 \text{ Kg}$$

### 4.4. Vérification de la dalle au poinçonnement

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur (supposé à 4 appuis).

Chaque appui prend un quart (1/4) de la charge totale.

$$Q_{ul} = \frac{Q_u}{4} = 1369,12 \text{ Kg}$$

$$Q_{\text{serl}} = \frac{Q_{\text{ser}}}{4} = 996,66 \text{ Kg}$$

Condition de non poinçonnement d'après l'article A.5.2, 4 BAEL 99

$$Q_{ul} \leq \bar{Q}_u = 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- $Q_{ul}$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime,
- $h$  : L'épaisseur totale de la dalle  $h = 20 \text{ cm}$
- $U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen défini par l'article A.3.2, 5 BAEL 91.

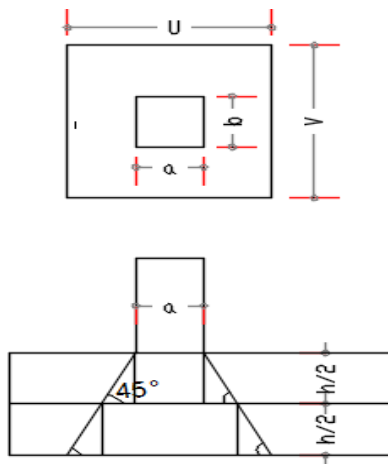


Figure 4.14: Schéma de poinçonnement.

La section d'appui est de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$  avec  $h = 20 \text{ cm}$

$$U = a + h \quad V = b + h$$

$$U = V = 10 + 20 = 30 \text{ cm}$$

$$U_c = 2(U + V) = 120 \text{ cm}$$

$$\bar{Q}_u = 0,045 \times 1200 \times 200 \times \frac{25}{1,5} = 18348,62 \text{ Kg}$$

$$Q_{u1} = 1369,12 < \bar{Q}_u = 18348,6 \text{ Kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

#### 4.5. Evaluation du moment dus aux charges localisées

L'étude de la dalle portant sur quatre cotés est déterminée à partir des abaques de PIGEAUD donnant le moment par mètre linéaire au centre.

**ELUR** :  $\nu = 0$

$$M_{xu} = M_1 \cdot P_u \quad M_{yu} = M_2 \cdot P_u$$

**ELS** :  $\nu = 0,2$

$$M_{xser} = (M_1 + \nu M_2) \times P_{ser} = (M_1 + 0,2 M_2) \times P_{ser}$$

$$M_{yser} = (M_2 + \nu M_1) \times P_{ser} = (M_2 + 0,2 M_1) \times P_{ser}$$

Les moments  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de,

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{V}{L_x}, \frac{U}{L_y}$$

$$L_x = 170 \text{ cm}, L_y = 175 \text{ cm} \rightarrow \rho = \frac{170}{175} = 0,97 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux directions.

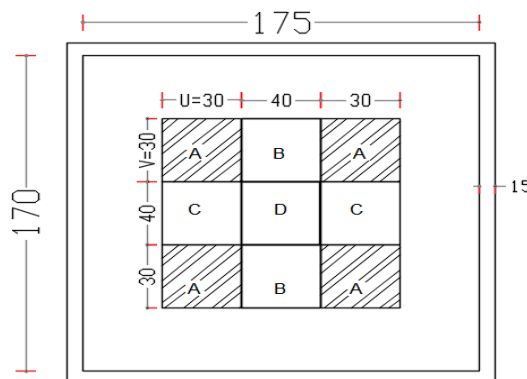


Figure 4.15: Schéma pour le calcul des moments dus aux charges localisées.

On divise la dalle en rectangle fictive comme suite:

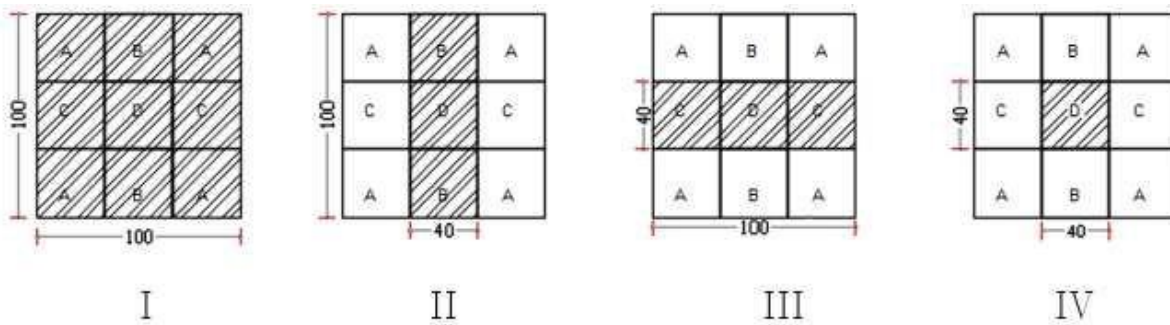


Figure 4.16: Répartition de la dalle en rectangles.

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I = 4A + 2B + 2C + D$$

$$II = 2B + D$$

$$III = 2C + D$$

$$IV = D$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A sont données par:

$$A = (I - II - III + IV)$$

Donc les moments sont ;

$$M_{XC} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})$$

$$M_{YC} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})$$

Avec :

$$M_x = M \cdot \frac{P}{U} = M \cdot \frac{4Q^A}{1} \rightarrow \frac{M_x}{4} = M \cdot Q^A$$

$$M_y = M \cdot \frac{P}{U} = M \cdot \frac{4Q^A}{2} \rightarrow \frac{M_y}{4} = M \cdot Q^A$$

$$Q^A = P \cdot S \text{ où } P = \frac{Q_1}{U \cdot V} \text{ et } S = U \cdot V$$

**E.L.U.R :**

$$Q_u^A = P_u \cdot S, P_u = \frac{Q_{u1}}{U \cdot V} = \frac{1369,12}{0,3 \times 0,3} = 15212,44 \text{ Kg} / m^2$$

**E.L.S :**

$$Q_{ser}^A = P_{ser} \cdot S, P_{ser} = \frac{Q_{ser1}}{U \cdot V} = \frac{996,66}{0,3 \times 0,3} = 11074 \text{ Kg} / m^2$$

Les résultants de calcul des moments produits par les rectangles fictifs sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau 4.5: Tableau récapitulatif des résultats de rectangles fictifs.

Effets	I	II	III	IV
$U(m)$	1,00	0,40	1,00	0,4
$V(m)$	1,00	1,00	0,40	0,4
$S(m^2)$	1,00	0,40	0,40	0,16
$U/L_y$	0,57	0,23	0,57	0,23
$V/L_x$	0,59	0,59	0,24	0,24
$M_1$	0,100	0,112	0,141	0,175
$M_2$	0,080	0,110	0,108	0,152
<b>ELUR</b>				
$Q_A^U (Kg)$	15212,44	6084,98	6084,98	2433,99
$M_x^U (Kg.m)$	1521,24	681,52	857,98	425,9
$M_y^U (Kg.m)$	1217,00	669,34	657,18	369,97
$M_{xc}^U (Kg.m)$	407,64			
$M_{yc}^U (Kg.m)$	260,45			
<b>ELS</b>				
$O_A^{Ser} (Kg)$	11074	4429,6	4429,6	1771,84
$M_x^{Ser} (Kg.m)$	1284,58	594,45	720,25	363,94
$M_y^{Ser} (Kg.m)$	1107,4	586,48	603,31	331,33
$M_{xc}^{Ser} (Kg.m)$	333,82			
$M_{yc}^{Ser} (Kg.m)$	248,94			

$$\begin{pmatrix} M_{xc} & M_{xi} & M_{xii} & M_{xiii} \end{pmatrix} M_{xiv} \\ M_{yc} \begin{pmatrix} M_{yi} & M_{yii} & M_{yiii} & M_{yiv} \end{pmatrix} =$$

#### 4.6. Calcul de la charge répartie

$L_x = 1,70 \text{ m}; L_y = 1,75 \text{ m}; h = 20 \text{ cm}$

Poids propre :  $G = 0,20 \times 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$

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

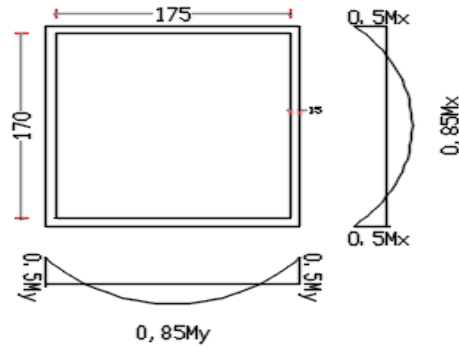


Figure 4.17: Moment en travée et en appui du panneau de l'ascenseur.

### E.L.U.R :

$$q_u = 1,35 G + 1,5P \rightarrow q_u = 1,35 \times 500 + 1,5 \times 100 = 815 \text{ Kg/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur  $q_u = 815 \text{ Kg/m}$

### E.L.S:

$$q_{ser} = G + P \rightarrow q_{ser} = 500 + 100 = 600 \text{ Kg/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur  $q_{ser} = 600 \text{ Kg/m}$

## 4.7. Calcul des sollicitations

### E.L.U.R :

$$M_{xu} = \mu_{xu} \cdot q_u \cdot L_x^2 \quad \text{Suivant la direction X}$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \cdot M_{xu} \quad \text{Suivant la direction Y}$$

### E.L.S :

$$M_{xser} = \mu_{xser} \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 \quad \text{Suivant la direction X}$$

$$M_{yser} = \mu_{yser} \cdot M_{xser} \quad \text{Suivant la direction Y}$$

Avec ;  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ ,  $L_x < L_y$

Donc les moments sont :

$$\text{E.L.U.R: } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{175} = 0,97 \rightarrow \mu_{xu} = 0,0392 \text{ et } \mu_{yu} = 0,9322 \text{ (par tableau)}$$

$$M_{xu} = 0,0392 \times 815 \times 1,70^2 = 92,33 \text{ Kg.m}$$

$$M_{yu} = 0,9322 \times 92,33 = 86,07 \text{ Kg.m}$$



$$\underline{\text{E.L.S}} : \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{175} = 0,97 \rightarrow \mu_{xSer} = 0,0465 \text{ et } \mu_{ySer} = 0,9543 \text{ (par tableau)}$$

$$M_{xSer} = 0,0465 \times 600 \times 1,70^2 = 80,63 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ySer} = 0,09543 \times 80,63 = 76,94 \text{ Kg.m}$$

#### 4.8. Les moments totaux appliques sur la dalle

##### E.L.U.R :

$$M_{0X} = M_{XC}^U + M_{XU} = 407,64 + 92,33 = 499,97 \text{ Kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{YC}^U + M_{YU} = 260,45 + 86,07 = 346,52 \text{ Kg.m}$$

##### E.L.S

$$M_{0X} = M_{XC}^{Ser} + M_{xSer} = 333,82 + 80,63 = 414,45 \text{ Kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{YC}^{Ser} + M_{ySer} = 248,94 + 76,94 = 325,88 \text{ Kg.m}$$

Moment en travée :  $M_t = 0,85M_0$

Moment sur appuis :  $M_a = -0,5M_0$

Les résultants du moment sont présentés dans le tableau suivant.

**Tableau 4.6 : Récapitulatif des moments totaux de la dalle d'ascenseur.**

	<b>E.L.U.R</b>		<b>E.L.S</b>	
	$M_t \text{ (Kg.m)}$	$M_a \text{ (Kg.m)}$	$M_t \text{ (Kg.m)}$	$M_a \text{ (Kg.m)}$
<b>Sens-X</b>	424,97	-249,98	352,28	-207,22
<b>Sens-Y</b>	294,54	-173,26	276,99	-162,94

#### 4.9. Ferraillage de la dalle

$$e = 20\text{cm} \rightarrow h = 20\text{ cm, } c = 2,5\text{cm; } d = 17,5\text{cm}$$

Pour 1 m de largeur:  $b = 100\text{cm}$

**E.L.U.R :****Sens-X****En travée**

$$M_{tX} = 424,97 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{424,97 \times 10}{100 \times (17,5)^2 \times 14,20} = 0,01; \mu = 0,01 < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow \text{pivot A : } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,013 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{424,97 \times 10}{0,994 \times 17,5 \times 348} = 0,707 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A(\text{finale}) = \max(A; A_{\min}) = 2,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{tX} = 4HA10(3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

- **En appui**

$$M_{aX} = - 249,98 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{249,98 \times 10}{100 \times (17,5)^2 \times 14,20} = 0,0057; \mu = 0,0057 < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow \text{pivot A : } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,008 \quad , \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{249,98 \times 10}{0,997 \times 17,5 \times 348} = 0,412 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A(\text{finale}) = \max(A; A_{\min}) = 2,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{aX} = 4HA10(3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

Sens-Y

$$d' = d - \phi_x = 17,5 - 1 = 16,5 \text{ cm}$$

- **En travée**

$$M_{tY} = 294,54 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{294,54 \times 10}{100 \times (16,5)^2 \times 14,20} = 0,008; \mu = 0,008 < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow \text{pivot A : } A' = 0$$

$$\alpha = 0,010 \rightarrow \beta = 0,996, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{294,54 \times 10}{0,996 \times 16,5 \times 348} = 0,515 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures finales**

$$A(\text{finale}) = \max(A; A_{\min}) = 2,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{ax} = 4HA10(3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

- **En appui**

$$M_{aY} = - 173,26 \text{ Kg.m}$$

$$d = 16,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{173,26 \times 10}{100 \times (16,5)^2 \times 14,20} = 0,0045; \mu = 0,0045 < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow \text{pivot A : } A' = 0$$

$$\alpha = 0,0056 \rightarrow \beta = 0,998, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{173,26 \times 10}{0,998 \times 16,5 \times 348} = 0,302 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures finales**

$$A(\text{finale}) = \max(A; A_{\min}) = 2,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{ax} = 4HA10(3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}) \text{ 5.12.}$$

#### 4.10. Vérification à E.L.S

Il faut vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Sens X :

- **En travée**

ELU :  $M_{tUX} = 424,97 \text{Kg.m}$  et  $\alpha = 0,013$

ELS:  $M_{tSer X} = 352,28 \text{Kg.m}$

$$\gamma = \frac{424,97}{352,28} = 1,206$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,206-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,353 > \alpha_u = 0,013$$

Condition vérifiée.

- **En appui**

ELU :  $M_{aUX} = 249,98 \text{Kg.m}$  et  $\alpha = 0,008$

ELS :  $M_{aSer X} = 207,22 \text{Kg.m}$

$$\gamma = \frac{249,98}{207,22} = 1,206$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,206-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,353 > \alpha_u = 0,008$$

Condition vérifiée.

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent.

Suivant Sens-Y, les armatures calculées à E.L.U.R conviennent, parce que les armatures utilisées dans les deux sens sont identiques.

#### 4.11. Vérification de l'effort tranchant

$v=30\text{cm}$ ,  $Q_{u1}= 1369,12\text{Kg}$

$$\text{Il faut que } \tau_u = \frac{v}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,023 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,8 \text{Mpa} , 5 \text{Mpa} \right) = 3,8 \text{Mpa}$$

$$V_u = \frac{Q_u}{3xV} = \frac{1369,12}{3x0,3} = 1521,21 \text{Kg} \Rightarrow \sigma_u = \frac{1369,12x10}{100x17,5x100} = 0,086 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,086 \text{Mpa} \leq \bar{\tau} = 3,8 \text{Mpa}$$

Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

## 5. ETUDE DU BALCON

### 5.1. Introduction

Les balcons sont des dalles pleines calculées comme des consoles encastrées dans les poutres, et sont sollicités par charge permanente  $G$ , surcharge d'exploitation  $Q$ , et  $P$ , tel que  $P$  représente une charge ponctuelle due au poids du mur.

On adopte une épaisseur de  $e=15$  cm. Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

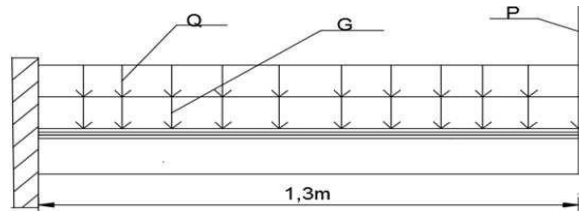


Figure 4.18: Schéma statique du balcon.

### 5.2. Evaluation des charges

Tableau 4.7 : Evaluation des charges du balcon.

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	02	22	0,44
Mortier de pose	02	20	0,40
Dalle en BA (dalle plein)	15	25	3,75
Enduit en ciment	1,5	18	0,27
			$G=4,86$

Charge permanente :  $G = 4,86 \times 1 \text{ ml} = 4,86 \text{ KN / ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \times 1 \text{ ml} = 3,5 \text{ KN / ml}$

La charge des murs : c'est une force concentrée  $W_p$

$$P = \gamma \cdot v = 14 \times 0,3 \times 1,20 \times 1 = 5,50 \text{ KN}$$

**E.L.U.R :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,86 + 1,5 \times 3,5 = 11,81 \text{ KN / ml}$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 5,05 = 6,80 \text{ KN}$$

**E.L.S :**

$$Q_{Ser} = G + 1,5 = 4,86 + 3,5 = 8,36 \text{ KN/ml}$$

$$P_{Ser} = P = 5,05 \text{ KN}$$

### 5.3. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

**E.R.U.R :**

$$0 < x < 1,30 \text{ m}$$

$$M_u(x) = -P_u \cdot x - Q_u \frac{x^2}{2} = -6,08x - 11,81 \frac{x^2}{2}, \quad M_u(x) = \begin{bmatrix} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,3) = -17,88 \text{ KN.m} \end{bmatrix}$$

$$T_u(x) = -P_u - Q_u \cdot x; \quad T_u(x) = \begin{bmatrix} T(x=0) = -P_u = -6,08 \text{ KN} \\ T(x=1,3) = -6,08 - 11,81 \cdot 1,3 = -21,43 \text{ KN} \end{bmatrix}$$

**E.L.S :**

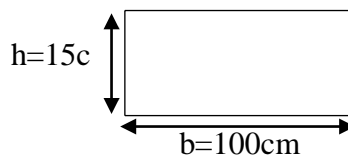
$$0 < x < 1,30 \text{ m}$$

$$M_{ser}(x) = -P_{ser} \cdot x - Q_{ser} \frac{x^2}{2} = -5,05x - 8,36 \frac{x^2}{2}, \quad M_{ser}(x) = \begin{bmatrix} M(x=0) = 0 \\ M(x=1,3) = -13,63 \text{ KN.m} \end{bmatrix}$$

$$T_{ser}(x) = -P_{ser} - Q_{ser} \cdot x; \quad T_{ser}(x) = \begin{bmatrix} T(x=0) = -P_{ser} = -5,05 \text{ KN} \\ T(x=1,3) = -5,05 - 8,36 \cdot 1,3 = -15,92 \text{ KN} \end{bmatrix}$$

### 5.4. Ferraillage

Le balcon est considéré comme une poutre en console, soumise à la flexion simple. Le calcul se fait par bande de 1 ml.



**Figure 4.19: Section transversale du balcon.**

**E.L.U.R :**

Les armatures longitudinales :  $d=e-c=15-3=12\text{cm}$  (fissuration préjudiciable)

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_{bc}} = \frac{17,88 \times 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,087 \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \quad \text{donc } A' = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,114; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,954$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,811 \times 10^3}{0,954 \cdot 12 \cdot 348} = 4,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures finale** :  $\max (A_u ; A_{\min}) = 4,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
- **Armatures adoptées** :  $A_{adp} = 5 \text{ HA}12 (5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml})$
- **Armatures de répartition** :

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit armatures :  $A_{adp} = 4 \text{ HA}10 (3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml})$

### 5.5. Vérification à ELS :

Il faut que  $\alpha_u \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ; Avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17,81}{13,63} = 1,31$$

$$\alpha_u = 0,114 < \frac{1,31 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,405 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S

### 5.6. Vérification aux cisaillements

$$T_u = 21,43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot x \cdot d} = \frac{21,43 \times 10^3}{100 \times 12 \times 100} = 0,179 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left( \frac{0,23 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,179 \text{ MPa} < \tau_u = 3,8 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

### 5.7. Vérification de la flèche

$$a) \quad \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0,112 > \frac{1}{16} = 0,063 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$b) \quad \frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,20}{fe} \Rightarrow \frac{5,65}{100.12,5} = 0,005 < \frac{4,20}{400} = 0,011 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

### 5.8. Schéma de ferrailage du balcon

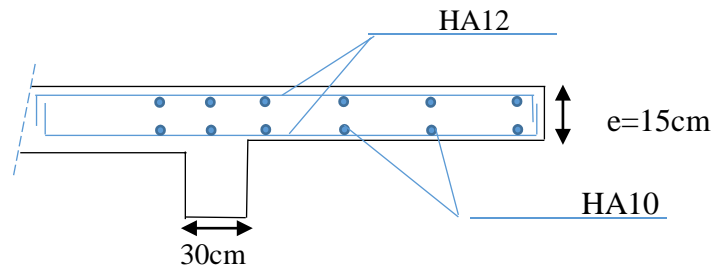


Figure 4.20: Ferrailage de la dalle pleine balcon.

## 6. Conclusion

Les éléments non structuraux n'assurent pas la résistance de la structure néanmoins participent dans la rigidité de la structure. Leur ferrailage assure la sécurité des habitants.

