

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A.MIRA-BEJAIA



جامعة بجاية  
Tasdawit n Bgayet  
Université de Béjaïa

Faculté de science et technologie  
Département génie civil

# Mémoire de fin d'étude

*En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil  
Option : structure*

**Thème**

**Etude d'un bloc administratif (R+6 et sous-sol) contreventé par un système mixte (voiles-portiques)**

**Réalisé par**

**ALOUACHE Fatma Zohra  
SOUAMI Fayçal**

**encadré par :**

**M<sup>me</sup>.KHEFFACHE**

---

**Soutenu le 4 octobre 2020 devant le jury :**

**M<sup>me</sup>. BOUAYAD  
M<sup>r</sup>. BELHAMDI**

**Année Universitaire : 2019/2020**

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail ; en premier lieu à mes chers parents qui ont toujours cru en moi ; à mes frères : Amar et M'hand ; à mes sœurs : Taous imane et Lynda ; à mes cousines Manel et Asma ; à mon adorable Mouha ; et sans oublier mes tres chers neveux : Ghiwan et Sirem ; à manni et toute ma famille .*

*Je le dédie également à tous mes amis en particulier Tina ,Soria, Nadjet ,Dyhia et Drifa.*

*Je tiens également à le dédie à tous mes camarades de l'université en particulier Didah , Habiba et Hanane ; et à tous mes profs depuis le primaire en particulier Mme ALILAT Houriya .*

*Je le dédie aussi à la mémoire de mon voisin et notre camarade YAHIA CHERIF Hamid qu'ALLAH l'accueille dans sans vaste paradis.*

*Mon mémoire sera dédie à mon pays et surtout à mon cher village BOUDJELLIL .*

*Alouache Fatma Zohra*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :  
Mes très chères parents qui m'ont toujours soutenu tout  
au long de mon parcours, et qui m'ont donnés un  
magnifique model de labeur et de persévérance.*

*A mon frère et sa femme*

*A mes sœurs*

*A toute ma famille*

*A mes amis et collègues*

*A toute la promotion de génie civil*

*Fayçal Souami*

## *Remerciements*

*Avant tout, nous remercions le bon dieu qui nous a donné le courage ainsi que de la volonté pour pouvoir réaliser ce mémoire.*

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à nos parents et toute la famille qui nous ont toujours soutenues tout au long de notre cursus. et nous remercions vivement notre promotrice Mme **KHEFFACHE** pour sa disponibilité, sa présence et ses conseils ainsi que Mr **KHEFFACHE** pour ses conseils.*

*Nous remercions également tous nos amis et nos camarades.*

*Je tiens également à remercier mon oncle **MOHAMMED KHODJA Yahia** pour sa disponibilité et son aide.*

*A la fin nous remercions toute personne ayant contribué de près comme de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

## ***RESUME***

Le projet consiste à l'étude d'un bloc administratif ( sous-sol+RDC+6étages) ;contreventé par voiles-portique implanté à Alger « zone de sismicité élevée **ZONE III** ».l'objectif de cette étude est d'assurer la stabilité, la résistance et la durabilité des différents éléments , tout en respectant la réglementation en vigueur en Algérie.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton Armé, Ferrailage, RPA99 V 2003, BAEL99, CBA93.

## **الملخص**

يتضمن المشروع دراسة مبنى إداري يتكون من طابق تحت الارض و طابق أرضي و ستة طوابق، مدعم بجدران و أعمدة من الخرسانة المسلحة يقع في الجزائر العاصمة "منطقة عالية الزلازل منطقة رقم 3". الهدف من هذه الدراسة هو ضمان الاستقرار والمقاومة لمختلف العناصر مع احترام الأنظمة المعمول بها في الجزائر.

**الكلمات المفتاحية :** البناء ، الخرسانة المسلحة ، التسليح ، RPA99 V 2003 ، BAEL99 ، CBA93.

## ***ABSTRACT***

The project consists of the study of an administrative block (basement + ground floor + six floors), braced by portal frame and concrete wall located in Algiers "zone of high seismicity ZONE III". The objective of this study is to ensure the stability, resistance and durability of the various elements, while respecting the regulations applicable in Algeria.

**Keywords:** Building Reinforced Concrete, Reinforcement, RPA99 V 2003, BAEL99,

CBA93.

## ***Table des matières***

**Dédicaces**

**Remerciements**

**Résumé**

**Table des matières**

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

**Introduction générale**

I	Généralités .....	14
I.1	Introduction : .....	14
I.2	Présentation de l'ouvrage : .....	14
I.2.1	Caractéristiques géométriques : .....	14
I.2.2	Caractéristiques géotechniques : .....	15
I.3	Conception de la structure : .....	16
I.4	Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....	16
I.4.1	Béton : .....	16
I.4.2	Acier : .....	20
I.5	Combinaisons d'actions et hypothèses de calcul : .....	21
I.5.1	Combinaisons d'actions : .....	21
I.5.2	Hypothèse de calcul : .....	21
I.6	Conclusion : .....	22
II	Pré dimensionnement des éléments et évaluation de charge .....	24
II.1	Pré dimensionnement des éléments.....	24
II.1.1	Eléments secondaires .....	24
➤	Estimation du poids.....	31
II.1.2	Eléments principaux .....	32
II.2	L'évaluation de charge et la descente de charges .....	35
II.2.1	La descente de charge.....	37
II.2.2	Vérification du poteau le plus sollicité .....	40
II.3	Conclusion.....	41
III	Etude des éléments secondaires.....	43

# Etude d'un bloc administratif

---

III.1	Introduction .....	43
III.2	Les planchers.....	43
III.2.1	Plancher à corps creux.....	43
III.2.2	Dalle pleine .....	51
III.3	Les escaliers.....	53
III.3.2	Vérification .....	55
III.3.3	Poutre palière.....	56
III.3.4	Escalier balancé .....	60
III.4	Poutre de chaînage .....	65
III.4.1	Pré dimensionnement .....	65
III.4.2	Vérifications .....	66
III.4.3	Schéma de ferrailage .....	67
III.5	Acrotère.....	67
III.5.1	Calcul de sollicitations :.....	67
III.5.2	Ferrailage : .....	68
III.5.3	Vérification : .....	70
III.5.4	Schéma de ferrailage :.....	70
III.6	Conclusion.....	71
IV	Etude de dynamique .....	72
IV.1	Introduction .....	72
IV.2	Méthodes de calculs : .....	72
IV.3	Méthode statique équivalente : .....	72
IV.4	Modélisation de la structure .....	74
IV.4.1	Disposition des voiles.....	75
IV.5	Les vérifications .....	79
IV.5.1	Vérification de la rigidité de la structure .....	79
IV.5.2	Vérification de la participation modale .....	79
IV.5.3	Justification du système de contreventement :.....	80
IV.5.4	Vérification des déplacements relatifs inter-étages :.....	80
IV.5.5	Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :.....	81
IV.5.6	Vérification de l'effort normal réduit : .....	82
IV.6	Conclusion.....	82
V	Chapitre V.....	85
V.1	Introduction : .....	85

# Etude d'un bloc administratif

---

V.2	Les poteaux	85
V.2.1	Sollicitations dans les poteaux	86
V.2.2	Ferraillage des poteaux	86
V.2.3	Vérifications nécessaires	88
V.3	Etude des poutres	90
V.3.1	Sollicitations de calcul	91
V.3.2	Ferraillage des poutres	91
V.3.3	Les vérifications	92
V.3.4	Schémas de ferraillage	93
V.4	Vérification des zones nodales	94
V.5	Etude des voiles	95
V.5.1	Calcul du ferraillage	95
V.5.2	Schéma de ferraillage	100
V.6	Conclusion	100
VI	Etude de l'infrastructure	103
VI.1	Introduction	103
VI.2	Choix de type de fondation	103
VI.3	Etudes des fondations	103
VI.3.1	Semelles isolées	103
VI.3.2	Semelles filantes	104
VI.4	Etude du voile périphérique	112
VI.4.1	Ferraillage	113
VI.4.2	Vérifications	114
VI.4.3	Schéma de ferraillage	115
VI.5	Conclusion	115

# Liste des figures

<b>Figure I-1 Vue en plan du bâtiment</b> .....	14
Figure I-2 Vue en coupe du bâtiment .....	15
Figure I-3 Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton (ELU) .....	18
<b>Figure I-4 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)</b> .....	19
Figure I-5 Diagramme contrainte-déformation de l'acier .....	20
Figure I-3 Le diagramme des déformations limite de la section .....	22
Figure II-1 Plancher à corps creux.....	24
Figure II-2 Schéma de disposition des poutrelles « .....	25
Figure II-3 Disposition des poutrelles « étages 06 ».....	25
Figure II-5 Dimensions du plancher à corps creux .....	26
Figure II-6 Section transversale des poutrelles.....	26
Figure II-7 Plancher dalle pleine .....	27
Figure II-8 Dalle pleines sur 4 « escalier ».....	27
Figure II-9 Dalle pleine sur 4 appuis « balcon ».....	27
Figure II-11 Vue en coupe de l'acrotère.....	28
Figure II-10 Dalle pleine « ascenseur ».....	28
Figure II-12 La terminologie d'un escalier .....	29
Figure II-13 Escaliers à deux volée RDC.....	29
Figure II-14 Escaliers balancé étage courant .....	30
Figure II-15 Escalier d'entrée.....	30
Figure II-16 Régression des giron pour les marches balancées .....	31
Figure II-17 vue en plan de la coupole .....	32
Figure II-18 Dimension des différents types des poutres .....	33
Figure II-19 Coupe de voiles en élévation.....	33
Figure II-20 Coupe en élévation d'un poteau.....	34
Figure II-21 Les poteaux les plus sollicités.....	38
Figure II-22 Poteau plus sollicité selon la surface afférente D9.....	38
Figure III-1 type 05 poutrelles (RDC).....	44
Figure III-2 diagramme des moments à l'ELU « poutrelle type05 RDC ».....	45
Figure III-3 diagramme des moments à l'ELS « poutrelle type05 RDC ».....	45
Figure III-4 Diagramme des efforts tranchants « poutrelle type 05 RDC ».....	46
Figure III-5 schéma de ferrailage des poutrelles .....	50
Figure III-6 Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	51
Figure III-7 Schéma de ferrailage dalle pleine « balcon ».....	53
Figure III-8 Schéma de ferrailage dalle pleine « étage courant ».....	53
Figure III-9 Schéma statique volée 01 escalier RDC.....	54
Figure III-10 Schéma statique volée 02 escaliers RDC.....	54
Figure -III-11 Schéma de ferrailage escaliers « volée 01 RDC ».....	56
Figure III-12 Schémas statique poutre palière.....	57
Figure III-13 Section creuse équivalente .....	57
Figure III-14 la section creuse équivalente .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III-15 Schéma de ferrailage poutre palière.....	60

## Etude d'un bloc administratif

---

Figure -1 schéma statique escaliers balancé.....	60
Figure-2 Schéma de ferrailage escalier balancé « volées 01/02 » .....	62
Figure-3 Schéma de ferrailage escaliers balancé « palier de repos ».....	62
Figure .-4 Schémas statique poutre brisée .....	63
Figure-6 Schéma de ferrailage poutre brisée.....	65
Figure III-18 Schéma statique « poutre de chainage ».....	65
Figure III-19 Schéma de ferrailage « poutre de chainage ».....	67
Figure III-20 Schéma statique acrotère .....	67
Figure III-21 Schéma de ferrailage acrotère .....	70
Figure IV-1 Vue en 3-D de la structure.....	75
Figure IV-2 Schéma de disposition des voiles .....	76
Figure IV-3 Déformation suivant le mode 01 « translation suivant XX ».....	77
Figure IV-4 Déformation suivant le mode 02 « translation suivant YY ».....	78
Figure IV-5 Déformation suivant le mode 03 »rotation autour de l'axe ZZ ».....	79
Figure V-2 Schéma de ferrailage « voile Vx2 RDC ».....	100
Figure VI-1 Semelle isolée .....	103
Figure VI-2 Schéma de disposition des semelles filantes.....	104
Figure VI-3 La semelle filante la plus sollicitée .....	105
Figure VI-4 Semelle filante « la vue en coupe ».....	106
Figure VI-5 Schéma statique de la poutre de rigidité.....	108
Figure VI-6 Schéma de ferrailage de la semelle filante SF1.....	110
Figure VI-7 Schéma de ferrailage des longrines .....	112
Figure VI-8 voile périphérique « panneau le plus sollicité » .....	112
Figure VI-9 schéma de répartitions des contraintes sur le voile périphérique .....	113
Figure VI-11 Schéma de ferrailage « voile périphérique la vue en plan » .....	115