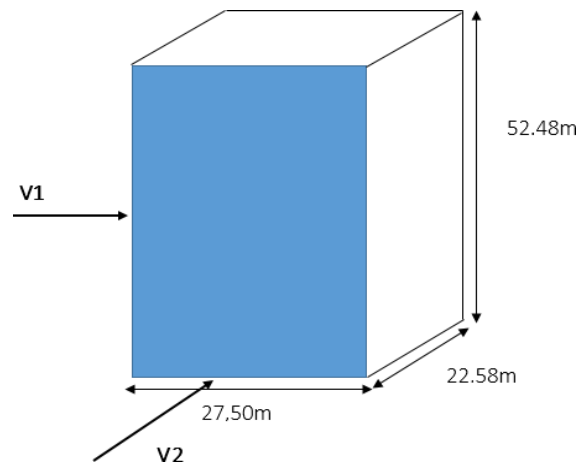


## 1. Introduction

Le vent est une force statique horizontale appliquée aux constructions, cette force peut engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Cette force dépend aussi de plusieurs autres paramètres à savoir :

- Les dimensions de l'ouvrage ;
- L'altitude ;
- La région ;
- Le site.

L'étude du vent est faite à l'aide du règlement 'neige et vent' (**R.N.V.1999**) qui impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire (**voir figure 5.1**).



**Figure 5.1 : Direction du vent.**

Par rapport à l'article 1.1.3 RNV 1999 la structure est de catégorie 1.

## 2. Détermination du coefficient dynamique Cd :

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

### • Valeur de Cd

Cd est donné en fonction de :

- **b** (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction ;
- **h** (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction

Pour un bâtiment en béton armée, l'abaque ((3.1) ; NV P51) est utilisé ;

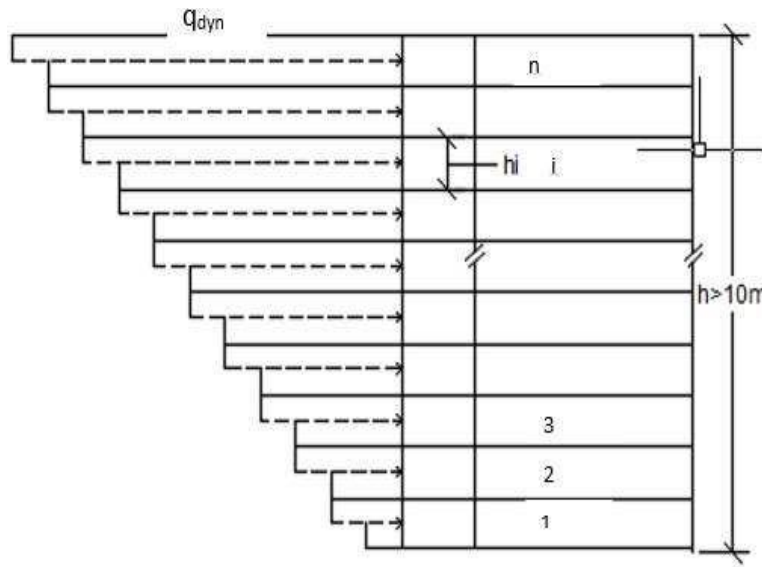
**Sens X:**  $h = 52,48\text{m}$ ;  $b = 27,50\text{m} \Rightarrow C_d \approx 0.94$

**Sens-Y:**  $h = 52,48\text{ m}$ ;  $b = 28,30\text{ m} \Rightarrow C_d \approx 0.94$

$C_d$  dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc la structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

### 3. Détermination de la pression dynamique de vent $q_{dyn}$

La construction est de hauteur  $52,48\text{m} > 10\text{ m}$ , donc la subdivision est adoptée (voir figure 5.2)



**Figure 5.2 : Répartition de la pression du vent.**

La pression dynamique  $q_{dyn}(z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par la formule (2.12 RNV 1999).

Pour une structure permanente  $q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j)$ .

D'où

- $Z_j$  : La distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$  ;
- $q_{réf}$  : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes ;

$q_{réf}$  : est donnée par le tableau 2.3 RNV 1999 en fonction de la zone de vent.

Zone I  $\rightarrow q_{réf} = 375\text{ N/m}^2$ .

- $C_e(z_j)$  : Le coefficient d'exposition au vent, il 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.

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques  $C_e(z)$  est donné par :

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

Où

- $K_T$  : Le facteur de terrain,
- $C_t$  : Le coefficient de topographie, Site plat  $\rightarrow C_t(Z_{eq}) = 1$ . (Tableau 2.5 RNV1999)
- $Z$  (en m) : La hauteur considérée.
- $C_r$  : Le coefficient de rugosité

$$C_r(z) = K_T \times \ln \left[ \frac{Z}{Z_0} \right] \text{ pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln \left[ \frac{Z_{\min}}{Z_0} \right] \text{ pour } Z \leq Z_{\min}$$

Où

- $K_T$  est le facteur de terrain ;
- $Z_0$  (en m), paramètre de rugosité ;

$Z_{\min}$  (en m), hauteur minimale.

D'après le tableau (2.4 RNV99) les valeurs de  $K_T$ ,  $Z_0$ ,  $Z_{\min}$  sont obtenue on fonction de catégorie de terrain :

Pour catégorie de terrain IV ;

$$K_T=0,24 ; Z_0=1 \text{ m} ; Z_{\min}=16 \text{ m}.$$

### • Détermination de la pression dynamique

Exemple de calcul : RDC ;  $Z_i < Z_{\min}=16 \text{ m}$

$$h = 4,48 \text{ m}; \quad Z = \frac{h}{2} = 2,24 \text{ m} \quad K_T = 0,24 \quad C_t = 1$$

$$C_r = 0,24 \times \ln \left[ \frac{16}{1} \right] = 0,665 ; \quad C_e = 1^2 \times 0,665^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times 0,24}{0,665 \times 1} \right] = 1,559$$

$$q_{dyn} = 375 \times 1,559 = 584,625 \text{ Nm}^2$$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.1: Détermination de la pression dynamique.**

<b>Z(m)</b>	<b>Z<sub>min</sub>(m)</b>	<b>C<sub>r</sub></b>	<b>c<sub>e</sub></b>	<b>q<sub>dyn</sub>(N.m<sup>2</sup>)</b>
<b>2,24</b>	16	0.665	1.559	584.625
<b>6,08</b>	16	0.665	1.559	584.625
<b>9,28</b>	16	0.665	1.559	584.625
<b>12,48</b>	16	0.665	1.559	584.625
<b>15,68</b>	16	0.705	1.682	630.7021
<b>18,88</b>	16	0.743	1.799	674.7776
<b>22,08</b>	16	0.773	1.897	711.4227
<b>25,28</b>	16	0.803	1.994	747.8578
<b>28,48</b>	16	0.829	2.081	780.4417
<b>31,68</b>	16	0.852	2.159	809.5569
<b>34,68</b>	16	0.874	2.231	836.4635
<b>38,08</b>	16	0.893	2.297	861.4914
<b>41,28</b>	16	0.911	2.36	884.9002
<b>44,48</b>	16	0.927	2.418	906.8984
<b>47,68</b>	16	0.943	2.474	927.6557
<b>50,88</b>	16	0.951	2.5	937.6138

#### **4. Détermination des coefficients de pression extérieure C<sub>pe</sub> :**

Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m<sup>2</sup> et 10 m<sup>2</sup>, auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C<sub>pe,1</sub> et C<sub>pe,10</sub>.

C<sub>pe</sub> s'obtient à partir des formules suivantes :

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

Où : S (en m<sup>2</sup>) désigne la surface chargée de la paroi considérée

Dans ce cas,  $S \geq 10 \text{ m}^2$  donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$

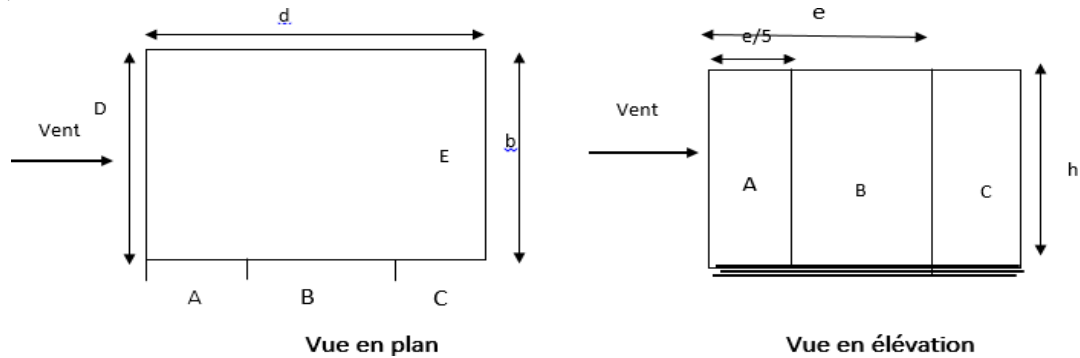
- **Parois verticales :**

- **Sens X :**

$h = 52,48\text{m}$ ;  $b = 27,50\text{ m}$

$e = \text{Min} [b ; 2h] ; e = 27,50\text{m}$

$d = 28,30\text{m} \Rightarrow d > e$

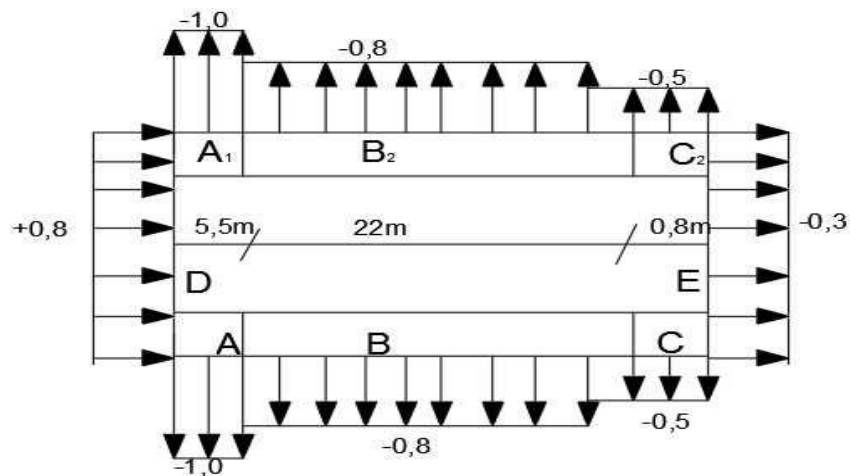


**Figure 5.3 : Légende pour la paroi verticale sens X**

Les coefficients des pression extérieur sont recapitulé dans le tableau suivant.

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 5.2 : coefficients de pression extérieur sens-X**



**Figure 5.4:  $C_{pe}$  pour la paroi verticale sens -X**

**Sens-y:**

$h = 52,48\text{m}$ ;  $b = 28,30\text{ m}$

$e = \text{Min} [b ; 2h] ; e = 28,30\text{m}$

$d = 27,5\text{m} \Rightarrow d < e$

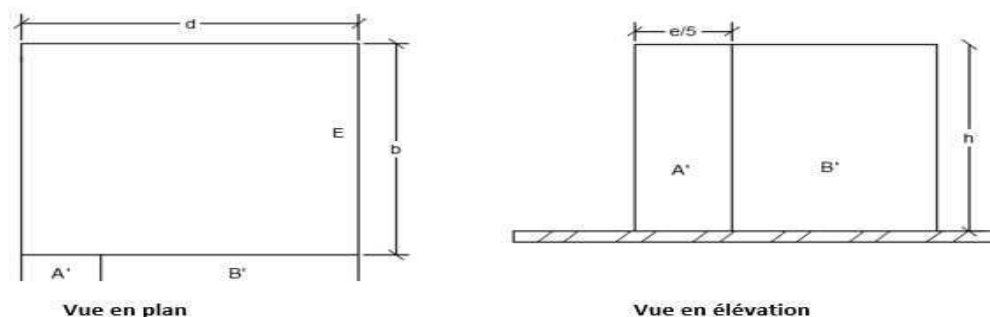


Figure 5.5 : Légende pour la paroi verticale sens-Y

A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	+0.8	-0,3

Tableau 5.3 : coefficients de pression extérieur sens-Y

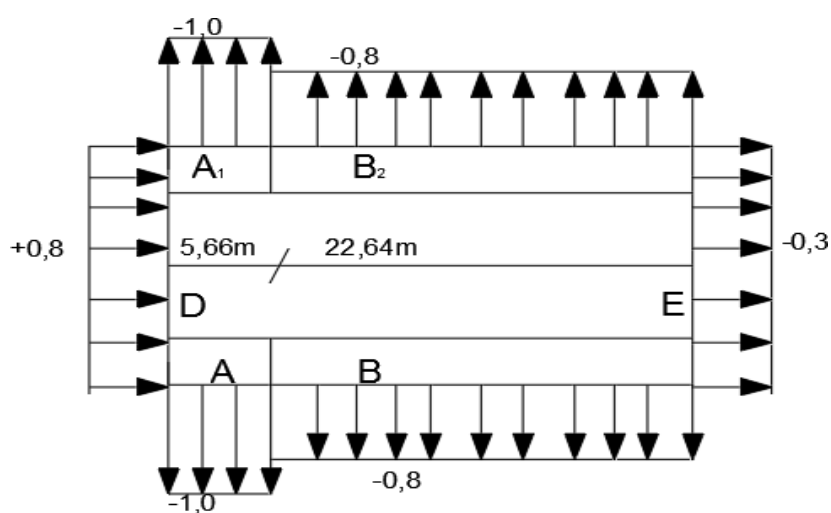
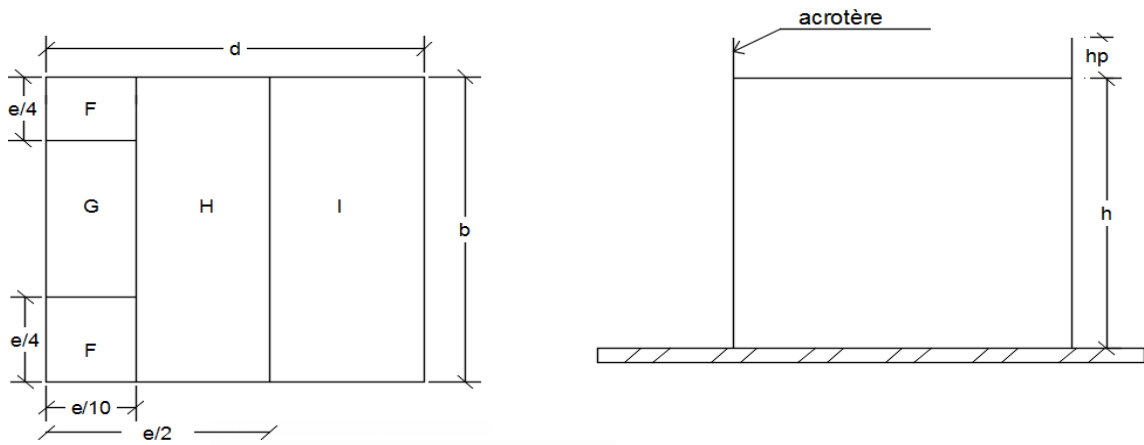


Figure 5.6:  $C_{pe}$  pour la paroi verticale sens -Y

### Toitures plates

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ . Il convient de diviser la toiture (voir figure 5.4). Les coefficients  $C_{pe,10}$  et  $C_{pe,1}$  sont donnés dans le tableau 5.2 RNV 1999.



**Figure 5.7 : Légende pour la toiture plate.**

	ZONE			
	F	G	H	I
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
<b><math>h_p/h=0,01</math></b>	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 2$

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure de toiture plate

$$h_p/h = 0.6/52,48 = 0,01$$

### **5. Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$  (art 2.2.2 P79 RNV).

a. **Détermination du coefficient de pression de vent  $C_p$ :**

Le coefficient de pression  $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

Zone	$C_{pi}=0.8$	$C_{pi}=-0.5$	$C_{pe}=C_{pe,10}$	$C_p (C_{pi}= 0.8)$	$C_p (C_{pi}= -0,5)$
A, A'	0,8	-0,5	-1,0	-1,8	-0,5
B, B'	0,8	-0,5	-0,8	-1,6	-0,3
C	0,8	-0,5	-0,5	-1,3	0
D	0,8	-0,5	+0,8	0	1,3
E	0,8	-0,5	-0,3	-1,1	0,2
F	0,8	-0,5	-1,6	-2,4	-1,1
G	0,8	-0,5	-1,1	-1,9	-0,6
H	0,8	-0,5	-0,7	-1,5	0,2
I	0,8	-0,5	$\pm 2$	-1 ou -0,6	2,5 ou -1,5

**Tableau 5.5 : Coefficient de pression de vent  $C_p$**

6. **Calcul de la pression due au vent - Constructions de catégorie I**

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides (Article 1.2.1.1 P40 RNV 1999). Pression due au vent est donnée par la formule 2.1 (P40 RNV 1999)

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad [N/m^2]$$

- $C_d$ : Le coefficient dynamique de la construction ;
- $W$  : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$W(Z_j)$ : est obtenu à l'aide de formule 2.2 RNV 1999 :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Par exemple,  $Z_j = 52,48m$  ;  $q_{dyn}(Z_j) = 937,61 \approx 938 \text{ N/m}^2$

$C_d=0,94$  pour les 2 Sens (sens-X et Sens-Y)

- **Pour  $C_{pi}=0,8$ :**

Zone	$C_d$	$C_p$	$q_{dyn} [N/m^2]$	$W_j [N/m^2]$	$q_j [N/m^2]$
A, A'	0,94	-1,8	938	-1688.4	-1587.10
B, B'	0,94	-1,6	938	-1500.8	-1410.75
C	0,94	-1,3	938	-1219.4	-1146.24
D	0,94	0	938	0	0
E	0,94	-1,1	938	-1031.8	-969.892

**Tableau 5.6 : Pression due au vent de paroi verticale pour  $C_{pi}=0,8$ .**



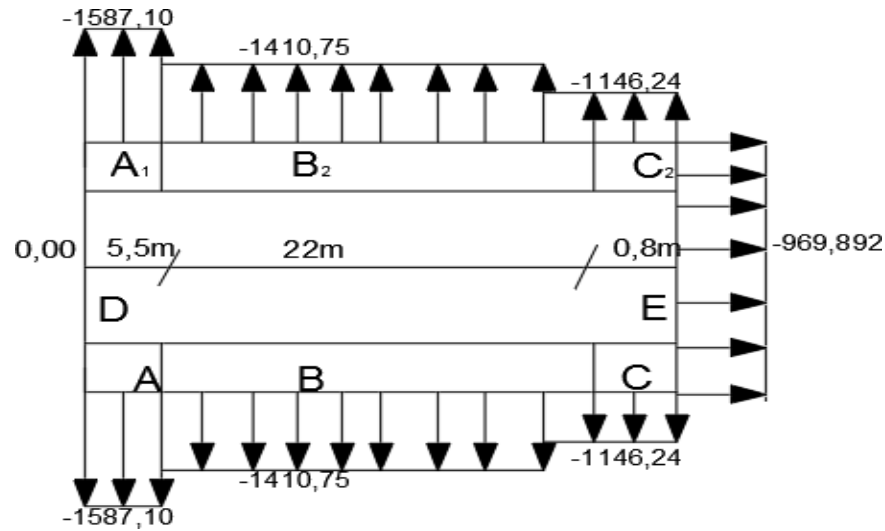


Figure 5.8: chargement sur la paroi.

Pour  $C_{pi} = -0.5$  :

Zone	$C_d$	$C_p$	$W_j$ [N/m <sup>2</sup> ]	$q_j$ [N/m <sup>2</sup> ]
A, A'	0,94	-0.5	-469	-440.860
B, B'	0,94	-0.3	-281.4	-264.516
C	0,94	0	0	0
D	0,94	1.3	1219.4	1146.236
E	0,94	0.2	187.6	176.344

Tableau 5.7 : Pression due au vent de paroi verticale pour  $C_{pi} = -0.5$ .

## 7. Calcul des forces de frottement

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport  $\frac{d}{b} \geq 3$ , soit le rapport  $\frac{d}{h} \geq 3$  où b (en m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent, h (en m) est la hauteur de la construction, et d (en m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

- Sens X:

$h = 52,48\text{m}$ ;  $b = 27,50\text{m}$ ;  $d = 28,3\text{m}$

$$\frac{d}{b} = \frac{28,3}{27,5} = 1,03 < 3 \quad \text{non vérifiée}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{28,3}{52,48} = 0,53 < 3 \quad \text{non vérifiée}$$

Alors le calcul de la force de frottement n'est pas nécessaire (même dans le sens Y).

### a. Détermination de la force résultante R

La force résultante R se décompose en deux forces (voir figure 5.5).

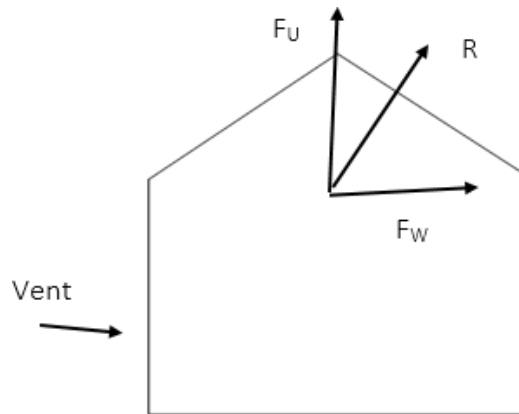


Figure 5.9 : Force résultante R.

- $F_W$  : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- $F_U$  : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule 2.9 P44 RNV 999

$$R = \sum (q_i \times S_j) + \sum F_{frj} \quad [N]$$

Où :

- $\sum$  : La somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces) ;
- $q_j$  (N/m<sup>2</sup>) : La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j ;
- $S_j$  (m<sup>2</sup>) : L'aire de l'élément de surface j ;
- $F_{frj}$  (en N) : Les forces de frottement éventuelles ( n.