# Liste des tableaux

Tableau II-1 Caractéristiques des escaliers .....	31
Tableau II-2 Estimation du poids de la coupole .....	32
Tableau II-3d Dimensions des différents types des poutres .....	33
Tableau II-4 Epaisseurs des voiles .....	34
Tableau II-6 Evaluation de charge murs intérieurs .....	35
Tableau II-7 Evaluation de charge plancher CC étage courant.....	35
Tableau II-5 Evaluation de charge murs extérieurs .....	35
Tableau II-8 Evaluation de charge plancher CC terrasse inaccessible .....	36
Tableau II-9 Evaluation de charge dalle pleine D1.....	36
Tableau II-10 Evaluation de charge dalle pleine D2.....	36
Tableau II-11 Evaluation de charge escaliers directe RDC « volée1 ».....	37
Tableau II-12 Evaluation de charge escaliers « palier de repos ».....	37
Tableau II-13 Evaluation de charge acrotère .....	37
Tableau II-14 La descente de charge du poteau le plus sollicité G8.....	39
Tableau II-15 Vérification du critère de résistance du poteau G8.....	40
Tableau II-16 Vérification de la stabilité de forme du poteau G8 .....	40
Tableau III-1 type des poutrelles au niveau de différents planchers.....	44
Tableau III-2 diagramme des moment au niveau des poutrelles à l'ELU et l'ELS .....	47
Tableau III-3 les efforts tranchants eu niveau des poutrelles .....	47
Tableau III-4 les sollicitations max au niveau des poutrelles.....	47
Tableau III-5 calcul de ferrailage « poutrelle » .....	48
Tableau III-6 vérification des contraintes « poutrelles ».....	49
Tableau III-7 Evaluation de la flèche « poutrelles ».....	50
Tableau III-8 schémas statiques des dalles pleines .....	51
Tableau III-9 calcul de ferrailage des armatures principales « dalles pleines ».....	52
Tableau III-10 vérification du cisaillement « dalles pleines ».....	52
Tableau III-11 vérification des contraintes « dalles pleines ».....	52
Tableau III-12 Schémas statiques « escalier RDC ».....	54
Tableau III-13 Les sollicitations max escaliers RDC.....	54
Tableau III-14 Ferrailage escaliers RDC.....	54
Tableau III-15 Armature de répartition escalier RDC.....	55
Tableau III-16 calculs des espacements des barres « escalier RDC ».....	55
Tableau III-17 vérification cisaillement escalier RDC.....	55
Tableau III-18 Vérification des contraintes escaliers RDC .....	55
Tableau III-19 les sollicitation à la flexion simple « poutre palière ».....	57
Tableau III-20 Ferrailage à la flexion simple « poutre palière » .....	57
Tableau III-21 Ferrailage totale de la poutre palière .....	58
Tableau III-22 Ferrailage transversale totale « poutre palière ».....	58
Tableau III-23 Vérification du cisaillement « poutre palière » .....	59
Tableau III-24 Vérification du cisaillement après redimensionnement « poutre palière ».....	59
Tableau III-25 Vérification des contraintes « poutre palière ».....	59
Tableau -1 calcul de ferrailage escalier balancé .....	60

## Etude d'un bloc administratif

Tableau -2 vérification de l'effort tranchant « escaliers balancés ».....	61
Tableau -3 vérification des contraintes « escaliers balancée ».....	61
Tableau -4 les sollicitation à la flexion simple « poutre brisée ».....	63
Tableau -5 Ferrailage à la flexion simple « poutre brisée ».....	63
Tableau-6 Ferrailage totale de la poutre brisée .....	63
Tableau-7 Ferrailage transversale totale « poutre brisée ».....	64
Tableau-8 Vérification du cisaillement « poutre brisée ».....	64
Tableau-9 Vérification des contraintes « poutre brisée ».....	64
Tableau III-33 calcule de ferrailage « poutre de chainage ».....	66
Tableau III-34 vérification des contraintes « poutre de chainage ».....	66
Tableau III-35 Sollicitation « acrotère ».....	68
Tableau III-36 combinaison d'action « acrotère ».....	68
Tableau III-37 Vérification des contraintes « acrotère.....	70
Tableau IV-1 Facteur de qualité Q.....	74
Tableau IV-2 Participation de la masse modale .....	76
Tableau IV-3 Vérification des interactions verticales voiles-portique .....	80
Tableau IV-4 Vérification des interactions horizontales voiles-portique .....	80
Tableau IV-5 Vérification des déplacements relatifs inter-étages « sens xx ».....	81
Tableau IV-6 Vérification des déplacements relatifs inter-étages « sens yy ».....	81
Tableau IV-7 Vérification des effets (P- $\Delta$ ) « sens xx) .....	82
Tableau IV-8 Vérification des effets (P- $\Delta$ ) « sens yy) .....	82
Tableau IV-9 Vérification de l'effort normal réduit .....	82
Tableau V-1 Le ferrailage longitudinal minimal dans les poteaux.....	85
Tableau V-2 Les sollicitations dans les différents poteaux.....	86
Tableau V-3 Ferrailage à la flexion simple « combinaison 1 ».....	87
Tableau V-4 Ferrailage à la flexion simple « combinaison 2 ».....	87
Tableau V-5 Ferrailage à la flexion simple « combinaison 3 ».....	87
Tableau V-6 Ferrailage opté pour chaque section des poteaux.....	88
Tableau V-7 Vérification de flambement dans les poteaux.....	89
Tableau V-8 Vérification des contraintes « les poteaux ».....	89
Tableau V-9 Vérification de cisaillement « les poteaux ».....	89
Tableau V-10 Schémas de ferrailage des différentes sections des poteaux .....	90
Tableau V-11 Les sollicitations max « poutres ».....	91
Tableau V-12 Ferrailage longitudinal minimal dans les poutres.....	91
Tableau V-13 Ferrailage d'un exemple des poutres « poutre principale ».....	92
Tableau V-14 Ferrailage longitudinal des différents types des poutres .....	92
Tableau V-15 Ferrailage transversales « poutres ».....	92
Tableau V-16 Vérification de cisaillement « poutres ».....	92
Tableau V-17 Vérification des armatures longitudinales « poutres ».....	93
Tableau V-18 Vérification des contraintes « poutres ».....	93
Tableau V-19 Conditions de non vérification de la flèche « poutres ».....	93
Tableau V-20 Schéma de ferrailage « poutres RDC ».....	94
Tableau V-21 Moments résistants « poteaux ».....	94
Tableau V-22 Vérification de la zone nodale.....	95
Tableau V-23 Les sollicitations max dans le voile Vx2.....	95

## Etude d'un bloc administratif

---

Tableau V-24 Ferrailage à la flexion simple « combinaison 1 » .....	96
Tableau V-25 Ferrailage minimal voile Vx2 « combinaison 1 ».....	96
Tableau V-26 Ferrailage minimal voile Vx2 « combinaison 2 ».....	96
Tableau V-27 Ferrailage minimal voile Vx2 « combinaison 1 ».....	97
Tableau V-28 Sollicitations et ferrailage du voile Vx2 dans tous les niveaux.....	97
Tableau V-29 Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux.....	98
Tableau V-30 Sollicitations et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux.....	98
Tableau V-31 Sollicitations et ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux.....	99
Tableau V-32 Sollicitations et ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux.....	99
Tableau V-33 Sollicitations et ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux.....	99
Tableau V-34 Sollicitations et ferrailage du voile Vy3 dans tous les niveaux.....	100
Tableau V-35 Sollicitations et ferrailage du voile Vy4 dans tous les niveaux.....	100
Tableau VI-1 Dimensions des différents types des semelles filantes.....	105
Tableau VI-2 Ferrailage transversale des différents types des semelles filantes .....	107
Tableau VI-3 Ferrailage de la poutre de rigidité.....	108
Tableau VI-4 Ferrailage de la poutre de rigidité .....	108
Tableau VI-5 Calcul de la poutre de rigidité à l'ELU <sub>accidentelle</sub> .....	109
Tableau VI-6 Ferrailage de la poutre de rigidité à l'ELU <sub>accidentelle</sub> .....	109
Tableau VI-7 Ferrailage des différents types des semelles filantes .....	110
Tableau VI-8 Sollicitation à l'ELU « voile périphérique ».....	113
Tableau VI-9 Ferrailage du voile périphérique .....	114
Tableau VI-10 Vérification de cisaillement « voile périphérique ».....	114
Tableau VI-11 Sollicitation à l'ELS « voile périphérique » .....	114
Tableau VI-12 Vérification des contraintes « voile périphérique ».....	114
Tableau VI-13 Recalcul à l'ELS « voile périphérique ».....	115

# Symboles et notations

BAEL	Béton armé aux états limites
RPA	Règlement parasismique algérien
CBA	Code du béton armé
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanente
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compression
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours
$f_{tj}$	Résistance caractéristique du béton à la traction
$\varepsilon_{bc}$	Déformation du béton
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité du béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité de l'acier
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$E_{ij}$	Module de déformation longitudinale instantané
$E_{vj}$	Module de déformation longitudinale différé
$f_e$	Limite d'élasticité
$\sigma_s$	Contrainte de l'acier
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible de l'acier
$q_u$	Chargement ultime
$q_s$	Chargement de service
$M_0$	Moment isostatique
$M_t$	Moment de flexion en travée

## Etude d'un bloc administratif

---

$M_a$	Moment de flexion en appui
N	Effort normal
T	Effort tranchant
H	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
$h_0$	Hauteur de la table de compression
$h_e$	Hauteur libre des étages
$h_t$	Hauteur totale du plancher
$\tau_u$	Contrainte tangentielle de calcul
$\bar{\tau}_u$	Contrainte tangentielle limite
$L_x$	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
$L_y$	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
$I_0$	Moment d'inertie de la section homogène
$I_f$	Moment d'inertie fictif
$\Delta f$	Flèche totale
f	Flèche due à une charge considérée
$l'$	Longueur fictive
$l'_g; l'_d$	Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement
$P_g; P_d$	Charges uniformes à gauche et à droite respectivement
$A_t$	Section d'armature transversale
$A_l$	Section d'armatures longitudinales
$A_r$	Section d'armatures de répartition
$S_t$	Espacement des armatures
R	Coefficient de comportement global
$T_1; T_2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
$C_T$	Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

## Etude d'un bloc administratif

---

D	Facteur d'amplification dynamique moyen
Q	Facteur de qualité
A	Coefficient d'accélération de la zone
W	Poids total de la structure
$W_i$	Poids sismique au niveau « i »
$\beta$	Coefficient de pondération
V	Force sismique totale

## *Introduction générale*

Le besoin de construire des bâtiments en Algérie augmente de plus en plus à cause de l'augmentation du nombre de la population. La condensation de la population dans les zones du nord, surtout dans les villes proches des littorales, comme ALGER et le manque du foncier pour la construction conduit le concepteur à projeter des bâtiments à hauteur considérables et dans des sites parfois de caractéristiques médiocres, pour répondre au besoin. Vu que le nord Algérien est susceptible de subir des séismes majeurs.

Une bonne étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études aux plans de la conception et du calcul, aussi sur la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la qualité des matériaux, la qualité des travaux d'exécution, la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction, conformément aux exigences réglementaires requises

Dans ce présent travail on présente l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage administratif. Le bâtiment en question est constitué d'un sous-sol qui sera utilisé pour archives et manuscrites le Rez-de-chaussée et les étages sont destinés pour contenir des bureaux. Le bâtiment sera réalisé à Alger « Caroubier ». Selon règlement parasismique Algérien la région d'Alger est classée comme zone III. Le bâtiment est à usage multiple de bureau selon le même règlement est classée dans le groupe d'usage 02. La structure étudiée sera réalisée par une ossature en béton armé, cette ossature sera constituée par des portiques poteaux-poutres et voiles en béton armé, et des planchers qui constituent les diaphragmes.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en R+6 avec un sous-sol. Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamons l'étude dynamique dans le quatrième chapitre à la recherche d'un bon comportement de la structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le 5<sup>ème</sup> chapitre et enfin le calcul de l'infrastructure sera fait dans le dernier chapitre.

**Chapitre I**  
**Généralités**

## I Généralités

### I.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structurants, la géométrie et les propriétés des matériaux.

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements (BAEL91, CBA 93, DTR, RPA99modifié en2003) et des méthodes connues (méthode simplifiée, RDM) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier).

### I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le travail consiste à étudier un bâtiment à usage administratif classé dans le groupe d'usage 02 selon le RPA 99 modifié 2003. Le bâtiment en question est implanté à Alger exactement dans la région de nord –est au lieu dit « Kherrouba ; Caroubier » qui est une zone urbanisée. Selon les règles parasismiques Algérienne RPA99 modifié 2003 la région est classée comme zone de sismicité élevée (zone III). Le terrain va contenir un Bloc administratif qui appartient à la direction des affaires religieuses de la wilaya d'Alger. La structure est composée d'un sous-sol, d'un Rez-de-chaussée (RDC) et six (6) niveaux dont la destination de chaque étage est décrite sur les plans architecturaux.