Résultante de R :

$$\sum R = (R_D - R_E) + (R_A - R_{A1}) + (R_B - R_{B1}) + (R_C - R_{C1})$$

$$\left[ \begin{array}{l} R_A - R_{A1} = 0 \\ R_B - R_{B1} = 0 \\ R_C - R_{C1} = 0 \end{array} \right] \Rightarrow \text{forces égales et opposées}$$

Pour  $C_{pi} = 0,8$ ;

La seule zone considérée est zone E.

$$S_j = Z_j \cdot b_i \cdot 2 \text{ Où}$$

$$b_y = 27,50\text{m}$$

$$b_x = 28,30$$

$$\sum R = (R_D - R_E)$$

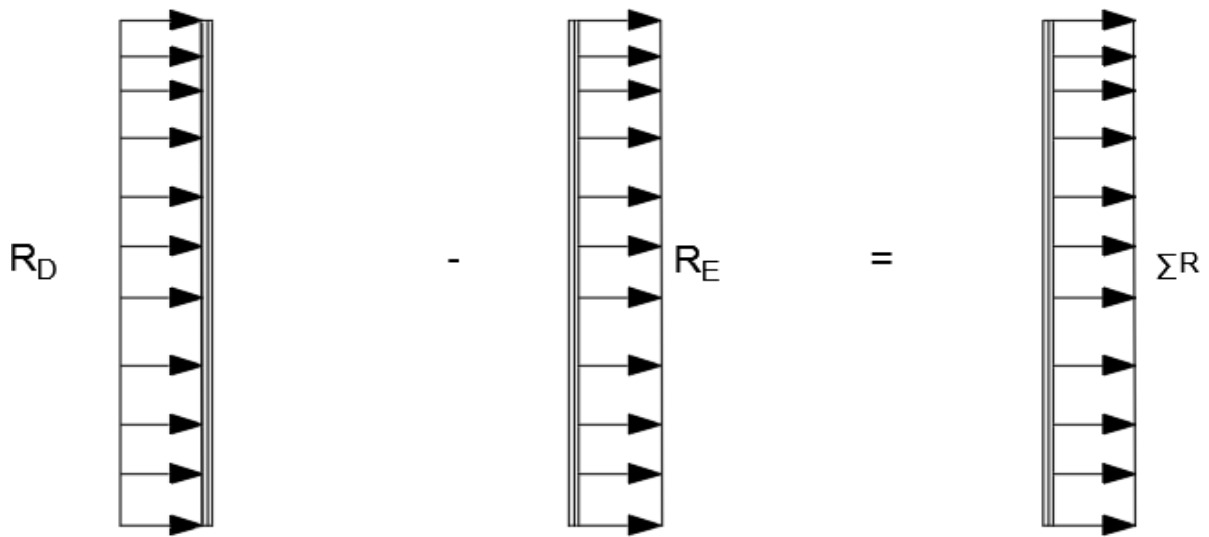


Figure 5.10: Force résultante nette R.

L'ensemble des résultats à différents niveaux est porté dans le tableau suivant :

**Tableau 5.8 : Calcul de la force résultante R suivant X et Y.**

Z(m)	cd	Cp	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$S_{jy}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_{jx}$ (cm <sup>2</sup> )	$R_y$ (N)	$R_x$ (N)
2,24			584,625	-643,088	-604,502	246,4	253,56	-148949	-153278
6,08			584,625	-643,088	-604,502			-106392	-109487
9,28			584,625	-643,088	-604,502			-106392	-109487
12,48			584,625	-643,088	-604,502			-106392	-109487
15,68			630,7021	-693,772	-652,146			-114778	-118117
18,88			674,7776	-742,255	-697,72			-122799	-126371
22,08			711,4227	-782,565	-735,611			-129468	-133234
25,28			747,8578	-822,644	-773,285			-136098	-140057
28,48	0,94	-1,1	780,4417	-858,486	-806,977	176,0	181,12	-142028	-146160
31,68			809,5569	-890,513	-837,082			-147326	-151612
34,68			836,4635	-920,11	-864,903			-152223	-156651
38,08			861,4914	-947,641	-890,782			-156778	-161338
41,28			884,9002	-973,39	-914,987			-161038	-165722
44,48			906,8984	-997,588	-937,733			-165041	-169842
47,68			927,6557	-1020,42	-959,196			-168818	-173730
50,88			937,6138	-1031,38	-969,493			-170631	-175595
somme								-2235151	-2300169

La force résultante R est de valeur :

**Sens-x :**

$$R_x = 2300169 \text{ N} = 2300,169 \text{ KN}$$

**Sens-y :**

$$R_y = 2235151 \text{ N} = 2235,151 \text{ KN}$$

## 8. Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé les actions engendrées par le vent et la force résultante R dans les deux directions est déterminée. Pour les calculs de la structure, cette résultante doit être comparée avec les actions du séisme calculées dans le chapitre (6) suivant.

## 1. Introduction

Un tremblement de terre où séisme est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changement de vitesse des roches en dessous. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens rayonnant d'un point dans la croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles.

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

Les principaux paramètres sont

- La zone de sismicité
- La forme de l'ouvrage, la répartition des contreventements.
- La nature de terrain
- La distribution de la masse sur la structure.

## 2. Méthodes de calcul

Méthodes utilisables (article 4.1.1 RPA 1999 v2003).

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode dynamique modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### 2.1. Méthode statique équivalente

- **Principe de la méthode (article 4.2.1 RPA 1999 v2003)**

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 à ceux de l'action sismique.

Le RPA 1999 v2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante ;

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} x W$$

Avec :

- a) **A** : Coefficient d'accélération de zone.
- b) **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- c) **R** : Coefficient de comportement global de la structure.
- d) **Q** : facteur de qualité, donnée est fonction.
- e) **W** : poids total de la structure.

- **Condition d'application de la méthode statique équivalente**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du **RPA99 v 2003**.

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur.

## **2.2. Méthode dynamique modale spectrale**

- **Principe (article 4.3.1 RPA 1999 v2003)**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Modélisation**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. La modélisation de la structure est faite à l'aide de la logicielle ROBOT 2016.

- **Domaine d'application**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

## **2.3. Méthode d'analyse dynamique para acélérogrammes**

Le même principe que 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 accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques par un personnel qualifié.

## **3. Critères de classification RPA 99 v2003**

Selon l'article 3.2 RPA99 V2003, le bâtiment est de groupe **2** : Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m. ( $H_{Total} = 52,48m$ )

L'ouvrage se situe à Oran, zone 2 sismicité moyenne (article 3.1 RPA99V2003)

Classification du site : D'après le rapport géotechnique, le site est de catégorie  $S_2$  (site ferme).

#### 4. Calcul des forces sismiques

A cause de l'irrégularité en plan et en élévation, la méthode statique équivalente n'est pas applicable à notre structure. On utilise alors la méthode d'analyse modale spectrale avec la vérification suivante.  $V_{Dynamique} \geq 80\% V_{Statique}$

##### 4.1. Méthode statique équivalente

La formule de la force sismique totale à la base est donnée par le RPA99 v2003 :

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} x W$$

Avec

- a) **W** : poids total de la structure  $W = (G + \beta.Q)$
- b)  $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de RPA99 v2003. Dans ce cas,  $\beta = 0,2$

D'après Robot le poids total de la structure  $W = 126581,15 \text{ KN}$

- c) **A** : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 RPA99v 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left[ \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right] \Rightarrow A = 0,15$$

- d) **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^2 & T \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \cdot \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^2 \cdot \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0s \end{array} \right\}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 RPA99 v2003. Site  $S_2 \Rightarrow T_2 = 0.40s$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 ; \text{Où } \xi \text{ (en \%)} : \text{pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 RPA99 v2003).}$$

$\xi = 7\%$  (Béton armé à remplissage dense).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,8819$$

#### 4.1.1. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale  $T$  est donnée par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 V2003 ;

$$T = \min \left[ C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D}} \right]$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur en mètres mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau «  $N$  ».

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.  $C_T = 0.05$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Dans direction X :**

$$h_N = 49,28m ; D = 28,30m ; C_T = 0,05$$

$$T = \min(0,930 \text{ s } 0,888 \text{ s}) \Rightarrow T = 0.888 \text{ s}$$

$$\text{Donc Site } S_2 \Rightarrow T_2 = 0,40s$$

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{3}{2}} \quad T \leq T \leq 3.0s \Rightarrow Dx = 1,296$$

- **Dans direction Y :**

$$h_N = 49,28m ; D = 27,50m ; C_T = 0,075$$

$$\text{Donc } T = \min(0.930 \text{ s } 0,901 \text{ s}) \Rightarrow T = 0.901s$$

$$\text{Site : } S_2 \Rightarrow T_2 = 0.40s$$

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{3}{2}} \quad T \leq T \leq 3.0s \Rightarrow Dy = 1,283$$

- **Q : Facteur qualité :**

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq$$

Où  $Pq$  : valeur de pénalité, Sa valeur est donnée au tableau 4.4 RPA99 v2003

**Tableau 6.1: Valeurs des pénalités  $Pq$**

Critère « q »	$Pq$
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0.
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10



$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq \Rightarrow Q = 1 + 0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1,25$$

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

Tableau 6.2 : Justification du coefficient de comportement global de la structure.

ETAGE	FZ sur les voiles [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]	% POTEAUX	% VOILES
RDC	-68079,12	-72957,22	-68079,12	54,05	45,95
1	-59989,17	-68590,89	-59989,17	56,06	43,94
2	-54859,89	-63692,61	-54859,89	56,61	43,39
3	-50142,79	-58047,71	-50142,79	56,77	43,23
4	-45596,65	-52566,31	-45596,65	56,82	43,18
5	-40923,72	-46877,23	-40923,72	56,92	43,08
6	-36338,59	-41434,81	-36338,59	57,00	43,00
7	-31607,86	-35803,54	-31607,86	57,21	42,79
8	-26968,67	-30415,18	-26968,67	57,45	42,55
9	-22198,05	-24823,79	-22198,05	57,96	42,04
10	-17545,10	-19449,19	-17545,1	58,73	41,27
11	-12848,87	-13858	-12848,87	60,33	39,67
12	-9403,44	-10198,43	-9403,44	60,20	39,80
13	-5858,60	-6383,51	-5858,6	61,01	38,99
14	-3037,12	-3485,08	-3037,12	63,01	36,99

Le système est constitué de voiles et de portiques, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales FZ (voir tableau 6.2).

A partir du tableau 4.3 RPA99 v2003, R = 3.5 (Voiles porteurs)

#### 4.1.2. Calcul des forces sismiques à la base de la structure

- **Dans direction X :**

$$V_{STATIQUE X} = \frac{Ax D_x x Q}{R} x W = \frac{0,15 x 1,296 x 1,25}{3,5} x 128852,24$$

$$V_{STATIQUE X} = 8946,03 \text{ KN}$$

- **Dans direction Y :**

$$V_{STATIQUE Y} = \frac{Ax D_y x Q}{R} x W = \frac{0,15 x 1,283 x 1,25}{3,5} x 128852,24$$

$$V_{STATIQUE Y} = 8856,29 \text{ KN}$$

## 5. Etude dynamique

Etude dynamique consiste à analyser une structure suivant les différentes conditions de RPA 99 V2003 sous l'effet de séisme.

### 5.1. Détermination des paramètres des combinaisons d'action

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- a)  $1.35G + 1.5Q$
- b)  $G + Q$
- c)  $G + 0.2Q$
- d)  $0.8G \pm E$
- e)  $G + Q + E$
- f)  $G + Q + 1.2E$

Où :

- G : Charges permanentes ;
- Q : Charges d'exploitation;
- E : Action du séisme représentée par composantes horizontales de la structure X, Y et Z.

### 5.2. Modélisation

La structure étudiée présente une irrégularité en plan, comportant des planchers dalle plein. Elle est 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 (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

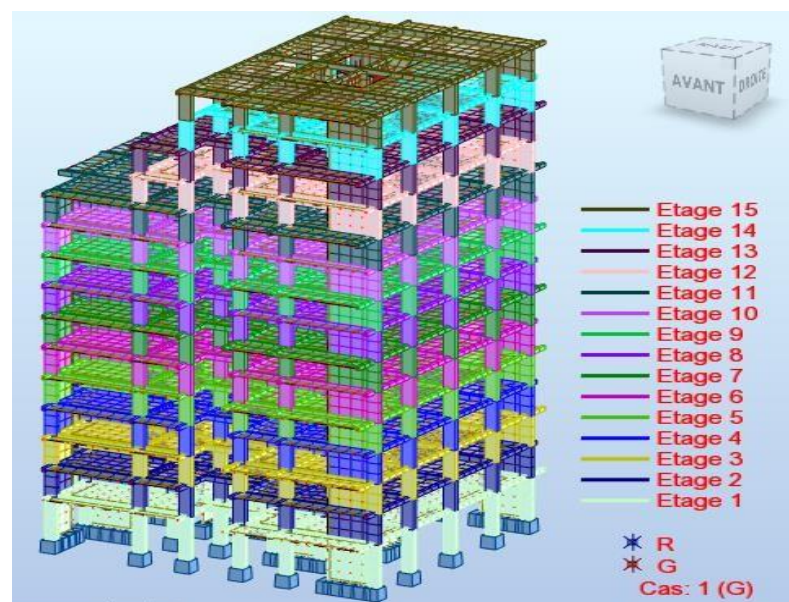


Figure 6.1 : Vue globale tridimensionnelle de la structure.

### 5.3. Analyse de la structure

Après le calcul de logiciel robot 2016, les résultats obtenus doivent être justifiés par le règlement RPA99 V2003.

Résultats du modèle numérique obtenu après le calcul de ROBOT 2016

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,16	70,23	0,00	70,23	0,00
2	1,10	70,26	8,12	0,03	64,06
3	0,94	70,26	72,18	0,01	8,11
4	0,34	70,33	72,70	0,07	0,52
5	0,33	85,58	72,71	15,25	0,01
6	0,28	85,59	85,97	0,01	13,26
7	0,18	85,59	86,06	0,00	0,08
8	0,16	91,52	86,06	5,93	0,00
9	0,15	91,52	91,36	0,01	5,30
10	1,16	91,59	91,36	0,06	0,00

**Tableau 6.3 : Résultats du modèle numérique obtenu après le calcul de ROBOT 2016.**

#### 5.3.1. Période propre de la structure

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{Numerique}} < 1.3T_{\text{Empirique}}$$

$$T_{\text{Empirique}} = C_T x h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 x 49,28^{\frac{3}{4}} = 0.930 \text{ s} \Rightarrow 1.3T_{\text{empirique}} = 1,209 \text{ s}$$

D'après tableau 6.3, la valeur de la période propre numérique  $T_{\text{Numerique}} = 1,16 \text{ s}$

$$T_{\text{Numerique}} = 1,16 \text{ s} < 1.3T_{\text{Empirique}} = 1,209 \text{ s} \quad \text{Cv}$$

#### 5.3.2. Participation massique cumulée (article 4.3.4 RPA99 V2003)

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure

D'après tableau 6.3 :

- Au 8ème Mode seul la direction X dépasse 90% ;
- Au 9ème Mode les deux directions X et Y dépassent 90%.

Donc le nombre de modes à prendre en compte est de 9 Modes.

### 5.3.3. Participation massique modale

Les résultants dans tableau 6.3 montrent que la première mode correspond à une translation dans direction X, la deuxième mode correspond translation suivant direction Y et troisième mode correspond à torsion sur l'axe Z.

### 5.3.4. Vérification de l'excentricité

Le règlement RPA99 V2003 exige que l'excentricité entre le centre de masse et de centre de rigidité doit être 5% dans chaque direction (article 4.3.7).

Cette excentricité est assurée par la disposition des murs voiles.

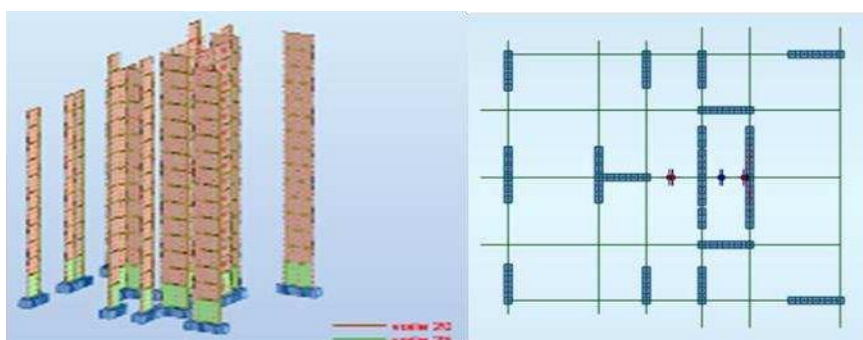


Figure 6.2 : Disposition des murs voile.

Les résultants après le calcul de robot sont donne par le tableau suivant.

Tableau 6.4 : Excentricité de centre de masse et de la rigidité suivant direction X et Y.

Etage	Lx [m]	Ly [m]	ex1 =5%Lx [m]	ey1=5%Ly [m]	ex0 [m]	ex0 < ex1 [m]	ey0 [m]	ey0 < ey1 [m]
RDC	29,80	27,50	1,49	1,38	0,16	Ok	0	Ok
1	29,80	25,00	1,49	1,25	0,11	Ok	0	Ok
2	29,80	27,50	1,49	1,38	0,12	Ok	0	Ok
3	29,80	25,00	1,49	1,25	0,11	Ok	0	Ok
4	29,80	27,50	1,49	1,38	0,12	Ok	0	Ok
5	29,80	25,00	1,49	1,25	0,11	Ok	0	Ok
6	29,80	27,50	1,49	1,38	0,12	Ok	0	Ok
7	29,80	25,00	1,49	1,25	0,11	Ok	0	Ok
8	29,80	27,50	1,49	1,38	0,12	Ok	0	Ok
9	29,80	25,00	1,49	1,25	0,11	Ok	0	Ok
10	29,80	27,50	1,49	1,38	0,12	Ok	0	Ok
11	20,00	25,00	1,00	1,25	0,84	Ok	0	Ok
12	20,00	27,50	1,00	1,38	0,99	Ok	0	Ok
13	16,05	25,00	0,80	1,25	2,09	Ok	0	Ok
14	16,05	27,50	0,80	1,38	1,88	Ok	0	Ok

#### 5.4. Vérification des résultants des forces sismiques (article 4.3.6 RPA99 V2003)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{\text{dynamique}}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{\text{statique}}$ .

Si  $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 \left[ \frac{V_{\text{statique}}}{V_{\text{dynamique}}} \right]$ .

Les forces sismiques sont calculées par le logiciel Robot et les résultants de calcul sont donnés dans le tableau suivant.

nœud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
cas	EX	EY
mode		
somme totale	7649,20	8156,94
somme réactions	7261,79	7761,18
somme efforts	7261,68	7761,20
vérification	14523,46	15522,38

**Tableau 6.5: Résultants des forces sismiques.**

Suivant direction X :  $V_{\text{Statique } X} = 8788,35 \text{ KN}$

Suivant direction Y :  $V_{\text{Statique } Y} = 8700,19 \text{ KN}$

La résumée des résultants est donnée dans le tableau suivant.

Sens	$V_{\text{Dynamique}}$ [kN]	$V_{\text{Statique}}$ [kN]	$0,8 V_{\text{Statique}}$ [kN]	$V_{\text{Dyn}} > 0,8 V_{\text{St}}$
<b>X-X</b>	7261,79	8946,03	7156,82	Vérifiée
<b>Y-Y</b>	7761,21	8856,29	7085,03	Vérifiée

**Tableau 6.6 : Vérification de la résultante des forces sismique.**

#### 5.5. Calcul et vérification des déplacements (article 4.4.3 RPA99 V2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé à l'aide de formule 4.19 RPA99 V2003 ;  $\delta_k = R x \delta_{ek}$

Avec :

- $\delta_k$  : Déplacement horizontale au niveau K ;
- $R$  : Coefficient de comportement de la structure 3.5 ;
- $\delta_{eK}$  : Déplacement horizontale dû aux forces sismique.

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » est donné par la formule suivante :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} = drU$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage (**article 5.10 RPA99 V2003**).

$$\Delta_R = 1\% h_e$$

Les résultants sont récapitulés dans le tableau suivant après les calculs de Robot.

Etage	$h_e$ (cm)	$\Delta_R=1\%h_e$ (cm)	$\delta_{k(X)}$ [cm]	$\Delta_{K(X)}$ [cm]	$\delta_{k(Y)}$ [cm]	$\Delta_{K(Y)}$ [cm]	$\Delta_k \leq \Delta_R$
RDC	448	4,48	0,4	0,40	0,4	0,4	c.v
1	320	3,20	1,1	0,60	0,5	0,5	c.v
2	320	3,20	1,8	0,80	0,7	0,7	c.v
3	320	3,20	2,7	0,90	0,8	0,8	c.v
4	320	3,20	3,7	1,00	0,8	0,8	c.v
5	320	3,20	4,8	1,00	0,8	0,9	c.v
6	320	3,20	5,8	1,00	0,8	0,8	c.v
7	320	3,20	6,8	1,00	0,8	0,8	c.v
8	320	3,20	7,8	1,00	0,7	0,7	c.v
9	320	3,20	8,8	1,00	0,7	0,8	c.v
10	320	3,20	9,7	0,90	0,6	0,6	c.v
11	320	3,20	10,6	0,90	0,0	0,0	c.v
12	320	3,20	11,4	0,80	0,5	0,5	c.v
13	320	3,20	12,2	0,80	0,2	0,3	c.v
14	320	3,20	12,9	0,70	0,5	0,5	c.v

Tableau 6.7 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

### 5.6. Justification vis à vis de l'effet p-Δ (article 5.9 RPA99 V2003)

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

- $P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{qi})$$

- $V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

$$V_K = \sum_{i=k}^n F_i$$

- $\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- $h_k$  : Hauteur de l'étage « k »

Si  $0,10 < \theta_K < 0,20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_K}$ .

Si  $\theta_K > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

• **Sens X-X :**

Etage	he[cm]	P [kN]	$\Delta = dr \text{ UX}$ [cm]	V <sub>x</sub> = F <sub>x</sub> [kN]	$\theta_{Kx}$
RDC	448	128852,24	0,40	7261,68	0,02
1	320	117456,24	0,60	7157,59	0,03
2	320	108192,20	0,80	6946,80	0,04
3	320	98673,87	0,90	6631,73	0,04
4	320	89409,83	1,00	6268,13	0,04
5	320	79891,50	1,00	5870,11	0,04
6	320	70627,46	1,00	5470,82	0,04
7	320	61109,13	1,00	5040,36	0,04
8	320	51845,09	1,00	4590,76	0,04
9	320	42326,76	1,00	4089,07	0,03
10	320	33062,72	0,90	3550,78	0,03
11	320	23692,02	0,90	2924,30	0,02
12	320	17251,82	0,80	2389,77	0,02
13	320	10637,00	0,80	1677,60	0,02
14	320	5906,81	0,7	1021,99	0,01

**Tableau 6.8 : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  suivant sens X.**

• **Sens Y-Y :**

Etage	he[cm]	P[kN]	$\Delta = dr \text{ Uy}$ [cm]	V <sub>y</sub> = F <sub>y</sub> [kN]	$\theta_{Ky}$
RDC	448	126641,59	0,4	7761,20	0,01
1	320	115614,49	0,5	7661,96	0,02
2	320	106552,09	0,7	7461,68	0,03
3	320	97235,39	0,8	7154,18	0,03
4	320	88172,99	0,8	6784,23	0,03
5	320	78856,29	0,8	6361,19	0,03
6	320	69793,89	0,8	5913,67	0,03
7	320	60477,19	0,8	5413,47	0,03
8	320	51414,79	0,7	4870,56	0,02
9	320	42098,1	0,7	4252,11	0,02
10	320	33035,7	0,6	3578,43	0,02
11	320	23793,57	0,0	2820,93	0,00
12	320	17319,52	0,5	2258,47	0,01
13	320	10670,85	0,2	1538,94	0,00
14	320	5906,81	0,5	931,17	0,01

**Tableau 6.9 : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  suivant sens Y**

Pour chaque niveau « k » dans les deux sens  $\theta_k < 0,1$ , donc l'effet de  $P-\Delta$  peut-être négligé dans le calcul des éléments structuraux.

### 5.7. Vérification de l'effort normal réduit (article 7.4.3.1 RPA99 v2003)

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le RPA 99V2003, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c x f_{c28}} \leq 0,3 \Rightarrow V = \frac{N_d}{B_c} \leq 0,3 x f_{c28}$$

Avec :

- $V$  : Effort normale réduit ;
- $N_d$  : Effort normale de compression ;
- $B_c$  : Section brute de béton.

Les résultants de vérification des poteaux d'étage RDC sous les différentes combinaisons accidentelles sont présentés dans le tableau suivant.

Barre	cas	Nd=Fx (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	Bc (cm <sup>2</sup> )	Fc28 (MPa)	V(MPa)	V ≤ 0,3
106	E.L.U.R	5883,7	100x50	4704	25	0,47	
81	G+Q+EX	5656,6	100x50	4704	25	0,45	Non
107	G+Q+EY	4371	100x50	4704	25	0,35	Non
81	0,8G+EX	5045,4	100x50	4704	25	0,40	Non
107	0,8G-EX	2357,3	100x50	4704	25	0,19	OK
73	0,8G+EY	3627,5	100x50	4704	25	0,29	OK
106	0,8G-EY	3078,8	100x50	4704	25	0,25	OK
81	G+Q+1,2EX	6373,8	100x50	4704	25	0,51	Non
73	G+Q+1,2EY	4628,7	100x50	4704	25	0,37	Non

**Tableau 6.10 : Vérification de l'effort normal réduit.**

D'après tableau 6.10, la condition de l'effort réduit ne vérifie pas suivant les différentes combinaisons accidentelles. Donc pour que les conditions vérifient, certains paramètres suivants sont considérés :

- Changement de section des poteaux de 100x50 cm<sup>2</sup> à 100x65 cm<sup>2</sup> ;
- Améliorer la composition du béton pour avoir grande résistance.



Les résultants après la correction sont présentés dans le tableau suivant.

cas	Nd=Fx (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	Bc (cm <sup>2</sup> )	fc28 (Mpa)	V (Mpa)	V ≤ 0,3
E.L.U.R	5883,67	100x65	6174	35	0,272	OK
G+Q+EX	5227,41	100x65	6174	35	0,262	ok
G+Q+EY	4229,77	100x65	6174	35	0,202	ok
0,8G+EX	4659,31	100x65	6174	35	0,233	ok
0,8G-EX	2256,93	100x65	6174	35	0,109	ok
0,8G+EY	3351,85	100x65	6174	35	0,168	ok
0,8G-EY	2980,1	100x65	6174	35	0,142	ok
G+Q+1,2EX	5890,7	100x65	6174	35	0,295	ok
G+Q+1,2EY	4281,01	100x65	6174	35	0,214	ok

**Tableau 6.11 : Vérification de l'effort normal réduit après la modification des caractéristiques des poteaux.**

## 6. Conclusion

Les actions engendrées par le vent sont faibles devant celles du séisme.

Direction X

$$\frac{F_{x\text{vent}}}{F_{x\text{vent}}} = \frac{2300,169}{7261,79} = 0,31,$$

Direction Y.

$$\frac{F_{y\text{vent}}}{F_{y\text{vent}}} = \frac{2235,151}{7761,21} = 0,29$$

Donc le calcul au contreventement sera uniquement pris en considération du séisme, car il est dominant.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'a pas été une chose aisée pour cette structure.

On a opté la disposition des voiles qui donne les meilleurs résultats vis-à-vis l'excentricité entre le centre de masse et de centre de rigidité.

L'effet P-Δ est négligeable à tous les niveaux car  $\theta \leq 1\%h_e$ .

Pour vérification de l'effort normale réduit :

- Les sections des poteaux étaient modifiées de 100x50 cm<sup>2</sup> à 100x65 cm<sup>2</sup> ;
- Amélioration de la composition du béton par :
  1. Augmentation de dosage du ciment.
  2. L'utilisation des adjuvants pour diminuer la quantité d'eau qui entraîne la diminution de la porosité conduisant à une augmentation de la résistance du béton.

## Hypothèse de calcul

- Avec 25 MPa, la valeur de l'effort réduit ne vérifie pas ;  $v > 0.3$  ;
- Avec 30 MPa, la valeur de l'effort réduit vérifie en certain cas ;
- Avec 35 MPa, la valeur de l'effort réduit vérifie en tous cas.

## 1. Introduction

Les éléments structuraux ou principaux sont les éléments qui assurent une fonction porteuse ou de contreventement de la structure. Leur rôle est de transmettre les efforts dûs aux charges verticales et horizontales aux fondations.

On distingue les poutres, les poteaux et les voiles.

## 2. Etude des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales et les poutres secondaires.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des combinaisons données par le **RPA99 Version 2003** et **BAEL 91R99** suivantes :

- Combinaisons fondamentales BAEL 91r99 :

- a) ELUR  $\rightarrow 1,35G + 1,5Q$  ;

- b) ELS  $\rightarrow G + Q$  .

- Combinaisons accidentelles RPA99 /2003 :

- a)  $G + Q \pm E$  ;

- b)  $0,8G \pm E$  .

### 2.1. Calculs des armatures des poutres

- **Recommandations du RPA 999 v2003**

**Armatures longitudinales :**

Dans l'article 7.5.2.1, il s'agit du pourcentage total minimum de la section des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre qui est de 0,5%.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- a) 4% en zone courante ;

- b) 6% en zone de recouvrement.

- **Méthode de calcul**

Les poutres seront étudiées en tenant compte des sollicitations données par le logiciel ROBOT 2016 suivant les combinaisons les plus défavorables tant que exigées par le RPA 99v2003 et BAEL91 r99. Les résultats des moments et des efforts tranchants sont présentés dans les tableaux suivants.

Combinaisons	Section des poutres			
	Poutre principale (50x30cm <sup>2</sup> )		Poutre secondaire (40x30 cm <sup>2</sup> )	
	M <sub>max</sub> En Travée (KN.m)	M <sub>max</sub> En Appuis (KN.m)	M <sub>max</sub> En Travée (KN.m)	M <sub>max</sub> En Appuis (KN.m)
<b>E.L.U.R</b>	104,08	-222,86	49,65	-97,05
<b>E.L.S</b>	75,36	-162,03	36,40	-71,29
<b>0,8G – EX</b>	192,86	-63,79	56,55	-66,46
<b>0,8G + EY</b>	50,81	-143,08	25,15	-182,97
<b>0,8G – EY</b>	59,77	-109,43	173,27	-38,79
<b>G + Q + EX</b>	74,08	-240,38	35,56	-88,33
<b>G + Q + EY</b>	75,13	-196,50	35,06	-189,30
<b>G + Q – EY</b>	76,90	-155,80	175,35	-57,42

Tableau 7.1 : Résultats des moments des poutres.

La poutre principale de section (50×30) cm<sup>2</sup> est considérée comme exemple de calcul.

## 2.2. Armatures longitudinales

### • En travée

Sous la combinaison 0,8G – EX : situation accidentelle  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \theta = 0,85 \end{array} \right. \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$

$$M_t^{Acc} = 192,86 \text{ KN.m}$$

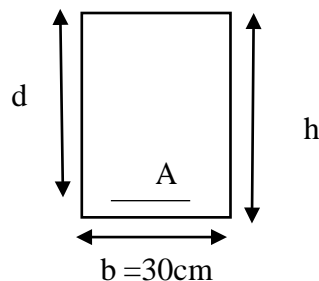


Figure 7.1 : Section de la poutre principale.

$$d = 0,9h = 45\text{cm}; \sigma_{bc} = 21,74\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{bxd^2x\sigma_{bc}} = \frac{192,86 \times 10^3}{30 \times 45^2 \times 21,74} = 0,146; < \mu = 0,146 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}; A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,0} = 400\text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,321 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,871$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta x d \sigma_s} = \frac{192,86 \cdot 10^3}{0,871 \times 45 \times 400} = 12,32 \text{ cm}^2$$

### **Armatures minimales**

- **Selon B.A.E.L 91 r99**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Selon R.P.A 99 v2003**

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot xh = \frac{5}{100} \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{finale}} = \max \left( A_t^u ; A_{B.A.E.L}^{\min} \cdot A_{RPA}^{\min} \right) = A_t^u = 12,32 \text{ cm}^2$$

Soit  $A = 6HA20 = 18,85 \text{ cm}^2$

- **Vérification les contraintes à E.L.S**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, il suffira de vérifier la contrainte dans le béton.  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$M_{ser}^t = 75,36 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$s_{yy1} = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 15y_1^2 - 15 \times 18,85(45 - y_1) = 0$$

$$y_1 = 21,19 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre**

$$I_{yy1} = \frac{b y_1^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{30 \times 21,19^3}{3} + 15 \times 18,85(45 - 21,19)^2 = 255442,04 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}^t}{I_{yy1}} = \frac{75,36 \cdot 10^3}{255442,04} = 0,295$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,295 \times 21,19 = 6,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,25 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

Les armatures calculées à l'état accidentel conviennent.

- **En appuis**

Sous la combinaison  $G + Q + EX$  : situation accidentelle

$$M_a^{Acc} = -240,38 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,9h = 45 \text{ cm}; \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{240,38 \times 10^3}{30 \times 45^2 \times 21,74} = 0,182; \mu = 0,182 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}; A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,0} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,419 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,832$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{240,38 \times 10^3}{0,848 \times 45 \times 400} = 15,75 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales**

Selon B.A.E.L 91 r99 :

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Selon R.P.A 99 v2003 :

$$A_{\min} = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{finale}} = \max \left( A_u^a ; A_{B.A.E.L}^{\min} \cdot A_{RPA}^{\min} \right) = A_A^a = 15,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 8HA20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

**E.L.S**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, il suffira de vérifier la contrainte dans le béton.  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$M_{ser}^t = 75,36 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$s_{yy1} = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 15 y_1^2 - 15 \times 25,13 (45 - y_1) = 0$$

$$y_1 = 23,33 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre**

$$I_{yy1} = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{30 \times 23,33^3}{3} + 15 \times 25,13(45 - 23,33)^2 = 303994,14 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}^t}{I_{yy1}} = \frac{75,36 \cdot 10^3}{303994,14} = 0,248$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,248 \times 23,33 = 5,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent.

- **Vérification de l'effort tranchant**

La fissuration est peu nuisible donc ;  $\tau_b = \min \left( 0,23 x f_{ct28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,8 \text{ MPa}$

$$\left( \frac{\tau_u}{\gamma_b} \right)$$

Après le calcul du ROBOT 2016,  $T_{\max} = 185,15 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{185,18 \cdot 10^3}{30 \times 45 \times 100} = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,37 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,8 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le béton résiste à la contrainte tangentielle donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 2.3. **Calcul les armatures transversales**

#### **Calcul de diamètre**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = \left( \frac{500}{35} = 14,29 ; 20 ; \frac{300}{10} = 30 \right) \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacements des barres**

D'après la RPA99v2003 article 7.5.2.2 :

a) Zone nodale :  $S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right) = \left( \frac{50}{4} = 12,5 ; 12 \times 10 = 120 \right) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

b) Zone de recouvrement :  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

- **Sections des armatures transversales R.P.A 99v2003 article 7.5.2.2**

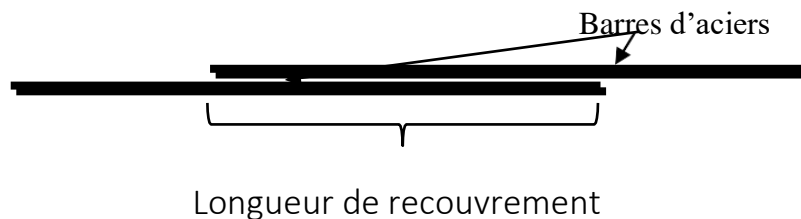
La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{st} = 0,003 \times S_l \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Recouvrement des barres longitudinales**

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone II:



**Figure 7.2 : Longueur de recouvrement.**

$$\Phi = 2,0 \text{ cm} \rightarrow Lr = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm}$$

## 2.4. **Ancrage des armatures tendues article A.6.1.2 B.A.E.L91r99**

Les extrémités des barres doivent être ancrées avec une sécurité suffisante. L'ancrage de l'ensemble d'un paquet de barres n'est pas admis.

Une barre est toujours ancrée individuellement ; les paquets de plus de trois barres ne comportent aucun ancrage de barre individuelle sur toute leur longueur.

Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28}$$

$$\psi_s : \text{Coefficient de scellement des barres égal à : } \begin{cases} 1 & : \text{ rond lisse} \\ 1,5 & : \text{ barres à haute adhérence} \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droite ( $L_s$ )

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{2,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{ cm}$$

- **Ancrage droit**

Pour que cet ancrage soit assuré, il faut avoir  $L \leq h - 2.c$

Pour un crochet de  $90^\circ$  ;  $L_3 = 6.\phi = 6 \times 2 = 12 \text{ cm}$

$r \geq 5.\phi$  Pour les aciers Hauteur Adhérence.

$$r \geq 5x2 = 10 \text{ cm}, L = L_3 + 2.c + \frac{\phi}{2} = 12 + 2 \times 2.5 + \frac{2}{2} = 18 \text{ cm}$$

$$h - 2.c = 30 - 2 \times 2.5 = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } L = 18 \text{ cm} \leq h - 2.c = 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

On peut utiliser l'ancrage droit (crochet à 90°)

La résumée des calculs de ferrailage des poutres est présente dans le tableau suivant.

Poutres	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversal		
	Travée	Appuis	$\phi$ (mm)	$S_t$ zone nodale en cm	$S_t$ zone courant en cm
P.P (50x30) cm <sup>2</sup>	6HA20	8HA20	8	10	15
P.S (40x30) cm <sup>2</sup>	6HA20	8HA20	8	10	15

Tableau 7.2 : Ferrailages des poutres.

### 2.5. Les schémas du ferrailage

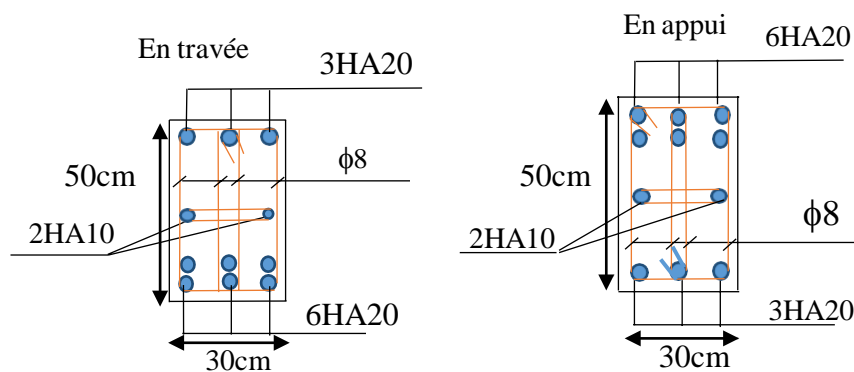
Poutre principale (50x30) cm<sup>2</sup>

Figure 7.3 : Schéma de ferrailage poutres principales.

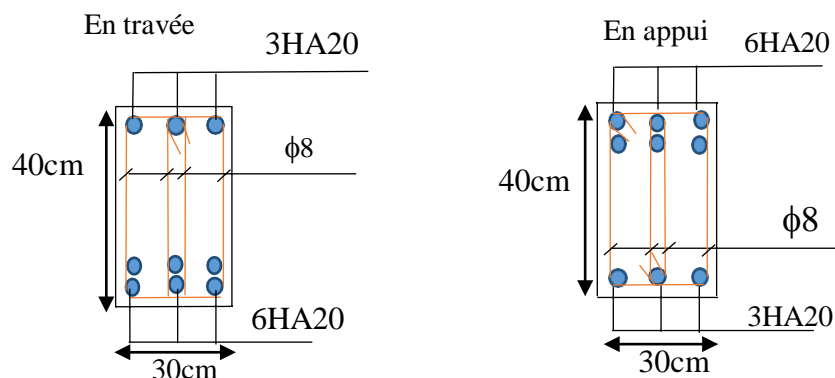
Poutre secondaire (40x30) cm<sup>2</sup>

Figure 7.4: Schéma de ferrailage poutre secondaire



### 3. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé. Ils assurent la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Ils sont calculés en flexion composées dans les deux plans principaux. Le calcul de la section d'armatures dépend à de deux couples de moments  $[M_x ; M_y]$  et un effort normal de compression  $[N]$ .

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- **Combinaisons fondamentale**

$$1,35G + 1,5Q \Rightarrow N_{Max} \text{ avec } M_{corr}$$

- **Combinaisons accidentelles (article 5.2 RPA99 v 2003)**

$$G + Q + E \Rightarrow M_{Max} \text{ avec } N_{corr}$$

$$0,8G \pm E \Rightarrow M_{Max} \text{ avec } N_{corr}$$

Pour les combinaisons « ELS » on vérifie juste les contraintes.

Les sections des poteaux de même sont illustrées dans le tableau 7.3 suivant :

Niveau	Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )
R.D.C, 1 <sup>ère</sup> étage et sous-sols	100x65
2 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	100x60
5 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	100x55
8 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup> étage	100x50
11 <sup>ème</sup> au 14 <sup>ème</sup> étage	100x45

**Tableau 7.3 : Section des poteaux**

#### 3.1. **Sollicitation des poteaux**

Les Poteaux d'étage RDC sont pris comme exemple de calcul.

Combinaison	sollicitation		
	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)
1,35+1,5G (E.L.U.R)	5886,67	135,76	161,64
G+Q±E	2011,76	524,38	98,75
0,8G±E	2357,27	451,95	39,49
G+G+1,2E	2036,91	612,17	96,95

**Tableau 7.4 : Sollicitations d'un poteau d'étage R.D.C de section (100x65) cm<sup>2</sup>**

Coefficient de sécurité :  
 Combinaison fondamentale  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Béton : } \gamma_b = 1,5 \\ \text{Acier : } \gamma_s = 1,15 \end{array} \right. , f_{c28} = 35MPa$

Combinaison accidentelle  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Béton : } \gamma_b = 1,15 \\ \text{Acier : } \gamma_s = 1,0 \end{array} \right., f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

### 3.2. Ferrailage longitudinale du poteau RDC

#### Cas 1: E.L.U.R

$N_{\max} = 5886,67 \text{ KN}$  et  $M_{\max} = 135,76 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M_{\max}}{N_{\max}} < \frac{h}{6} \Rightarrow \frac{M_{\max}}{N_{\max}} = \frac{135,76}{5886,67} = 0,023 \text{ m} < \frac{1}{6} = 0,167 \text{ m} \Rightarrow \text{compression centrée}$$

D'après B.A.E.L

$$N_u \leq \alpha \cdot \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{b} + \frac{A_u f_e}{s} \right) \Rightarrow A_u \geq \left( \frac{N_u - B_r \cdot f_{c28}}{\alpha} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$B_r = (h - 2) \cdot (b - 2) = (50 - 2) \cdot (100 - 2) = 6174 \text{ cm}^2$$

$$l_f = 0,7 \cdot h_e = 313,6 \text{ cm}$$

$$\lambda = \max \left( \frac{3,46 l_f}{b} ; \frac{3,46 l_f}{h} \right) \Rightarrow \lambda = \max \left( \frac{3,46 l_f}{b} = 16,69 ; \frac{3,46 l_f}{h} = 10,85 \right)$$

$$\lambda = 16,69 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{16,69}{35} \right)^2} = 0,813$$

$$A_u \geq \left( \frac{5886,67 \cdot 10^3}{0,813} - \frac{6174 \cdot 10^2 \cdot 35}{0,9 \cdot 1,5} \right) \cdot \frac{1,15}{400} = -252,022 \text{ cm}^2$$

$A < 0 \Rightarrow A = 0$ . Le béton seul résiste aux efforts de compressions.