#### I.2.1 Caractéristiques géométriques :

L'architecture constituée d'un seul bloc de forme irrégulière hexagonale dont les caractéristiques géométriques sont :

- En plan :

- ❖ Largeur totale : 29,60 m
- ❖ Longueur totale : 29,60 m

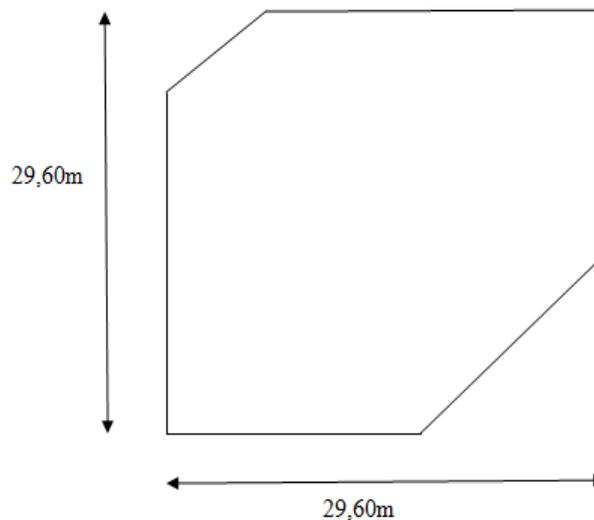


Figure I-1 Vue en plan du bâtiment

## Etude d'un bloc administratif

- En élévation :
  - ❖ Hauteur du RDC : 7,14 m
  - ❖ Hauteur du sous-sol et des étages : 4,76 m
  - ❖ Hauteur de la coupole : 3,21 m
  - ❖ Hauteur totale : 38,91 m

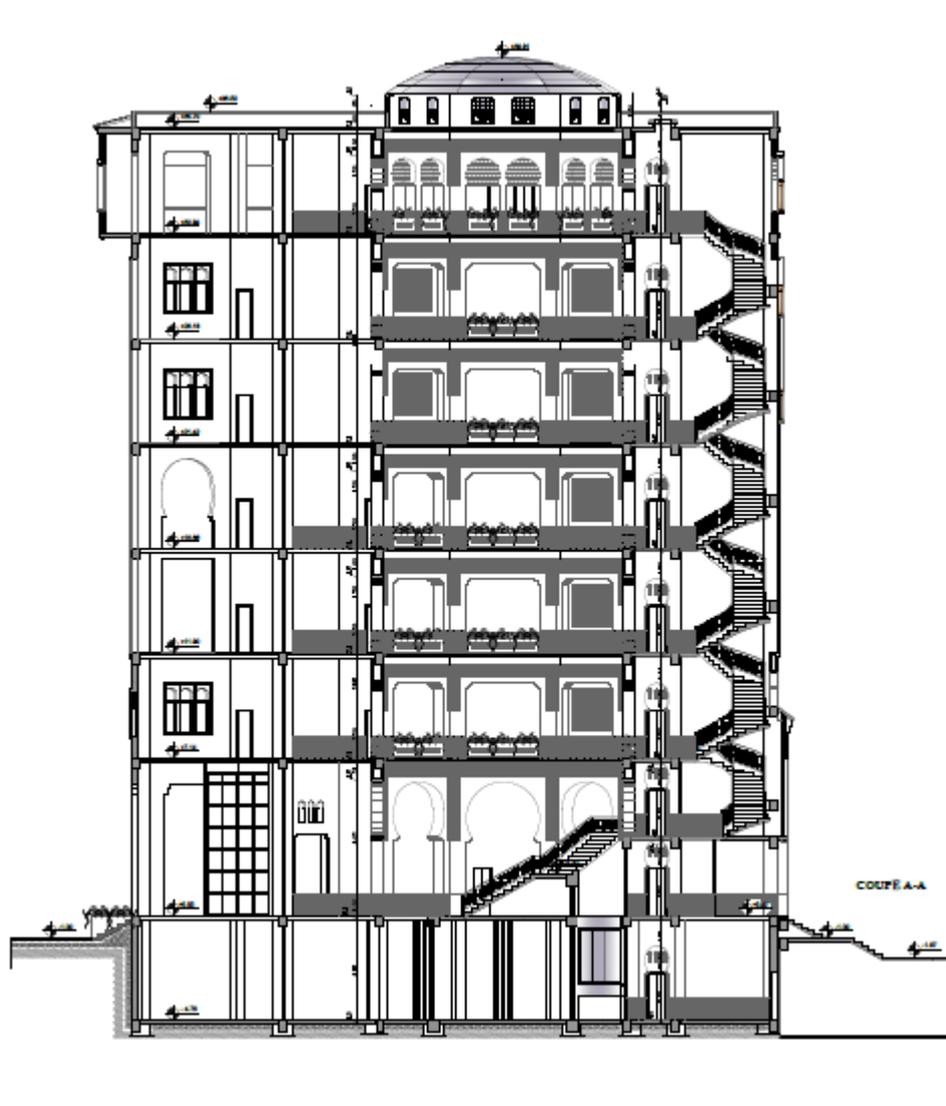


Figure I-2 Vue en coupe du bâtiment

### I.2.2 Caractéristiques géotechniques :

D'après les résultats mentionnés dans le rapport géotechnique du site, le sol est constitué par des argiles sableuses rougeâtres surmontant des sables moyens à grossiers grisâtres à passages de blocs gréseux beige avec une agressivité nulle vis-à-vis du béton ; les argiles sableuses sont denses, moyennement compressibles et non gonflantes. Ce site est classé comme « site meuble S3 ».

D'après le rapport du sol relatif au terrain ; la conception de fondation :

- Fondations superficielles.

- Un taux de travail admissible 2 bar.
- Un ancrage à 2 m à partir de la cote.

### **I.3 Conception de la structure :**

#### a) Contreventement :

Le contreventement est assuré par des portiques et des voiles avec justification d'interaction « contreventement mixte ».

#### b) Plancher :

Les différents planchers de chaque niveau sont en corps creux sauf les balcons sont réalisés en dalles pleines.

#### c) Mur :

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison (brique creuse de 10cm, une lame d'air et une brique creuse de 15cm).

Les murs intérieurs sont réalisés en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

#### d) Revêtement :

Un revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.

Un enduit en plâtre pour les façades.

#### e) Ascenseur :

Un transport vertical qui assure le déplacement en hauteur composé d'une cabine ainsi sa machinerie.

#### f) Cage d'escaliers :

Escalier à 2 volées au niveau du RDC.

Escalier balancé au niveau des étages courants.

#### g) Coupole :

Au centre du bloc se trouve une coupole de forme d'un demi-globe avec un diamètre à la base de 11 m. la base se repose sur huit(8) poteaux au niveau 37,3m ;le sommet est à une hauteur de 38,91m ( $h_{\text{coupole}}=1,61\text{m}$ ) ; réalisée en charpente métallique .

### **I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

#### **I.4.1 Béton :**

##### **a. Définition :**

## Etude d'un bloc administratif

Le béton est un matériau composite, essentiellement composé d'un liant « ciment », d'agrégats « gros et fins » et d'eau avec essentiellement des adjuvants.

### Agrégats :

- 1- Agrégats gros « graviers »
- 2- Agrégats fins « sable »

Ces agrégats sont inertes chimiquement « aucune réaction chimique »

### Ciment :

C'est un matériau réactif

« Eau+ciment = pate de ciment qui vas occuper les vides entre les agrégats.»

Après les premières minutes de coulage, on l'appelle « béton frais » ; et après prise, on l'appellera « béton durci ».

### **b. Résistance à la compression :**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ . Pour un dosage courant de  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment CPA325, la caractéristique en compression a 28 jours est estimée à 25 MPA (A.2.1, 13 BAEL 91). Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

- Pour  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

### **c. Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275^3 \sqrt{f_{cj}^2} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases} \quad (\text{A.2.1, 12 BAEL91})$$

### **d. Contraintes ultimes :**

## Etude d'un bloc administratif

On appelle état limite, un état particulier au-delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit. C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments, couples). On distingue : **Etat limite ultime (ELU)**, qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure ; **Etat limite de service (ELS)**, qui concerne les conditions de bon fonctionnement, d'utilisation et de durabilité des ouvrages.

### 1. Etat limite ultime (ELU) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle

Les déformations du béton sont :

$$- \varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$- \varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{Min}(4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{Si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases} \quad (\text{A.4.3, 41 BAEL91})$$

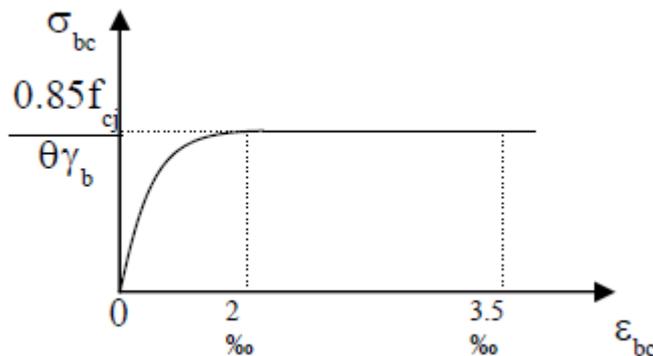


Figure I-3 Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton (ELU)

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression } f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- ✓ 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24h.
- ✓ 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

### 2. Etat limite de service (ELS) :

## Etude d'un bloc administratif

Le comportement du béton est considéré comme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte-déformation à l'ELS sera une droite schématisée comme suit :

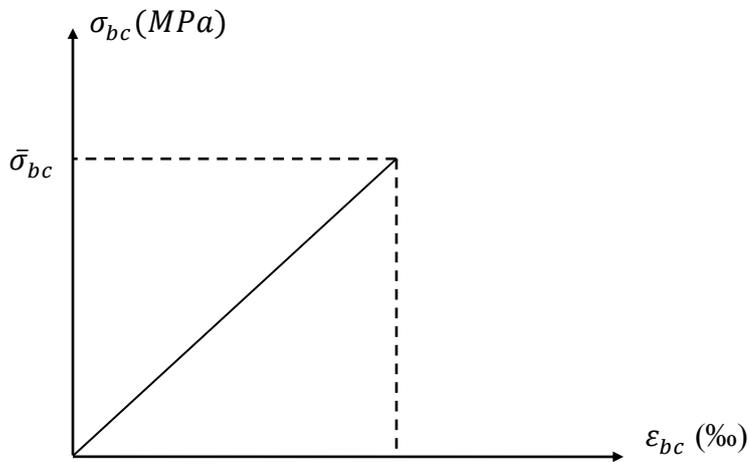


Figure I-4 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

### e. Module déformation longitudinale :

On le définit étant le rapport de la contrainte normale en la déformation engendrée :

#### 1. Module de déformation longitudinale instantané :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1, 21 BAEL 91})$$

#### 2. Module de déformation longitudinale différé :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.22 BAEL 91})$$

### f. Coefficient de poisson (A.2, 13 BAEL 91) :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0$  : l'état limite ultime.
- $\nu = 0,2$  : l'état limite de service.

## I.4.2 Acier :

### a. Définition :

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage. Son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Le critère essentiel qui caractérise les aciers c'est leur limite d'élasticité «  $F_e$  ». On distingue deux types d'aciers :

- a) Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- b) Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

### b. Contrainte limite :

#### b.1 Etat limite ultime :

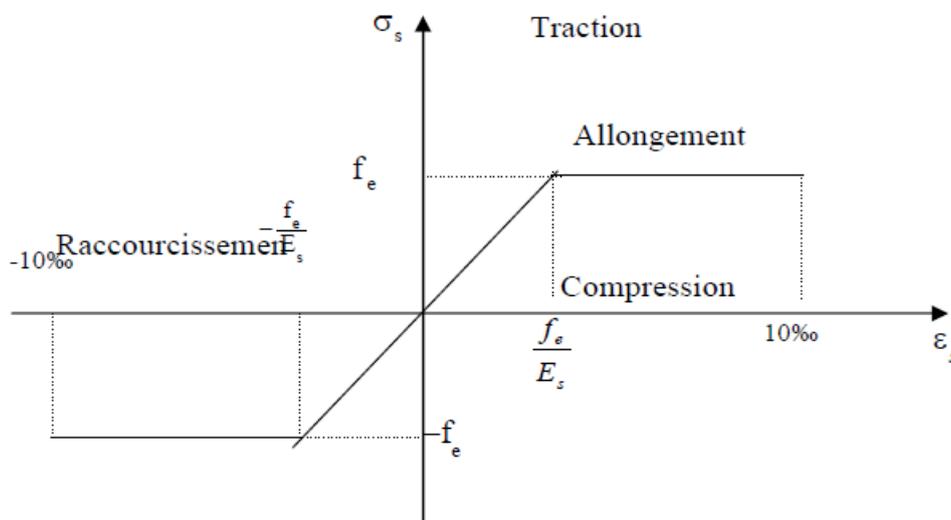


Figure I-5 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité ayant comme valeurs :

- ✓  $\gamma_s = 1$  : Cas de situation accidentelle
- ✓  $\gamma_s = 1,5$  : Cas de situation durable

#### b.2 Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible: Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer. (A 4.5, 32 BAEL91)
- Fissuration préjudiciable:
  - $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$  MPa. (A 4.5, 33 BAEL91)
- Fissuration très préjudiciable:

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ MPa.} \quad (\text{A 4.5, 34 BAEL91})$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1,0$  : Pour les ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1,6$  : Pour les armatures à haute adhérence.

## I.5 Combinaisons d'actions et hypothèses de calcul :

### I.5.1 Combinaisons d'actions :

Les actions et les forces dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées.