#### • Cas 2: G+O+E

$N_{\max} = 2011,76 \text{ KN}$  et  $M_{\max} = 524,36 \text{ KN.m} \Rightarrow e = 0,26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$

$$e = 26 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 16,67 \text{ cm} \Rightarrow \text{compression excentrée}$$

#### • Vérification de la condition suivante

$$N \cdot (d - c) \cdot 10^{-2} - M_1 \leq (0,337h - 0,81c) \sigma_{bc} \cdot h \cdot b$$

$$\text{Avec } M_1 = N \left( e + \frac{h}{2} - c \right)$$

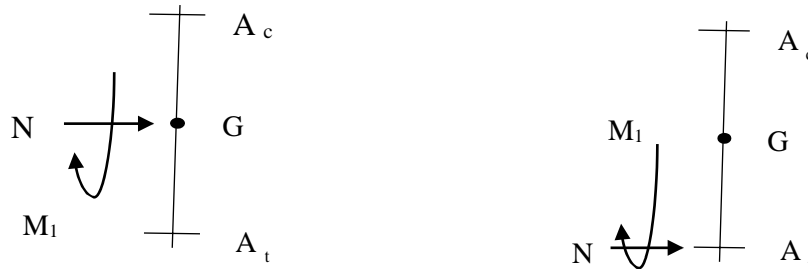


Figure 7.5 : Schéma des sollicitations du poteau.

$$M_1 = N \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 2011,76 \left( 0,092 + \frac{1,00}{2} - 0,03 \right) = 1130,61 \text{ KN.m}$$

$$N.(d - c).10^{-2} - M_1 = 2011,76(90,0 - 3).10^{-2} - 1130,61 = 1742,21 \text{ KN.m} \quad \text{Équation (a)}$$

$$(0,337h - 0,81c). \sigma_{bc}. h * b. = (0,337.1,0 - 0,81.0,03).14,2.10^3.1,0.65 = 2886,22 \text{ KN.m} \quad (b)$$

Equation (a) < Equation (b)  $\Rightarrow$  section est partiellement comprimée.

La section est sollicitée en flexion simple avec un moment «  $M_1$  »

$$M_1 = 1130,61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{bxd^2\sigma_{bc}} = \frac{1130,61.10^3}{65*90^2*14,2} = 0,151 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}; \quad A'_{eff} = 0$$

$$\alpha = 0,206 \rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_{eff} = \beta \frac{M_1}{d.\sigma_s} = \frac{1130,61.10^3}{0,918*90*400} = 3,952 \text{ cm}^2$$

### • Sollicitation réelle

$$A = A_{eff} - \frac{N}{100\sigma_s} = 3,952 - \frac{2011,76.10^3}{100*400} = -46,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0$$

La section trouvée étant négative, donc le ferrailage des poteaux est fait partir des sections minimales imposées par les règlements.

### • La section d'acier minimale

Selon B.A.E.L91r99 :

$$A_{min} = \max(4\% U ; 0,2\% B)$$

Avec :

I. U : Périmètre du poteau en cm  
 II. B : Section du poteau en cm<sup>2</sup>

$$A = \max_{\min} \left( \frac{4 \times 2(100 + 65)}{100} ; \frac{0.2(100 \times 65)}{100} \right) = (13,2 \text{ cm}^2 ; 13 \text{ cm}^2)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 13,2 \text{ cm}^2$$

**Selon R.P.A 99v2003**

$$A_{Min} = 0,8\% b x h = \frac{0,8 \times 100 \times 65}{100} = 52 \text{ cm}^2$$

- **La section d'acier maximale**

Selon B.A.E.L91r99 :

$$A_{Max} = 5\% b x h = \frac{5 \times 65 \times 100}{100} = 325 \text{ cm}^2$$

**Selon R.P.A 99v2003**

En zone courante  $A_{Max} = 4\% b x h = \frac{4 \times 65 \times 100}{100} = 260 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement (nodale)  $A_{Max} = 6\% b x h = \frac{6 \times 65 \times 100}{100} = 390 \text{ cm}^2$

- **Armatures finales**

$$A_f = \max(A_U ; A_{BAEL} ; A_{RPA}) = 52,0 \text{ cm}^2$$

- **Armatures adoptées**

$$A_a = 8HA25 + 4HA20 = 58,92 \text{ cm}^2$$

**3.3. Vérification de l'effort tranchant**

La fissuration est peu nuisible donc ;  $\tau_b = \min \left( \frac{0,23 x f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,8 \text{ MPa}$

$$T_{\max} = 185,15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b x d} = \frac{98,75 \cdot 10^3}{65 \times 90 \times 100} = 0,169 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,169 \text{ MPa} < \tau_b = 3,8 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

### 3.4. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 7.6.

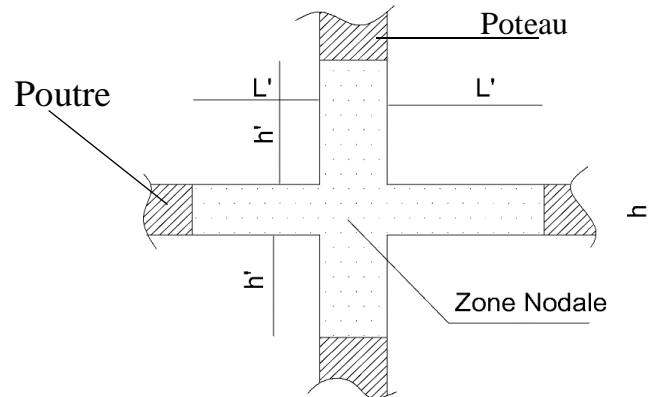


Figure 7.6 : Zone nodale.

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b; h; 60cm \right) \quad \text{Au niveau des poteaux.}$$

$$L' = \frac{2 \cdot h}{6} \left( \frac{448}{6}; 65; 100; 60cm \right) \quad \text{Au niveau des poutres.}$$

$$L' = 2.50 = 100cm$$

### 3.5. Armatures transversales

#### • Espacement des armatures transversales

##### En Zone nodale

$$S_t \leq \min(10\phi_{l\min}; 15cm) = \min(10.2; 15cm) = 15cm.$$

$$\text{On prend } S_t = 10cm$$

##### En Zone courante

$$S_t \leq 15 \cdot \phi_{l\min} = 15.2$$

$$S_t = 30cm$$

$$\text{On prend } S_t = 15cm$$

#### • Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par article 7.4.2.2 de RPA 99 V2003.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{S_t \cdot \rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant max à E.L.U.R ;

- I.  $h_1$  : Hauteur totale de la section brute ;
- II.  $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- III.  $\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.
- IV.  $\rho = (\lambda_g)$  :  $\lambda_g$  est l'élancement géométrique du poteau

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$$\lambda_g = \max \left( \frac{l_f}{b}; \frac{l_f}{h} \right) = \max \left( \frac{313,6}{65}; \frac{313,6}{100} \right) \Rightarrow \lambda_g = 4.82 < 5. \text{ Donc } \rho = 3,75$$

### **En Zone nodale**

$$A_t = \frac{10 \times 3,75 \times 161,64}{100 \times 235} \times 10 = 2,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{adp} = \phi 8$$

### **En Zone courante**

$$A_t = \frac{15 \times 3,75 \times 161,64}{100 \times 235} \times 10 = 3,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{adp} = \phi 8$$

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \cdot S_t}$  en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\% b \cdot S_t$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% b \cdot S_t$$

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% b \cdot S_t$  : Interpoler entre les valeurs limites.

Après interpolation ;  $\lambda_g = 4.82 \rightarrow 0.35\%$

$$A_t = \frac{0,35}{100} \times 65 \times 10 = 2,28 \text{ cm}^2 : \text{En zone nodale}$$

$$A_t = \frac{0,35}{100} \times 65 \times 15 = 3,41 \text{ cm}^2 : \text{En zone courante}$$

### **3.6. Longueur de recouvrement**

$$L_r = 40 \cdot \phi = 40 \cdot 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{pour FeE 400 en zone II}$$

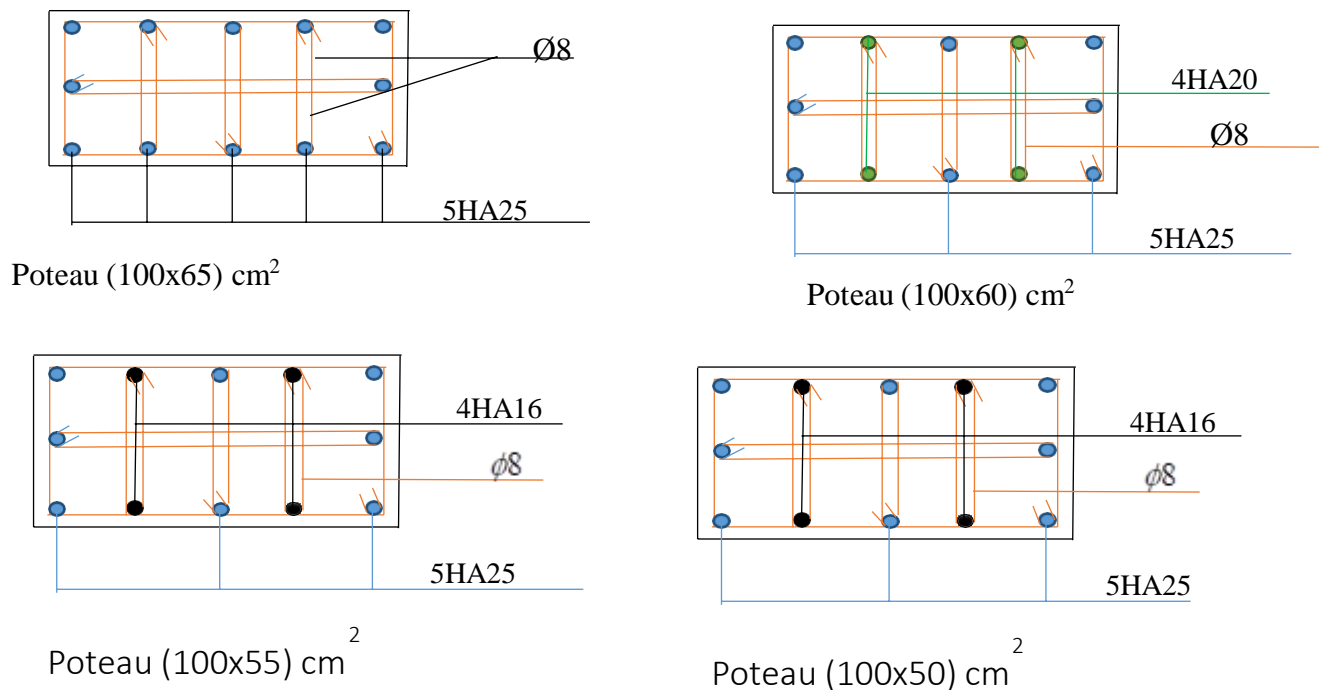
Les résultants de ferrailrages des poteaux sont montre dans le tableau 7.5 suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_U$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Min} BAEI$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Min} R.P.A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Finale}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	Ø transversales.
100x65	$A < 0$	52,00	13,00	52,00	12HA25 = 58,92cm <sup>2</sup>	Ø8
100x60	$A < 0$	48,00	12,00	48,00	$\left. \begin{matrix} 8HA25 \\ 4HA_{20} \end{matrix} \right\} = 51,83cm^2$	Ø8
100x55	$A < 0$	44,00	11,00	44,00	$\left. \begin{matrix} 8HA25 \\ 4HA_{16} \end{matrix} \right\} = 47,31cm^2$	Ø8
100x50	$A < 0$	40,00	10,00	40,00	$\left. \begin{matrix} 8HA25 \\ 4HA_{16} \end{matrix} \right\} = 47,31cm^2$	Ø8
100x45	$A < 0$	36,00	9,00	36,00	$\left. \begin{matrix} 8HA25 \\ 4HA_{14} \end{matrix} \right\} = 45,42cm^2$	Ø8

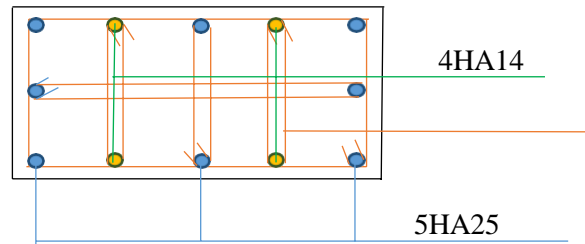
**Tableau 7.5 : Ferrailages des poteaux.**

Remarque : Les poteaux de même niveau portent de même ferrailage.

### 3.7. Schéma de ferrailage des poteaux



**Figure 7.7.1 : Ferrailages des poteaux**

Poteau (100x45) cm<sup>2</sup>**Figure 7.7.2 : Ferrailages des poteaux.**

#### 4. Etude des voiles

Les voiles sont calculés dans deux directions horizontales et verticales à la flexion composée en général, sous effort de compression  $N$  et un moment de flexion  $M$  tirés à partir des fichiers résultats de ROBOT2016.

##### Combinaison considérées :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations des calculs

sont :  $1,35G \pm 1,5Q \rightarrow E.L.U.R ;$   
 $\rightarrow \text{Selon RPA 99V 2003.}$   
 $0,8G \pm E \}$

##### 4.1. Ferrailages des voiles de contreventement

##### • Recommandations du RPA99/2003 article 7.7.4

##### Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu :

$$A_{\min} \leq 0,2\% L_t \cdot e$$

$L_t$  : Longueur de zone tendue

$e$  : Epaisseur du voile

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$S_t \leq e .$$

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.8). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



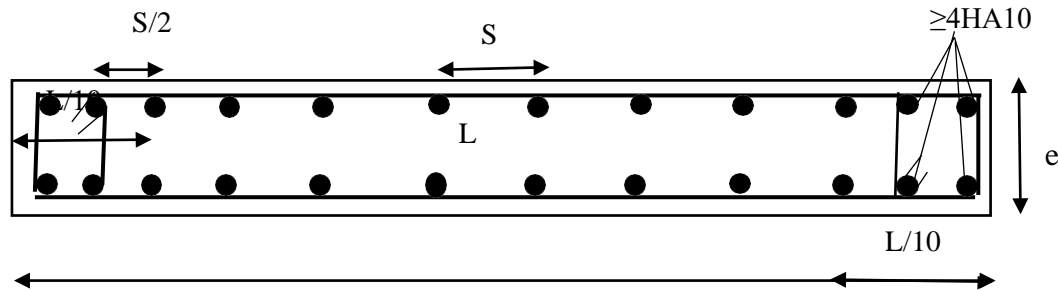


Figure 7.8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement.

Elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur  $\phi 10$ .
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0,15\% b.h \quad \text{Zone extrême du voile.}$$

$$A_{\min} = 0,10\% b.h \quad \text{Zone courante du voile.}$$

$$\phi \leq \frac{1}{10} . e$$

On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :

$$L'espacement \ S_t = \min(1,5.e ; 30cm) ;$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par ml.

### 4.2. Sollicitations dans les voiles

Le voile d'épaisseur 25cm de RDC est considéré comme exemple de calcul. Les sollicitations dans le voile sont tirées directement dans le logiciel Robot 2016, elles sont présentées dans le tableau 7.6.

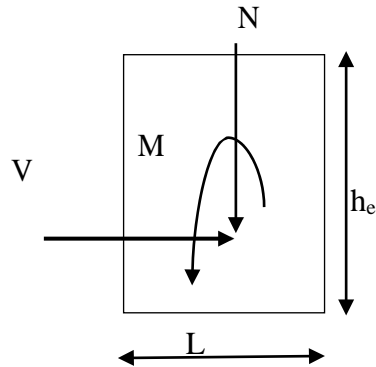


Figure 7.9 : Sollicitations de calcul d'un voile

combinaison	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
ELU	3734,26	87,17	40,45
G+Q±E	2123,02	1409,35	180,23
0,8G±E	1360,04	1400,51	197,23

Tableau 7.6 : Sollicitations d'un voile RDC e=25 cm.

### Armatures verticales

Voile RDC avec :  $h = (h_e - h_{poutre}) = 4,48 - 0,5 = 3,98 \text{ m}$   
 $L = 2,75 \text{ m}$

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous combinaison de  $G + G \pm E$  :

$$N = 2121,02 \text{ KN}$$

$$V = 180,23 \text{ KN}$$

$$M = 1409,35 \text{ KN.m}$$

### Excentricité

$$e_G = \frac{M}{N} < \frac{h}{6} = \frac{L}{6} \Rightarrow \frac{M}{N} = \frac{1409,35}{2121,02} = 0,66; \quad \frac{L}{6} = \frac{2,75}{6} = 0,45 \text{ m}$$

$$e_G = 0,66 \text{ m} > \frac{L}{6} = 0,45 \text{ m} \Rightarrow \text{compression excentrée}$$

Le calcul se fait en flexion composée.

### Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre

$$L_f = 0,7l_0 = 0,7(448 - 50) = 278,6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{L} = \frac{278,6}{275} = 1,01 < \max\left(15; \frac{20e_G}{L} = 4,80\right) = 15 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Considération des effets du second ordre d'une manière forfaitaire.

### **Excentricité du 2<sup>ème</sup> ordre**

$$e_2 = \frac{3x(L_f)^2(2\alpha.\varphi)}{10^4 L}$$

$\varphi$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage. En générale  $\varphi = 2$

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes au moment total du premier ordre.

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_{u_{er}}}{1,5M_{er}} \right) = 10 \left( 1 - \frac{40,45}{1,5(29,55)} \right) = 0,8$$

$$e_2 = \frac{3x(L_f)^2(2\alpha.\varphi)}{10^4 L} = \frac{3x(278,6)^2(2 \times 0,8 \times 2)}{10^4 \times 435} = 0,017m$$

### • **Excentricité additionnelle**

$$e_a = \max \left( \begin{pmatrix} h_v \\ 2cm; 250 \end{pmatrix} \right) = \left( \begin{pmatrix} 278,6 \\ 2cm; -250 \end{pmatrix} = 1,11cm \right) \Rightarrow e_a = 2cm$$

### • **Excentricité totale**

$$e = e_1 + e_a + e_2 \quad \text{Avec} \quad e_1 = e_G$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0,66 + 0,02 + 0,017 = 0,697m$$

$$e = 0,697m \quad \text{et} \quad \left( \begin{pmatrix} h_v - c \\ -2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3,98 - 0,03 \\ -2 \end{pmatrix} = 1,96m \right)$$

La section est partiellement comprimée.

Les armatures de la section soumises à une flexion simple de moment  $M_U^*$

$$M_u^* = N \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 2121,02 \left( 0,667 + \frac{3,98}{2} - 0,03 \right) = 5571,92KN.m$$

$$d = 0,9L_f = 247,5cm \quad b = 25cm \quad \sigma_{bc} = 14,2MPa$$

$$\mu = \frac{M_u^*}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{5571,92.10^3}{25 \times 247,5^2 \times 14,2} = 0,256 \Rightarrow \mu_{AB} = 0,186 < \mu = 0,256 < \mu_{AB} = 0,48$$

$$\varepsilon_l = 1,739\text{‰} \quad \alpha_l = 0.668 \rightarrow \mu_l = 0.392 > \mu = 0,256 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,256 \Rightarrow \alpha = 0,377 ; \beta = 0,849$$

$$A_{fs} = \frac{M_u^*}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5571,92 \cdot 10^3}{0.849 \times 247,5 \times 400} = 66,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les armatures pour la flexion composée sont :

$$A_{f,c} = A_{f,s} - \frac{N}{\sigma_s} = 66,29 - \frac{2121,02 \cdot 10^3}{400 \times 100} = 13,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures minimales**

D'après le BAEL91r99 :

$$A_{\min} = \max \left( \frac{0,2 \cdot e \cdot L}{100} ; \frac{8(e+L)}{100} \right) = \max \left( \frac{0,2 \cdot 25 \cdot 275}{100} ; \frac{8(25+275)}{100} \right) = (13,75 \text{ cm}^2 ; 24 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min \text{ BAE}} = 24 \text{ cm}^2$$

- **RPA 99v2003 :**

$$\text{Zone d'about : } A_{\min} = 0.15\% e \cdot h = \frac{0.15}{100} \times 25 \times 275 = 10,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{\min} = 0.10\% e \cdot h = \frac{0.10}{100} \times 25 \times 275 = 6,87 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures appliquées**

$$A = \max(A_{cal} ; A_{BAEL} ; A_{RPA}) = 24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens vertical : } A_V = 20 \text{ HA } 14 = 30,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens longitudinal } A_L = \frac{A_V}{2} = \frac{30,78}{2} = 15,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_L = 16 \text{ HA } 12 = 18,10 \text{ cm}^2$$

### **4.3. Espacement**

$$S_t \leq \min(1,5 \cdot e ; 30 \text{ cm}) = \min(37,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99, l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

Soit :  $e = 20 \text{ cm}$  en zone courante.

$e = 10 \text{ cm}$  en zone d'about

#### 4.4. Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} : \text{soit } L_r = 60 \text{ cm}$$

#### 4.5. Vérification de l'effort tranchant

Pour la fissuration préjudiciable :  $\tau \leq \min \tau = \min \left( \frac{0.23 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\tau = \frac{V}{b.d} = \frac{180,23.10^3}{25 \times 247,5 \times 100} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left( \frac{0.23 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.26 \text{ MPa} < \tau = 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

#### Le diamètre des armatures transversales

$$A_t = \phi 8$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Niveau	A BAEL (cm <sup>2</sup> )	A RPA (cm <sup>2</sup> )	A Verticale	A horizontale	Espace (cm)	
					Courant	About
RDC (voile 25cm)	24	10,31	20HA14	16HA12	20	10
Etage courant Vole (20cm)	23,6	8,25	20HA14	16HA12	20	10

Tableau 7.7 : Ferrailage des voiles.

#### 4.6. Schéma de ferrailage de voile

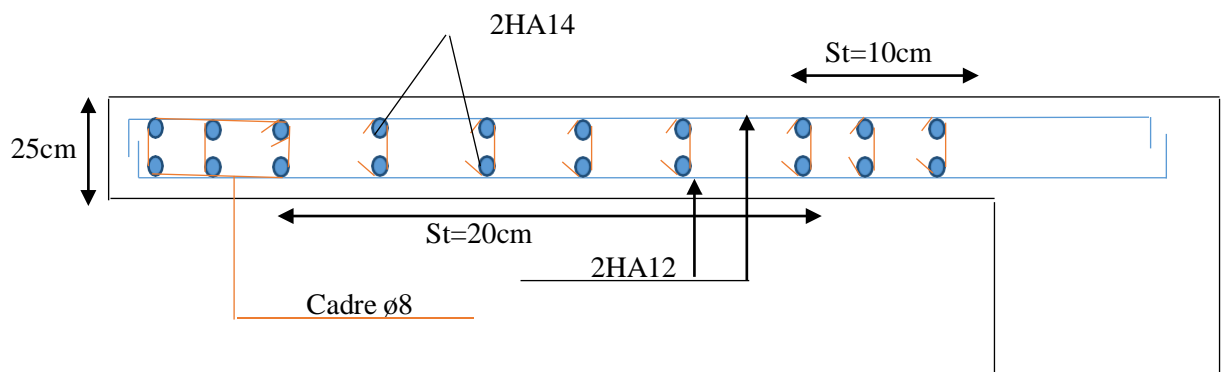


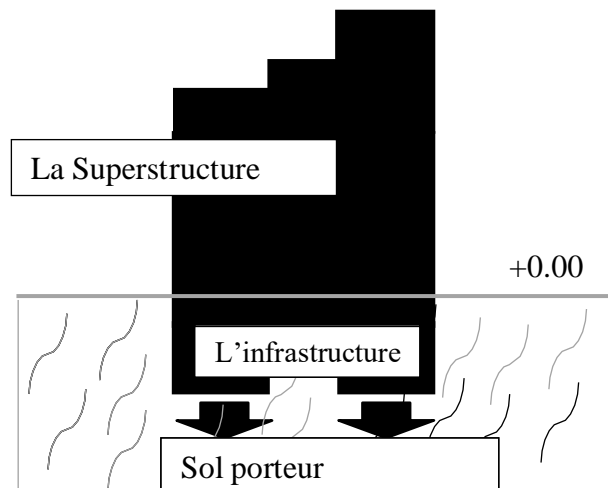
Figure 7.10 : Ferrailage du mur voile.

### **5. Conclusion**

Dans ce chapitre, l'étude des éléments structuraux, on a calculé le ferrailage des poutres, des poteaux, des voiles, et les vérifications sont faites avec les règles de **BAEL91r99**, et **RPA99v2003**.

## 1. Introduction

L'infrastructure est une partie au-dessous du niveau zéro du terrain naturel de la construction. Elle est constituée des voiles périphériques et de fondation. Elle a pour rôle de reprendre les charges et surcharges de la superstructure et de les transmettre ensuite au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.



**Figure 8.1 : Transmission des charges au sol.**

Les massifs de fondations ne doivent donner lieu à des tassements, Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. L'étude géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

## 2. Etude géotechnique

Pour mener à terme cette étude, on doit faire deux campagnes de reconnaissance, l'une in-situ et l'autre au laboratoire.

**Essai in-situ** : Est une investigation exécutée en milieu naturel sur les emplacements où les travaux sont prévus.

**Essai au laboratoire** : C'est les analyses au laboratoire pour détermine les caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

D'après l'investigation géotechnique élaborée par le laboratoire des travaux publics d'Oran (L.T.P.O), le sol en question est de faible humidité (9%), de tassement négligeable (sol sable), de faible cohésion et de faible à moyenne compacité. On peut conclure que le sol est prêt à recevoir la fondation. (chapitre 1.6.)

## 3. Etude du mur voile périphérique (Voile de soutènement)

Le voile périphérique fonction comme un mur de contreventement assurant la résistance de la structure contre la poussée des terres et calculé comme une dalle uniformément chargée par la poussée des terres.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous (article 10.1.2 RPA99 version 2003):

- épaisseur  $\geq 15\text{cm}$  ;
- les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

### 3.1. Dimensionnement dur mur voile périphérique

L'épaisseur du mur est déterminée par la condition suivante :

- $e \geq \frac{h}{20}$  Où " $h$ " est l'hauteur du mur
- $h = h_{\text{sous-sol}} - h_{\text{Poutre}} = 4,0 - 0,4 = 3,60$
- $e \geq \frac{h}{25} = \frac{360}{20} = 18\text{cm}$

Pour la raison de sécurité, on prend  $e=25\text{cm}$  pour tous les voiles.

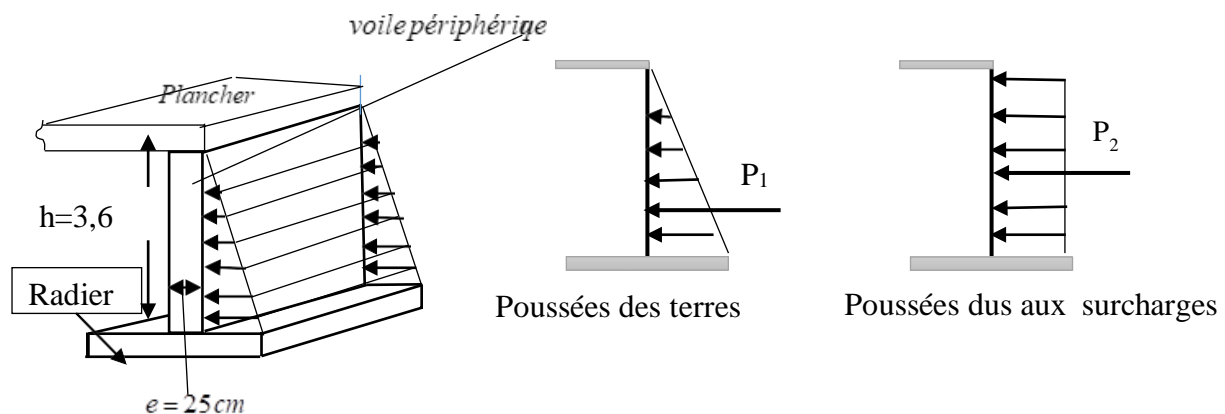


Figure 8.2 : Schéma statique du mur de soutènement.

### 3.2. Calcul de la poussée des terres

Hypothèse pour le calcul :

- Le voile périphérique est considéré comme encastré à la partie supérieure et à la base (le niveau de radier) ;
- Les voiles sont sollicités en flexion simple.
- Les calculs sont faits pour un mètre linéaire du voile.

Calcul de la force de poussée :

Poussées des terres : Les contraintes engendrées par la poussée des terres «  $q$  » s'expriment

comme suite : 
$$P_1 = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$



Avec :

$\gamma$  : Poids volumique des terres  $\gamma = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$

$K$  : Coefficient de poussée ;  $K = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$

$\phi$  : Angle de frottement interne  $\phi = 35^\circ$

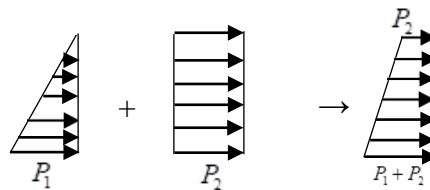
$K = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0,271$

$$P_1 = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \times 1 \text{ m} = 0,271 \times 20 \times \frac{3,6^2}{2} = 35,12 \text{ KN} / \text{m}$$

Surcharge accidentelle:  $q_a = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$P_2 = K_a q_a \times 1 \text{ m} = 0,271 \times 10 = 2,7 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $P_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$ .



**Figure 8.3 : Diagramme des contraintes du mur de soutènement.**

$$E.L.U.R \rightarrow \begin{cases} \sigma_{Max} = 1,35P_1 + 1,5P_2 = 51,46 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{Min} = 1,5P_2 = 4,05 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy}^u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 39,60 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow Q_u = \sigma_{moy}^u \cdot 1 \text{ ml} = 39,60 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$E.L.S \rightarrow \begin{cases} \sigma_{Max} = P_1 + P_2 = 37,82 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{Min} = P_2 = 2,7 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy}^s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 29,04 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow Q_s = \sigma_{moy}^s \cdot 1 \text{ ml} = 29,04 \text{ KN} / \text{ml}$$

### 3.3. Détermination des sollicitations

Le mur sera calculé comme des dalles encastrées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres. La méthode de PIGEAUD est utilisée pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x$ ,  $\mu_y$ . L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

Dimensions du panneau plus sollicité :  $L_x = 3,60 \text{ m}$  et  $L_y = 6,85 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,6}{6,85} = 0,53 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur cotés travaille dans les deux sens.}$$

**E.L.U.R**

Pour:  $\rho = 0,53 \Rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0,0922 \\ \mu_Y = 0,2500 \end{cases} \quad \nu = 0$

$$M_{0X} = \mu_X \cdot Q_X \cdot L^2 = 47,32 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tX} = 0,85 M_{0X} = 41,10 \text{ KN.m} \\ M_{aX} = -0,5 M_{0X} = -24,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y \cdot M_{OX} = 11,83 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tY} = 0,85 M_{0Y} = 10,05 \text{ KN.m} \\ M_{aY} = -0,5 M_{0Y} = -5,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**E.L.S**

Pour:  $\rho = 0,53 \Rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0,0961 \\ \mu_Y = 0,3949 \end{cases} \quad \nu = 0,2$

$$M_{0X} = \mu_X \cdot Q_{Ser} \cdot L^2 = 45,56 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tX} = 0,85 M_{0X} = 38,73 \text{ KN.m} \\ M_{aX} = -0,5 M_{0X} = -22,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y \cdot M_{OX} = 17,99 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tY} = 0,85 M_{0Y} = 15,29 \text{ KN.m} \\ M_{aY} = -0,5 M_{0Y} = -8,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**3.4. Calcul du ferrailage****Sens X**

- En travée :

**E.L.U.R :**

$$d = e - c = 25 - 3 = 22 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{tX}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{41,10 \cdot 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,059 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A: } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,076; \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,969$$

$$A = \frac{M_{tX}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{41,10 \cdot 10^3}{0,969 \times 22 \times 348} = 5,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**E.L.S**

$$\mu_1 = \frac{M_{tX}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s}; \text{ Avec } \overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

Où  $\eta = 1,6$  (Armatures haute adhérence H.A)

$$\overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{tX}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{30,74 \cdot 10^3}{100 \times 22^2 \times 201,6} = 0,003$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,19$$

$$\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{\lambda^3}} \Rightarrow \varphi = 32,35^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + \frac{2}{\sqrt{\lambda^3}} \cdot \left( \frac{240 + \varphi}{3} \right) = 0,282 \quad \beta = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0,906 \quad K_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 38,19$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 5,28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{tX}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,74 \cdot 10^3}{0,906 \times 22 \times 201,6} = 7,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### • Armatures minimales

Selon RPA 99 version 2003:  $A_{\min} = \frac{0,1}{100} \cdot b \cdot e = \frac{0,1}{100} \times 100 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Selon BAEL 91 révisé 99:  $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 22 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Armatures finales:  $A_f = \max(A_U, A_{Ser}, A_{\min RPA}, A_{\min BAEL}) = 7,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

### • En Appuis

#### E.L.U.R.

$$\mu = \frac{M_{aX}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{24,16 \cdot 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,035 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A: } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,045; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

$$A = \frac{M_{aX}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24,16 \cdot 10^3}{0,982 \times 22 \times 348} = 3,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### E.L.S.

$$\mu_1 = \frac{M_{aX}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{18,09 \cdot 10^3}{100 \times 22^2 \times 201,6} = 0,002$$

$$\lambda_1 = 1,06, \quad \varphi = 23,60^\circ, \quad \alpha_1 = 0,224, \quad \beta_1 = 0,925, \quad K_1 = 51,98$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 3,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{aX}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,09 \cdot 10^3}{0,925 \times 22 \times 201,6} = 4,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures finales:  $A_f = \max(A_U, A_{Ser}, A_{\min RPA}, A_{\min BAEL}) = 4,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Sens-Y**

- **En travée**

Armatures finales  $A_f = 4,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **En Appuis**

Armatures finales  $A_f = A_{\min} \text{BAEL} = 2,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Armatures appliquées : Soit  $A = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous

	Sens	A cal (cm <sup>2</sup> /ml)	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix (ml)
<b>Travée</b>	X-X	7,65	10,77	7HA14
	Y-Y			
<b>Appui</b>	X-X	4,41	7,70	5HA14
	Y-Y			

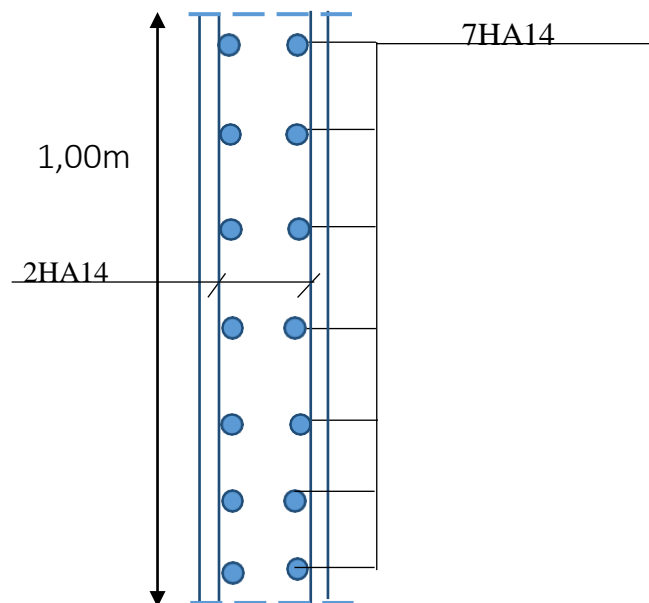
**Tableau 8.1: Section des armatures du voile périphérique.**

### 3.5. **Espacements**

Sens X-X :  $st \leq \min(3e, 33\text{cm}) = (75\text{cm}, 33\text{cm}) \Rightarrow st = 15\text{cm}$

Sens Y-Y :  $st \leq \min(4e, 33\text{cm}) = (100\text{cm}, 33\text{cm}) \Rightarrow st = 15\text{cm}$

### 3.6. **Disposition des armatures :**



**Figure 8.4 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.**

#### 4. Etude de la fondation

Les fondations doivent non seulement reprendre les charges et surcharges supportées par la structure mais aussi les transmettre au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

- Type des fondations

- Les fondations superficielles,
- Les fondations profondes.

- Choix du type de fondation

Les critères influant le choix d'une fondation sont donc Caractéristique du sol :

- La qualité du sol ;
- Les charges amenées par la construction ;
- Le coût d'exécution.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolées et semelles filantes ;
- Radier général.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie la fondation en allant de la plus simple (semelles isolées, les semelles filantes et le radier général).

- Etude des fondations

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

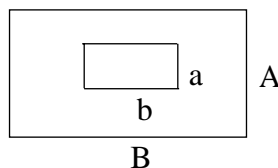
- $G + Q + E$
- $0,8G + E$

- Vérification des semelles isolées

Pour les poteaux de sections rectangulaires, les semelles rectangulaires sont adaptées du a la section du poteau (section rectangulaires). Il faut que :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$  où :

- $S$  : Surface d'appui de la semelle ;
- $\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.
- $N$  : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison  $G + Q + E$  obtenu par le logiciel Robot 2016.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a\*b)



**Figure 8.5 : Semelle isolée.**

$$N = 6310,51 \text{ KN}$$

$$\frac{6310,51}{(Ax B)} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow (Ax B) \geq \frac{6310,50}{400} \approx 16 \text{ m}^2$$

On voit bien que la surface qu'il faut pour une semelle est bien trop grande, alors on ne peut pas utiliser des semelles pour la fondation, donc le choix de fondation préférée est de radier général.

### 5. Calcul du radier

Un radier est une dalle plane éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

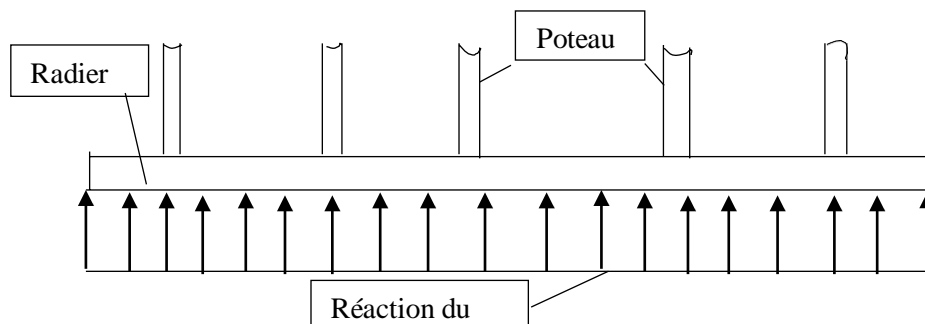


Figure 8.6: Diagramme du radier générale.

#### 5.1. Pré dimensionnement du radier

- Condition forfaitaire (condition de coffrage)

$$\frac{L}{8} \leq h_r \leq \frac{h_r}{5}$$

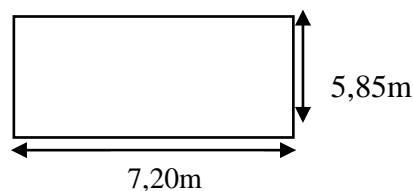


Figure 8.7 : Dimension de dalle du radier la plus défavorable.

$L_{\max} = 7.20m$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\frac{720}{8} \leq h_r \leq \frac{720}{5} \Rightarrow 90cm \leq h_r \leq 144cm$$

• **Condition de rigidité**

$$L_{MAX} \leq \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{4xExI}{Kxb}} \quad (1)$$

$$\text{Où } L_e = \sqrt{\frac{4xExI}{Kxb}} \quad (2)$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton  $E = 3,216.10^4 \text{ MPa}$
- I : Inertie de la section du radier,  $I = \frac{bh^3}{12}$  ..... ( )
- b : largeur de radier ; b=1m
- K : Module de résistance du sol défini par relation

$$K = 40x(Fs) \cdot \sigma_{sol} \text{ (Joseph E. Bowles, Fondation analysis and design page 503)}$$

$$(Fs) \text{ Est un factor de sécurité } Fs = \begin{cases} 2 \rightarrow E.L.U.R \\ 3 \rightarrow E.L.S \end{cases}$$

$$K = 40x3x400 = 48000 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$K = 40x3x400 = 48 \text{ MN} / \text{m}^3$$

- $L_e$  : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

D'après équation (1), (2) et (3),  $h_r$  est calculé comme suite :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot L_{MAX}^4 \cdot K}{E \cdot \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot 7,2^4 \cdot 48}{3,216.10^4 \cdot \pi^4}} = 0,55 \text{ m}$$

Soit  $h_r = 70 \text{ cm}$

• **Condition de non cisaillement (BAEL91r99 ARTICLE A 5.2.2)**

$$\tau_u = \frac{T_{U \text{ Max}}}{b_0 \cdot d} \leq \tau_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}$$

$T_{MAX}$  : Effort tranchant max.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{5,85}{7,20} = 0,81 \Rightarrow \text{Panneau travaille suivant deux directions}$$

$$l_y = 7,20$$

Donc :

$$T_{MAX} = \text{Max}(T_X^{Max} ; T_Y^{Max})$$

$$T_X^{Max} = \frac{q_u \cdot L_X \cdot L_Y}{3L_Y} \quad T_Y^{Max} = \frac{q_u \cdot L_X \cdot L_Y}{2L_Y + L_X}$$

Calcul de  $q_u$  :

La surface de radier  $S = 618,75m^2$

Poids de la structure :  $G = 186310,86KN$

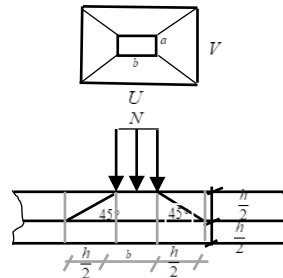
$$q_u = 1,35 \frac{G}{S_r} + 1,5Q = 1,35 \cdot \frac{186310,86}{618,75} + 1,5 \times 5 = 406,496KN/m^2$$

$$T_x^{Max} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 792,67KN \quad ; \quad T_y^{Max} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 845,51KN$$

$$h \geq \frac{T_{U\ Max}}{b_0 \cdot 0,9 \cdot \tau_u} \Rightarrow h \geq \frac{845,5}{1 \times 0,9 \times 1,67 \cdot 10^3} = 0,80m \Rightarrow h \geq 80cm$$

### • Condition de non poinçonnement

Les calculs seront menés avec les dimensions du rectangle d'impact projeté à 45° du feuillet moyen du radier.



**Figure 8.8 : Dimensionnement du feuillet moyen.**

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (1)$$

Avec :

- $N_u$  : Charge maximale appliquée par les poteaux sur radier calculée à E.L.U.R ;
- $U_c$  : Paramètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;
- $h$  : Epaisseur du radier ;

$N_u$  Est calculée par le Robot.

$N_{u\ Max} = 6952,49KN$  : Appliquée sur un poteau de section rectangulaire  $(100 \times 65)cm^2$

$U_c = 2(U + V)$  Où :

$$U = b + h_r \quad \text{et} \quad V = a + h_r \Rightarrow U_c = 2(2h_r + a + b)$$

A partir d'équation (1),  $N_u \leq 0,045 \cdot 2 \left( 1 + 0,65 + 2h_r \right) \cdot h_r \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1,5}$

$$6951,49 \leq 1500 \left( 1,65h_r + 2h_r^2 \right) \Rightarrow h_r \geq 1,1647m$$



### • Choix finale des dimensions du radier

Le radier est un plancher renversé composé d'un système des poutres orthogonales et une dalle pleine. Pour satisfaire les conditions précédentes, on prend une hauteur totale du radier  $h_r = 130cm$ .