Le calcul des ouvrages en béton armé est mené en considérant deux états limites :

- Les états limites ultimes qui sont associés à un effondrement de la structure.
- Les états limites de service qui sont associés à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude aux services spécifiés pour une structure ne sont plus satisfaites.

#### A. Etat limite ultime (ELU) :

Dans le cadre de la situation durable et accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer (RPA 99 V 2003 art 5.5.2) :

- Situation durable :  $1,35G + 1,5Q$
- Situation accidentelle :  $G+Q+E$   
 $G+Q+1,2E$   
 $0,8G \pm Q$

Avec « E » action de séisme.

#### B. Etat limite de service : Ouverture des services.

Déformation des éléments porteurs.

Compression dans le béton.

- La combinaison :  $G+Q$

### I.5.2 Hypothèse de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements suivant :

- ❖ BAEL 99 : Béton armé aux états limites.
- ❖ CBA 93 : Code du béton armé.
- ❖ RPA 99 V 2003 : Règlement parasismique algérien.

#### A. Etats limite ultime : A.4.3.2 CBA 93

Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et les armatures.

## Etude d'un bloc administratif

La résistance à la traction du béton est négligée.

L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰, le raccourcissement du béton est limité à 3,5‰ dans le cas de la flexion simple et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

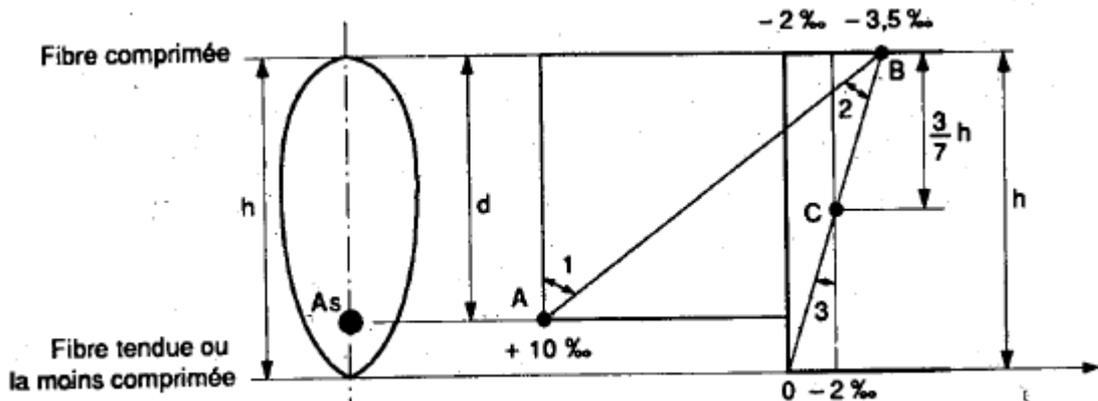


Figure I-6 Le diagramme des déformations limite de la section

### B. Etat limite de service : A.4.5, 1 CBA 93

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport « n » coefficient d'équivalence a pour valeur 15.
- Conservation des sections planes après déformations, et il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé.
- Pas de réduction dans les calculs, les aires des aciers et l'air du béton comprimé.

### I.6 Conclusion :

Dans ce 1er chapitre, nous avons présenté la préinscription du projet avec toutes ses caractéristiques, ainsi que les codes et règlement en vigueur. Le Chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments de notre ouvrage.

**Chapitre II**  
**Pré dimensionnement des**  
**éléments**

## II Pré dimensionnement des éléments et évaluation de charge

### II.1 Pré dimensionnement des éléments

le pré dimensionnement des éléments consiste à fixer les dimensions de différents éléments qui composent la structure tout en respectant la réglementation en vigueur [RPA99V2003 ; BAEL91 ; CBA91 ; DTR]

#### II.1.1 Eléments secondaires

##### II.1.1.1 Plancher

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux d'une construction. Ils sont destinés à reprendre les charges et les transmettre aux éléments porteurs ; ils sont des éléments de contreventement horizontal. Ils jouent aussi un rôle d'isolants thermique et acoustique entre les différents étages d'un bâtiment.

a. **Plancher à corps creux** : ce type de plancher est composé de trois éléments principaux (corps creux, poutrelle, dalle de compression)

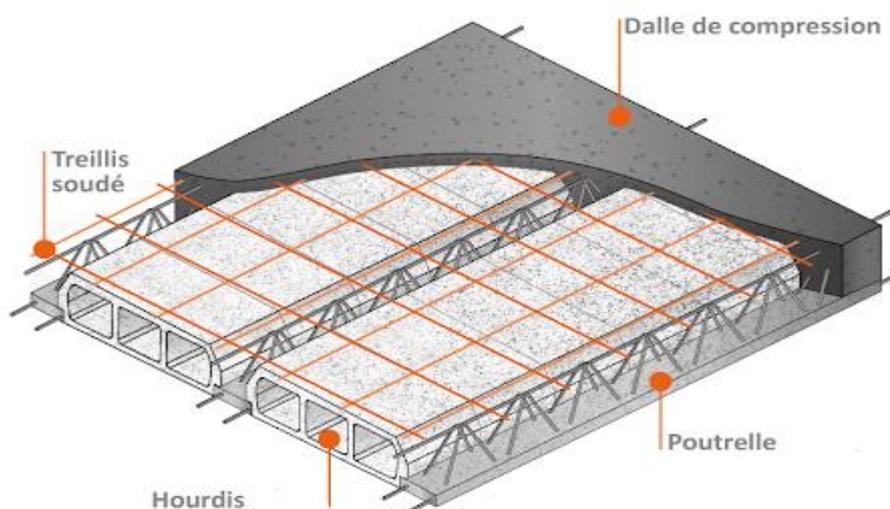


Figure II-1 Plancher à corps creux

Il est nécessaire de choisir un sens de disposition des poutrelles selon le critère de continuité ainsi que la petite portée afin de pré dimensionner le plancher. Pour le présent cas, et selon le critère de la petite portée ; la disposition optimale est celle qui se suit :