**Hauteur des nervures  $h_n$  :**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{720}{10} = 72cm$$

Soit  $h_n = 80cm$

**Hauteur de la dalle :**

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h \geq \frac{720}{20} = 36cm$$

$$h_0 = h_r - h_n \Rightarrow h_0 = 130 - 80 = 50cm$$

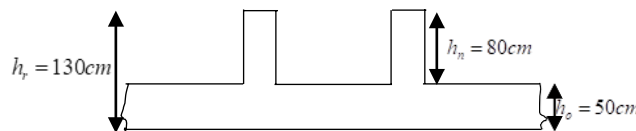


Figure 8.9 : Dimension du radier.

### • Dimensionnement des nervures

Nervures principales ;  
Nervures secondaires.

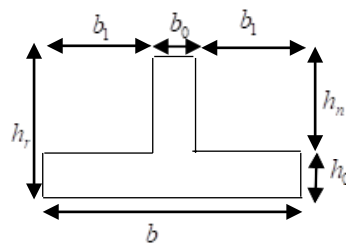


Figure 8.10 : Dimensions de la nervure.

Les dimensions du nervures doit satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3d \leq b_0 \leq 0,4d \quad \text{où } d = 0,9h_r = 117cm$$

$$35,1cm \leq b_0 \leq 58,5cm \quad \text{soit } b_0 = 40cm$$

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{2} \\ \frac{L}{10} \end{array} \right. \Rightarrow b_1 = 58cm$$

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 58 + 40 = 156cm$$

Les dimensions de nervures sont présentée dans le tableau ce dessous :

	Nervures principales	Nervures secondaires
$h_r$ (cm)	130	130
$h_n$ (cm)	80	80
$h_0$ (cm)	50	50
$b_0$ (cm)	40	40
$b_1$ (cm)	58	58
$b$ (cm)	156	156

Tableau 8.2 : Dimensions des nervures.

- **Calcul de débordement « D »**

$$D \geq \max \left( \frac{h_r}{2} ; 30cm \right) \Rightarrow D \geq \max(65cm ; 30cm)$$

Soit  $D = 70cm$

### 5.1.1. Etude du radier

- **Les caractéristiques du radier**

Dimension du radier

$L'_x = 27,5m$  : Largeur en plan.

$L'_y = 22,5m$  : Longueur en plan.

- **Surface du radier**  $S = S_1 + D.(L_x + L_y)$

$S = 618,75m^2$  Surface de la structure.

$$S^I = S_1 + D.(L_x + L_y) = 653,75m^2$$

- **Moment d'inertie**

$$I_x = \frac{L'_x \cdot L'^3_y}{12} = 26103,52 m^4 \text{ et } I_y = \frac{L'_y \cdot L'^3_x}{12} = 38994,14 m^4$$

- **Centre de gravité de la section du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13,75 m \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11,25 m$$

- **Calcul du poids propre du radier** : Pr

Poids du radier sans radier

$$G_{dalle} = S \cdot e \cdot \gamma_b = 653,75 \times 0,50 \times 25 = 8171,88 KN$$

**Poids propre des nervures principales**

$$p_{np} = L_p \cdot h_n \cdot b_0 \cdot \gamma_b$$

$L_p$  : Longueur totale des nervures principales ;  $L_p = 202,3 \text{ m}$

$$p_{np} = L_p \cdot h_n \cdot b_0 \cdot \gamma_b = 202,3 \times 0,8 \times 0,4 \times 25 = 1618,4 \text{ KN}$$

**Poids propre des nervures secondaires**

$$p_{ns} = L_s \cdot h_n \cdot b_0 \cdot \gamma_b$$

$L_s$  : Longueur totale des nervures secondaires ;  $L_s = 143,4 \text{ m}$

$$p_{ns} = L_s \cdot h_n \cdot b_0 \cdot \gamma_b = 143,4 \times 0,8 \times 0,4 \times 25 = 1144 \text{ KN}$$

**Poids propre total du radier**  $p_r = G_{dalle} + p_{np} + p_{ns} = 10934,28 \text{ KN}$

**5.1.2. Déterminations des sollicitations du radier**

**Surcharges d'exploitations :  $Q_r$**

$$Q_r = 5 \times S = 618,75 \times 5 = 3093,75 \text{ KN}$$

**Combinaisons d'actions****E.L.U.R**

$$N_u = \underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35P_r + 1,5Q_r)}_{N_u^2}$$

$N_u^1$  : Résultante des tous les charges verticale appliquées sur le radier à la combinaison

E.L.U.R est la valeur de  $N_u^1$  est donnée par robot.

$$N_u^1 = 192120,06 \text{ KN}$$

$$N_u = 192120,06 + (1,35 \times 10934,28 + 1,5 \times 3093,75) = 198236,61 \text{ KN}$$

$$M_x = 94,12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -71,49 \text{ KN.m}$$

**E.L.S :**

$$N_{ser} = \underbrace{(G + Q)}_{N_{ser}^1} + \underbrace{(1P_r + Q_r)}_{N_{ser}^2}$$

$$N_{ser}^1 = 153517,79 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 153517,79 + (10934,28 + 3093,75) = 167545,82 \text{ KN}$$

$$M_x = 69,63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -51,72 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contrainte sous radier**

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad \text{et} \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

v : Coordonnées du centre de gravité (x, y)

**E.L.U.R.:**

**Sens X**

$$\sigma_{1;2} = \left( \frac{198236,61}{65375} \pm \frac{94,12}{26103,52} \times 13,75 \right) \times 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 3,03bars \\ \sigma_2 = 3,03bars \end{cases} \Rightarrow \sigma_m = 3,03bars$$

**Sens-Y**

$$\sigma_{1;2} = \left( \frac{198236,61}{653,75} \pm \frac{71,49}{26103,52} \times 11,25 \right) \times 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 3,03bars \\ \sigma_2 = 3,03bars \end{cases} \Rightarrow \sigma_m = 3,03bars$$

**E.L.S.:**

**Sens X**

$$\sigma_{1;2} = \left( \frac{167545,82}{653,75} \pm \frac{69,63}{26103,52} \times 13,75 \right) \times 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,56bars \\ \sigma_2 = 2,56bars \end{cases} \Rightarrow \sigma_m = 2,56bars$$

**Sen-Y**

$$\sigma_{1;2} = \left( \frac{167545,82}{653,75} \pm \frac{51,72}{26103,52} \times 11,25 \right) \times 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,56bars \\ \sigma_2 = 2,56bars \end{cases} \Rightarrow \sigma_m = 2,56bars$$

Les contraintes calculées sont inférieure à la contrainte admissible du sol  $\sigma_m = 4bars$  impliquant stabilité du radier est vérifiée.

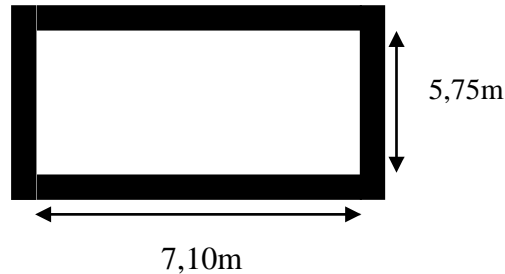
**5.2. Ferraillage de la dalle du radier**

**Hypothèses de calcul :**

- Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé ;
- Le ferraillage se fera pour le panneau de dalle le plus défavorable et le ferraillage sera adopté pour tout le radier ;
- La fissuration est considérée comme préjudiciable ;
- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

- **Déterminations des sollicitations**

Considérant le panneau le plus défavorable :



**Figure 8.11 : Panneau le plus défavorable.**

$$L_x = 5,75m ; \quad L_y = 7,10m \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,81$$

$\rho = 0,81$  : Panneau travaille dans les deux sens.

$$M_{OX} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2 \quad M_{OY} = \mu_y \cdot M_{OX}$$

Moment en travées :  $M_t = 0,85M_o$

Moment en appuis :  $M_a = -0,5M_o$

$$Q = \sigma_m \cdot 1ml$$

$$E.L.U.R \rightarrow Q_u = 3,03 \times 1ml = 3,03bars = 303KN / ml$$

$$E.L.S \rightarrow Q_{ser} = 2,56 \times 1ml = 2,56bars = 256KN / ml$$

- **Calcul des moments**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

		<b>E.L.U.R</b>	<b>E.L.S</b>
$L_x$ (cm)		5,75	5,75
$L_y$ (cm)		7,10	7,10
$\rho$		0,81	0,81
$\mu_x$		0.0550	0.0617
$\mu_y$		0.6135	0.7246
<b>Moment isostatique (KN.m)</b>	$M_{OX}$	550,98	522,23
	$M_{OY}$	338,03	378,41
<b>Moment en travée (KN.m)</b>	$M_{tX}$	468,33	443,89
	$M_{tY}$	287,32	321,65
<b>Moment en appui (KN.m)</b>	$M_{aX}$	-275,49	-261,11
	$M_{aY}$	-169,01	-189,20

**Tableau 8.3 : Moment fléchissant du panneau de radier.**

- **Calcul des armatures**

Sens X

**En travée :**

$$E.L.U.R. \quad M_{tX} = 494,62 \quad KN.m$$

$$d = 0,9h_0 = 0,9 \times 50 = 45cm \quad b = 100cm \quad \sigma_{bc} = 14,2MP$$

$$\mu = \frac{M_{tX}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{468,33.10^3}{100 \times 45^2 \times 14,2} = 0,162 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A: } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,234; \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,910$$

$$A_u = \frac{M_{tX}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{468.10^3}{0,910 \times 45 \times 348} = 32,84cm^2 / ml$$

Pour fissuration préjudiciables, on calcul les armatures à E.L.S.

$$E.L.S \quad M^{ser}_{tX} = 443,189 \quad KN.m$$

$$\mu_1 = \frac{M_{tX}}{b.d.^2.\sigma_s}; \text{ Avec : } \overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

Où  $\eta = 1,6$  (Armatures haute adhérence H.A)

$$\overline{\sigma_s} = 201,6MPa$$

$$\mu_1 = \frac{M_{tX}}{b.d.^2.\sigma_s} = \frac{443,89.10^3}{100 \times 45^2 \times 201,6} = 0,010$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,3$$

$$\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{\lambda^3}} \Rightarrow \varphi = 47,57^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2 \frac{\lambda}{\sqrt{\lambda^3}} \cdot \cos \left( 240 + \frac{\varphi}{3} \right) = 0,442 \quad \beta = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0,852 \quad K_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 19$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = 10,61MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{tX}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{443,89.10^3}{0,852 \times 45 \times 201,6} = 57,43cm^2 / ml$$

**En appui****E.L.U.R :**

$$M_{aX} = -275,49 \quad KN.m$$

$$\mu = 0,095 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } A' = 0$$

$$\alpha = 0,125; \beta = 0,950 \Rightarrow A_u = 18,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**E.L.S :**

$$M_{ax} = -261,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = 0,006 \quad \lambda = 1,20 \quad \varphi = 40,6^\circ \quad \alpha_1 = 0,38 \quad \beta_1 = 0,873 \quad K_1 = 24,45$$

$$\sigma_{bc} = 8,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$A_{ser} = 32,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### **Sens-Y**

#### **E.L.U.R**

- **En travée**

$$M_{ty} = 287,32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,099 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } A' = 0$$

$$\alpha = 0,130; \beta = 0,948 \Rightarrow A_u = 19,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### **E.L.S**

$$M_{tx} = 321,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = 0,008 \quad \lambda = 1,24 \quad \varphi = 43,60^\circ \quad \alpha_1 = 0,40 \quad \beta_1 = 0,865 \quad K_1 = 22,5$$

$$\sigma_{bc} = 8,96 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$A_{ser} = 40,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **En appuis**

#### **E.L.U.R**

$$M_{ay} = -169,01 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,059 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } A' = 0$$

$$\alpha = 0,076; \beta = 0,970 \Rightarrow A_u = 11,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### **E.L.S**

$$M_{ay} = -189,20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = 0,005 \quad \lambda = 1,15 \quad \varphi = 35,42^\circ \quad \alpha_1 = 0,33 \quad \beta_1 = 0,890 \quad K_1 = 30,45$$

$$\sigma_{bc} = 6,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$A_{ser} = 23,43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

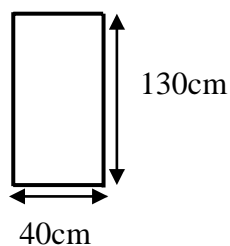
Les résultants de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.

		En Travées	En Appuis
SENS X-X	$A_U (\text{cm}^2)$	32,84	18,51
	$A_{ser} (\text{cm}^2)$	57,43	32,25
	$A_{min} (\text{cm}^2)$	5,43	5,43
	$A_{\text{Adoptée}} (\text{cm}^2)$	64,40	37,44
	choix	8HA20+8HA25	8HA14+8HA20
SENS X-X	$A_U (\text{cm}^2)$	19,35	11,13
	$A_{ser} (\text{cm}^2)$	40,98	23,43
	$A_{min} (\text{cm}^2)$	5,43	5,43
	$A_{\text{Adoptée}} (\text{cm}^2)$	48,30	28,08
	choix	6HA20+6HA25	6HA14+6HA20

**Tableau 8.4 : Tableau de ferrailage de la dalle du radier.**

- **Calcul de ferrailage de la nervure**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire représentée dans la figure suivante :



**Figure 8.12 : Dimension de la nervure.**

Il existe deux types de nervures :

Les nervures principales : supportent les charges trapézoïdales ;

Les nervures secondaires : supportent les charges triangulaires.



**Nervures principales**

$$q_1 = q \left( \frac{2L_Y - L_X}{2} \right) \cdot \frac{2}{L_Y}$$

$L_X = 5,75m$   $L_Y = 7,10m \rightarrow$  Dimensions du panneau plus défavorable.

**E.L.U.R**

$$q_{1u} = q_U \left( \frac{2L_Y - L_X}{2} \right) \cdot \frac{2}{L_Y} = 303 \left( \frac{2 \times 7,1 - 5,75}{2} \right) \cdot \frac{2}{7,10} = 360,61 \text{ KN}$$

**E.L.S**

$$q_{1Ser} = q_{ser} \left( \frac{2L_Y - L_X}{2} \right) \cdot \frac{2}{L_Y} = 256 \left( \frac{2 \times 7,1 - 5,75}{2} \right) \cdot \frac{2}{7,10} = 304,67 \text{ KN}$$

**Nervures secondaires****E.L.U.R**

$$q_{2u} = q_U = 303 \text{ KN}$$

**E.L.S**

$$q_{2Ser} = q_{ser} = 256 \text{ KN}$$

- Détermination des sollicitations**

Les sollicitations des nervures principales et secondaires sont déterminées en utilisant le logiciel ROBOT 2016 et les résultants sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sollicitations	Nervure s principale		Nervure secondaire	
	E.L.U.R	E.L.S	E.L.U.R	E.L.S
Moment en travée (KN.m)	747,26	545,84	741,04	541,29
Moment en Appui (KN.m)	-1834,8	-1340,29	-1571,46	-1147,94
Effort tranchant (KN)	893,56		645,46	

**Tableau 8.5: Sollicitation des nervures.**

- Calcul des armatures des nervures**

Armature minimale suivant BAEL91 V99.

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 40 \times (0,9 \times 130) \times \frac{2,1}{400} = 5,65 \text{ cm}^2$$

Armature minimale suivant RPA99 révisé 2003.

$$A_{\min} = 0,5 \% \cdot b_0 \cdot h = \frac{0,5}{100} \times 40 \times 130 = 26,00 \text{ cm}^2$$

Armature maximale du RPA99 révisé 2003.

$$A_{Max} = 4\% \cdot b_0 h = \frac{4}{100} \times 40 \times 130 = 208 \text{ cm}^2$$

Les armatures à partir des combinaisons sont calculées en utilisant le logiciel EXPERT BA 2010 et les résultants de calcul sont illustrés sur le tableau suivant :

		En Travées	En Appuis
Nervures principale	$A_U \text{ (cm}^2\text{)}$	19,30	52,20
	$A_{ser} \text{ (cm}^2\text{)}$	26,00	67,60
Nervures secondaires	$A_U \text{ (cm}^2\text{)}$	19,20	43,60
	$A_{ser} \text{ (cm}^2\text{)}$	25,85	57,30

**Tableau 8.6: Tableau de ferrailage des nervures.**

- **Choix des armatures**

#### Nervures principales

En travée :  $A_{finale} = \max(A_{\min BAEI} ; A_{\min RPA} ; A_u ; A_{ser}) = 26,0 \text{ cm}^2$

Soit  $A_{adoptée} = 8HA25 = 39,27 \text{ cm}^2$

En appuis :  $A_{finale} = \max(A_{\min BAEI} ; A_{\min RPA} ; A_u ; A_{ser}) = 67,60 \text{ cm}^2$

Soit  $A_{adoptée} = 16HA25 = 78,54 \text{ cm}^2$

#### Nervures secondaires

En travée :  $A_{finale} = \max(A_{\min BAEI} ; A_{\min RPA} ; A_u ; A_{ser}) = 25,85 \text{ cm}^2$

Soit  $A_{adoptée} = 8HA25 = 39,27 \text{ cm}^2$

En appuis :  $A_{finale} = \max(A_{\min BAEI} ; A_{\min RPA} ; A_u ; A_{ser}) = 57,30 \text{ cm}^2$

Soit  $A_{adoptée} = 8HA25 + 4HA25 = 58,90 \text{ cm}^2$

**Remarque :** Pour des raisons constructives il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, dans le but de supporter la nappe supérieure par rapport à la nappe inférieure. Les chaises sont des armatures sous forme bateau.

### 5.2.1. Vérification de l'effort tranchant

- **Nervures principales**

Il faut que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{893,56 \cdot 10^3}{40 \times 117 \times 100} = 1,90 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,76 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Nervures secondaires**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{645,46 \cdot 10^3}{40 \times 117 \times 100} = 1,38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,76 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

## 6. Etude du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à la flexion simple. Le ferrailage est fait pour 1m de largeur.

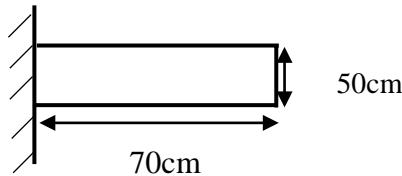


Figure 8.13: Dimension d'un débord.

### 6.1. Calcul des armatures

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 50 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 45 \text{ cm} \quad L = 0,70 \text{ m}$$

$$M = q_u \cdot \frac{L^2}{2} \quad (\text{KN.m})$$

Combinaison	Q <sub>u</sub> (KN)	Moment (KN.m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A finale (cm <sup>2</sup> )	choix
E.L.U.R	303	74,24	4,80	5,43	7,40	4HA20 (12,56 cm <sup>2</sup> )
E.L.S	256	62,72	7,47			

Tableau 8.7: Résumé des résultats (ferrailage de débord)

### 6.2. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{303 \cdot 10^3}{100 \times 45 \times 100} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15x f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## 7. Béton propreté

Dans les cas de risques de souillures du béton en cours de coulage, un béton propreté est exécuté pour tout ouvrage de fondation comportant des armatures au voisinage de sa sous-face. L'épaisseur de la couche de béton de propreté ne doit pas être inférieure à 5 cm.

## 8. Schéma de ferrailage du radier

### 8.1. Schéma de ferrailage de la dalle du radier

**Sens X-X**

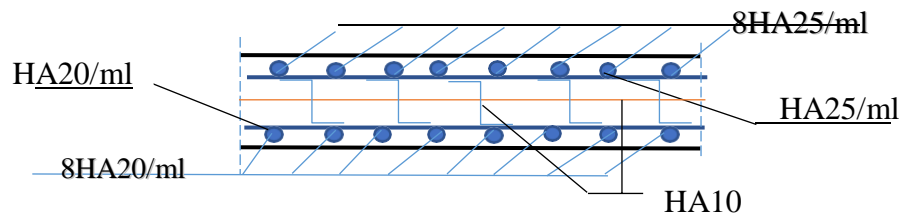


Figure 8.14: Schéma de ferrailage de la dalle suivant le sens x.

**Sens Y-Y**

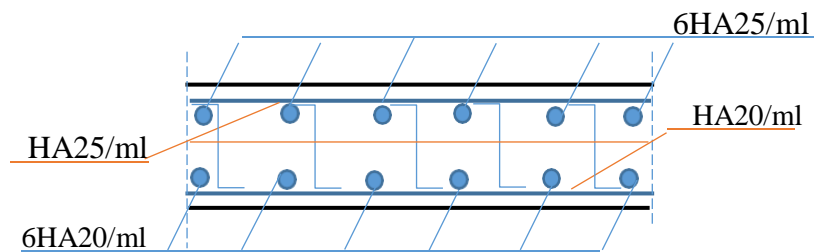


Figure 8.15: Schéma de ferrailage de la dalle suivant le sens Y.

### 8.2. Schéma de ferrailage des nervures du radier

**Nervure principale :**

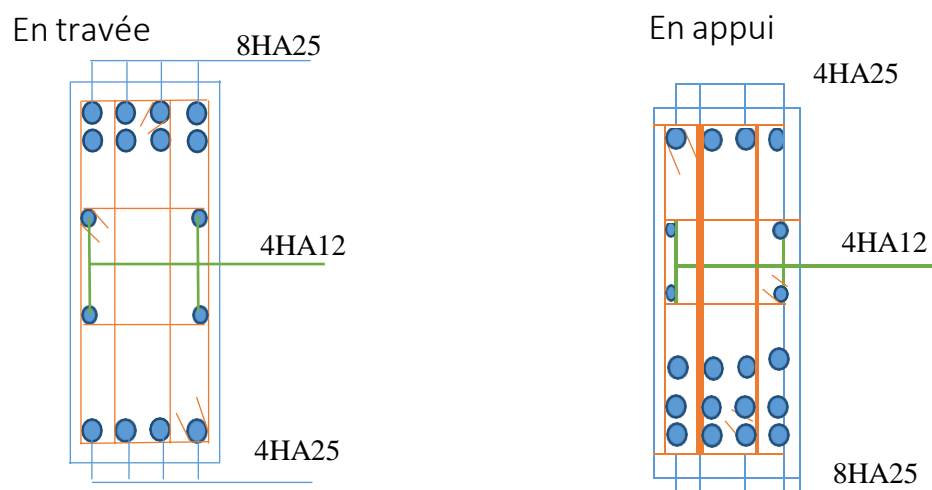


Figure 8.16: Ferrailage de la nervure principale du radier.

### Nervure secondaire

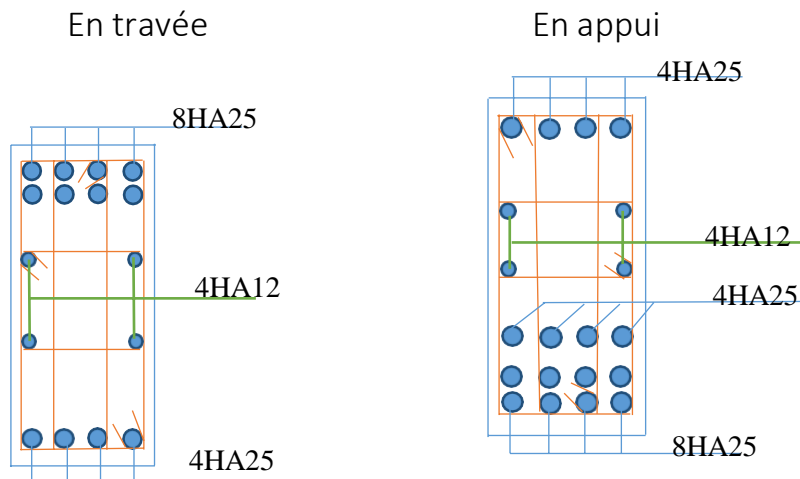


Figure 8.17: Ferrailage de la nervure secondaire du radier.

### 8.3. Schéma de ferrailage du débord

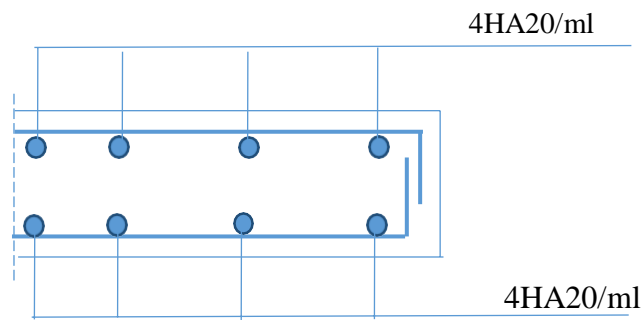


Figure 8.18 : Ferrailage du débord.

## 9. Conclusion

La structure étant en dalle pleine et très élancée, les charges deviennent de la superstructure sont important impliquant que on doit utiliser une grande surface pour la fondation, la seul solution à côté était de utilisation de la radier nervuré pour bonne distribution des contrainte au sol.

Avant la réalisation du radier, il faut mis en place un béton propreté pour faciliter des coffrages et obtenir une surface de travail propre et d'éviter la contamination du de fondation par le sol.

## Conclusion générale

Dans ce projet, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser les différents logiciels (tels que ROBOT, AUTOCAD...etc.). Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.

Le plancher dalle pleine était adopté pour la bonne rigidité de la structure et la bonne transmission des charges aux éléments porteurs de la structure.

La disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, de l'excentricité entre centre de masse et celle de torsion ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".

L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage minimum avec les règlements du RPA s'est imposé.

La modélisation de l'escalier dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations. Celle est conditionnée par la rigidité de la cage d'escalier Ce qui influence donc la réponse du bâtiment aussi bien pour ce qui des caractéristiques dynamiques que pour la position du centre de torsion, donc il s'avère nécessaire de tenir en compte dans la modélisation de l'ensemble de la structure.

Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).

Pour la vérification des contraintes au niveau des poteaux, la section des poteaux été augmenté et les caractéristiques de béton modifiées pour la vérification des contraintes.

Les effets de vent n'ont pas été pris en compte, donc dans le calcul on a pris uniquement les effets dû au séisme, car il est dominant.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure vu les charges importantes.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements.

Pour conclure, ce mémoire nous a permis d'avoir une connaissance plus étendue sur le bâtiment et de nous initier aux services du génie civil. Nous avons eu un aperçu sur le monde du travail dans les bureaux d'études, aux chantiers ce qui nous a permis de stimuler notre ouverture d'esprit et d'éveiller notre curiosité au domaine de la conception et aussi de la recherche dans le domaine de génie civil.

## Bibliographie

- **Règlements**

D.T.R B.C.2-41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.

DTR B.C 2-48 : Règles parasismiques Algériennes (R.P.A99 / version 2003).

D.T.R. C 2-47 : Règlement Neige et Vent (R.N.V. 1999).

Règles BAEL: Règles techniques de conception, calcul et constructions des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites 91 révisé 99.

- **Livres**

EL BRAHMI Jamila: Cours de Conception et de Calcul des Fondations.

JOSEPH E. BOWLES, RE, S.E: Foundation Analysis and Design fifth edition.

HENRY THONIER : Conception et calcul des structures de bâtiment Tome 2.

Mr. BARAKA Abdelhak: Béton Armé I TEC185

- **Mémoire de fin d'étude conception et calcul des structures.**

Etude d'un bâtiment R+16+2 sous-sols dans une zone sismique II a

Etude d'un bâtiment en béton armé R+10 +Sous-sols dans une zone sismique III.

- **Logiciels**

Autodesk Robot structural Analysis Professional 2016 : Pour analyse et modélisation de la structure.

Autodesk AutoCAD 2017 : Pour les dessins.

EXPERT BA 2010 : Pour le ferrailage.

Microsoft Office.

## Annexe I

### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELUR $\nu = 0$		ELS $\nu = 0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELUR $\nu = 0$		ELS $\nu = 0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					



## Annexe II

### Table de PIGEAUD

$M_1$  et  $M_2$  pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $(u * v)$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $(L_x \times L_y)$ .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,9$$

Avec  $(L_x < L_y)$

	$\frac{v/L_x}{u/L_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de $M_1$	0,0		0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0,1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0,2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0,3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0,4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.095	0.083	0.075	0.068	0.063
	0,5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0,6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0,7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0,8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0,9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1,0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeurs de $M_2$	0,0		0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0,1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0,2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0,3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0,4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0,5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0,6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0,7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0,8	0.090	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0,9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1,0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

## Annexe III

**Tableau des Armatures**

	Diamètre des armatures en (mm)										
N <sup>o</sup>	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	62.83	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	129.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.44	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	22.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.21	98.17	160.85	251.33

## Annexe

### **Caractéristiques du sol (terrain à Belgaid):**

Poids volumique  $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$ .

Angle de frottement interne  $\phi_u = 35$  (degré).

Cohésion  $C_u = 0.5$  (bars).

Tassement du sol  $\Delta H =$  négligeable.

Teneur en eau  $W = 9 \%$ .

Contrainte admissible du sol (à -10.30 : -13,5m de profondeur) = 4.0 bars.

Présence de nappe d'eau = Néant.

### **Type de sol:**

Sondage carotté :

0.00m – 6.00m : Encroûtements calcaires dure, par endroit gréseuses;

6.00m - 12.00m : Sable jaunâtre à concrétions calcaires. Ils sont consolidés à la base;

12.00m – 12.50m : Encroûtements grésocalcaires;

12.50m – 15.00m : Sables jaunâtres à concrétions calcaires;

15.00m - 16.00m : Calcaires tufacés blanchâtres;

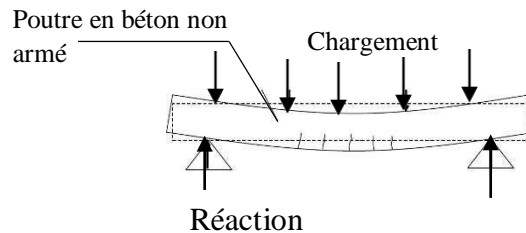
16.00 m - 25.00m : Sables jaunâtres à concrétions calcaires et des intercalations de niveaux calcaires bioclastiques centimétriques.

## Annexe

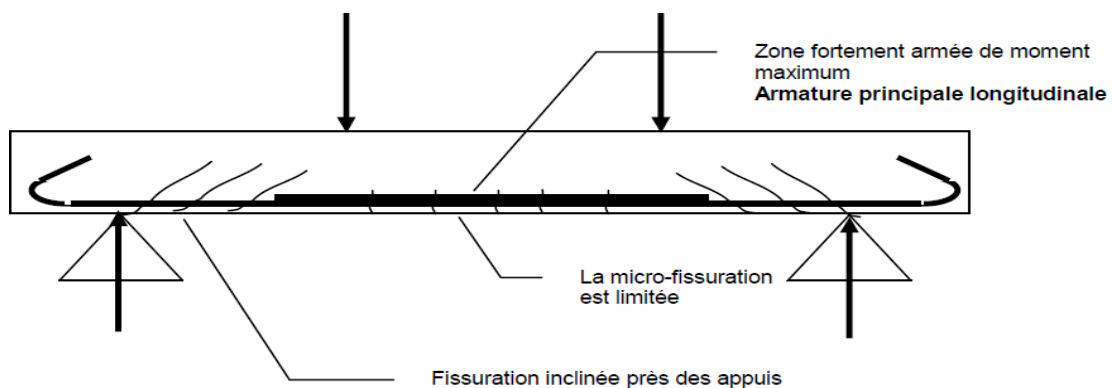
### Dispositions Constructives des armatures

- Poutres

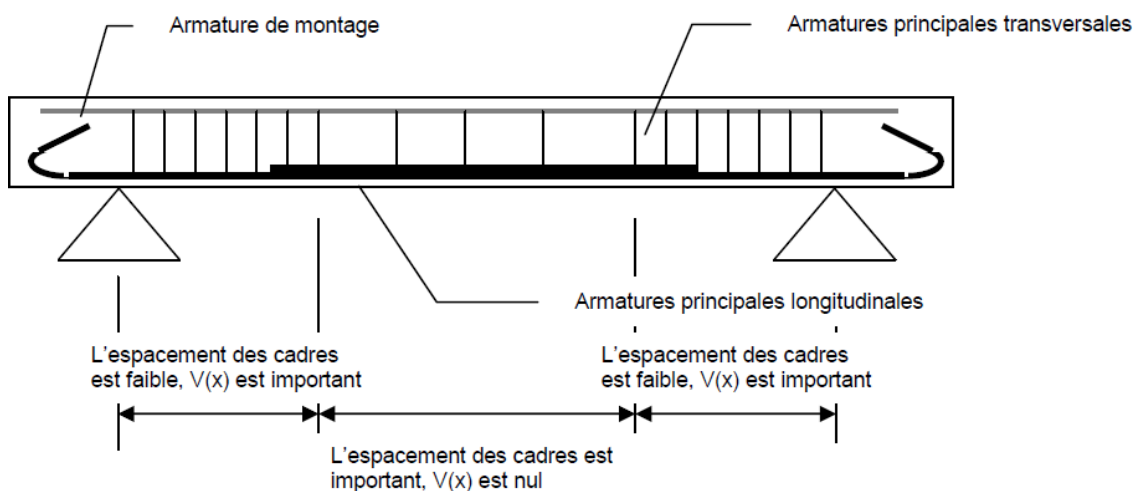
Les poutres en béton non armé sollicitées en flexion développent les fissures dans les zones tendues. La fissuration apparaît d'abord dans la zone centrale de la poutre. Seul  $M_{f(x)}$  existe dans cette zone, l'effort tranchant  $y$  est nul. Les fissures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.



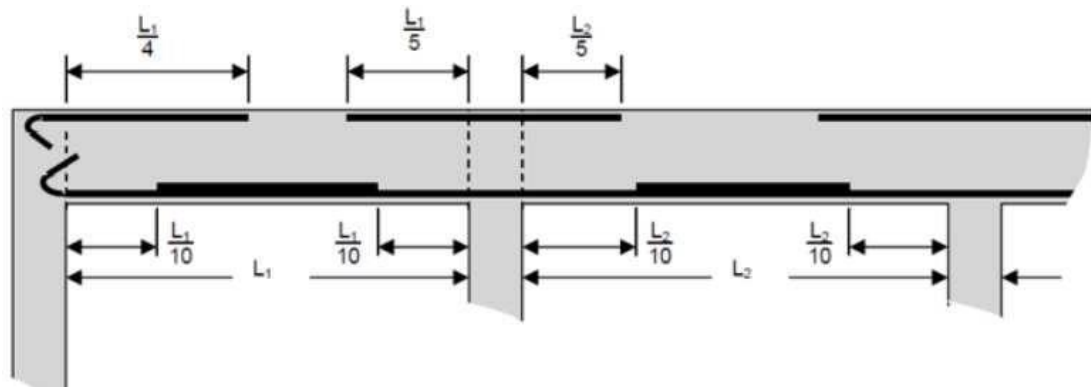
C'est donc le moment fléchissant  $M_{f(x)}$  qui nécessite la mise en place d'armatures principales longitudinales.



Lorsque le moment est positif, la zone inférieure de la poutre est tendue. Les armatures principales sont situées dans cette zone.



## Dispositions forfaitaires des armatures longitudinales

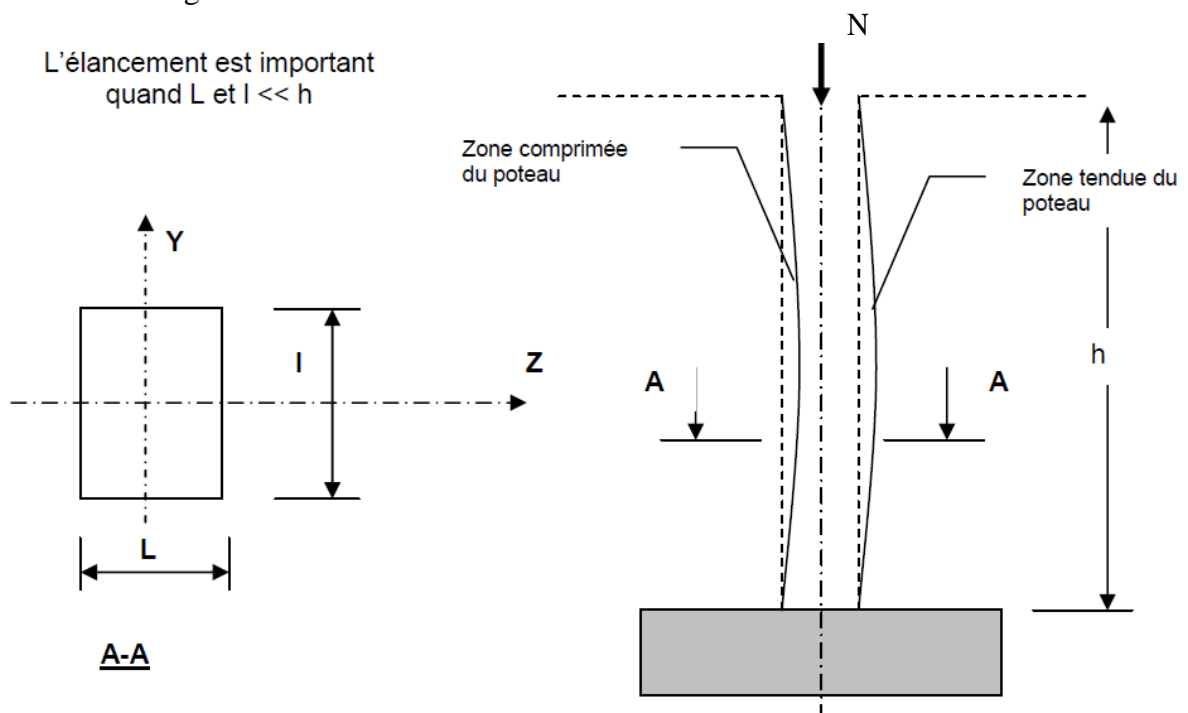


Le premier lit des armatures inférieures doit comporter au moins la moitié de la section totale des armatures inférieures. Celui-ci est ancré jusqu'aux appuis de la poutre. Les autres lits peuvent être arrêtés à une distance forfaitaire de  $0.10L$ .

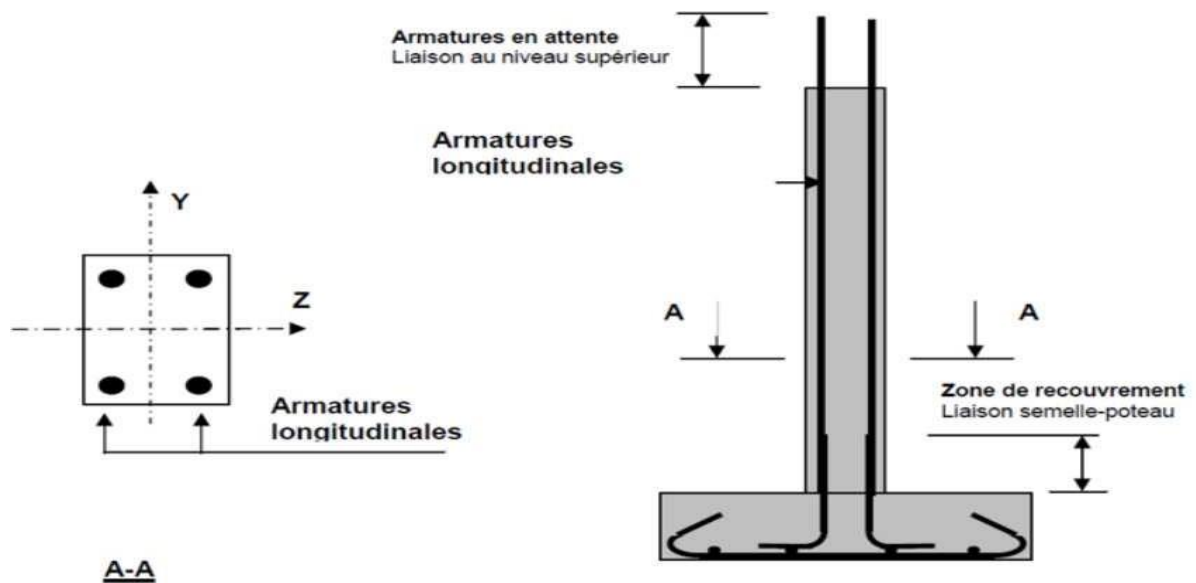
Les armatures de chapeaux sont d'une longueur minimum égale à  $0.20L$  (appui intermédiaire) ou  $0.25L$  (appui de rive).

### • Poteaux

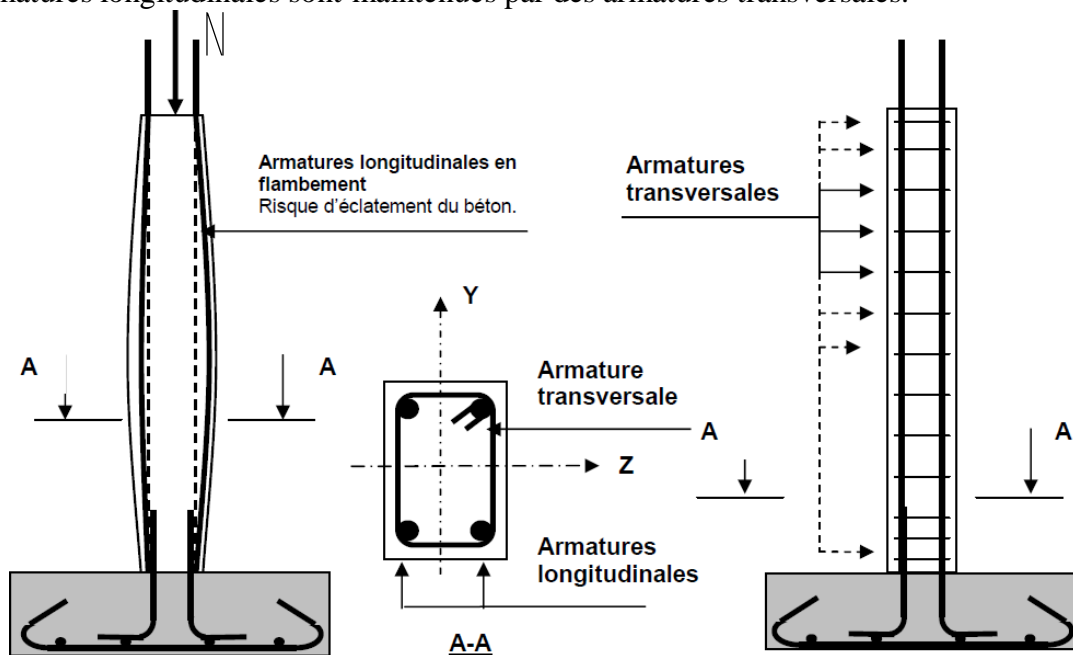
Le béton armé est un matériau particulièrement résistant aux sollicitations de compression. Néanmoins, les poteaux sont des éléments très élancés et susceptibles de flamber sous l'action des charges verticales.



Il est donc nécessaire de renforcer le béton par des armatures. Le flambement peut se produire à droite ou à gauche de l'axe Y. Les armatures doivent être réparties dans les deux côtes.



Les armatures longitudinales sont maintenues par des armatures transversales.



Les espacements des armatures transversale de zones nodale est moins important que celle de zone courante.