# Etude d'un bloc administratif

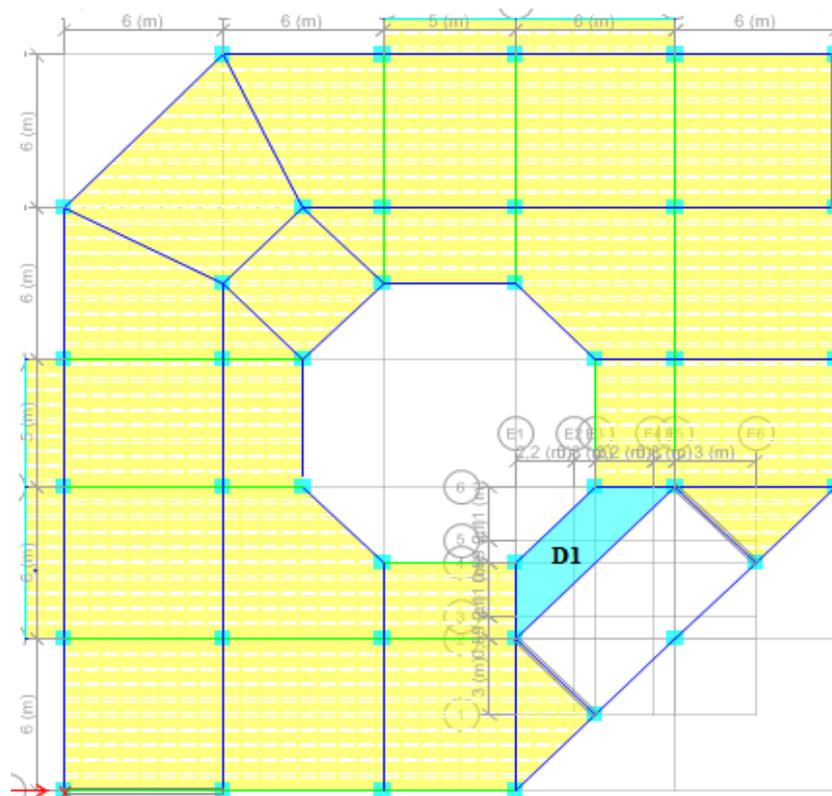


Figure II-2 Schéma de disposition des poutrelles «

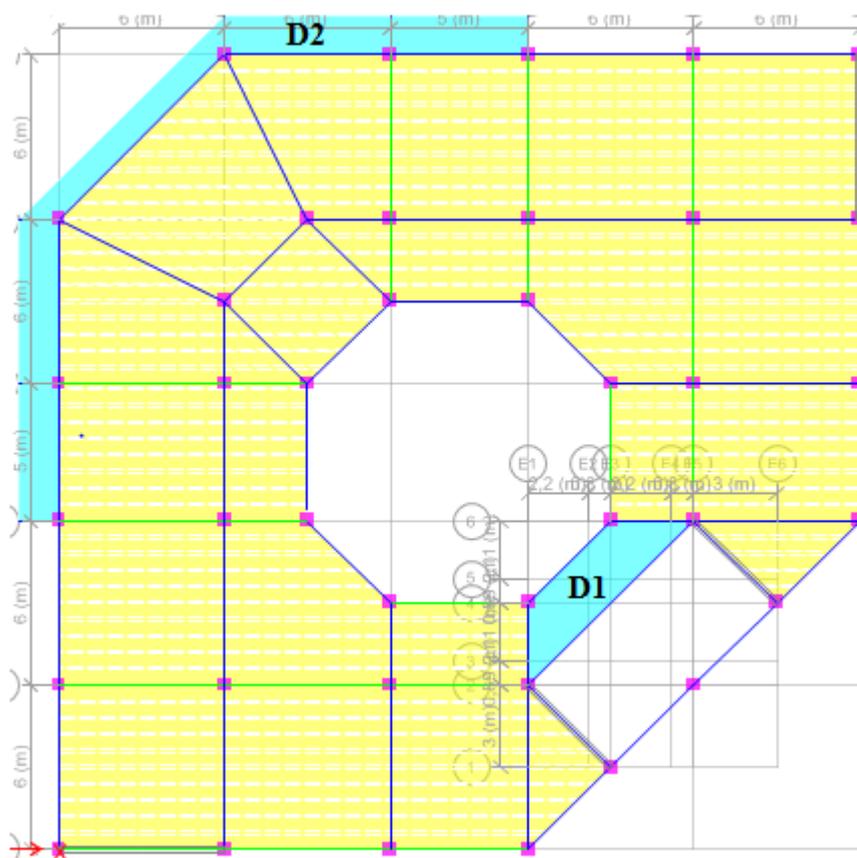


Figure II-3 Disposition des poutrelles « étages 06 »

## Etude d'un bloc administratif

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule suivante selon le **B.A.E.L.91** :  $ht \geq \frac{L}{22.5}$  avec  $L$  : portée maximale entre nus d'appuis suivant le sens de disposition des poutrelles d'où

$$L = 6,54 - 0,45 = 6,09m$$

$$ht \geq 27,06m$$

Le plancher est un (25+5)  $ht = 30cm$  (DTR BC2-2 C.3)

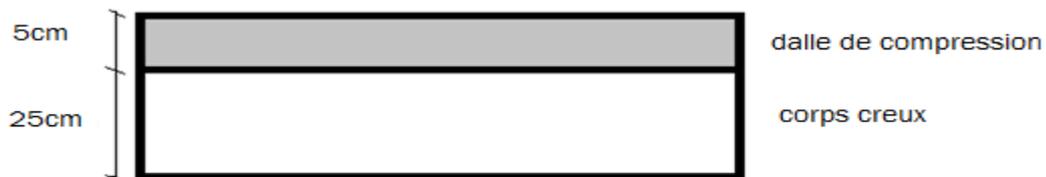


Figure II-4 Dimensions du plancher à corps creux

La section transversale des poutrelles est assimilée à une section en T avec les caractéristiques suivantes :

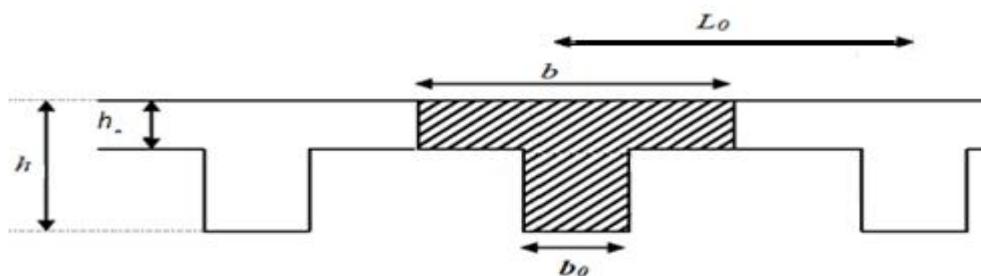


Figure II-5 Section transversale des poutrelles

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression :  $h_0=5cm$

$h$  : hauteur totale  $h=30cm$

$b_0$  : la largeur de la nervure qui varie de 8 à 12 cm  $b_0=10cm$

$b$  : largeur efficace de la dalle qui forme avec la nervure d'un seul élément :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \text{ Avec } L_x : \text{ la distance entre nus des poutrelles}$$

$$L_x = L - b_0 = 65 - 10 = 55$$

$L_y$  : portée max entre nus des poutrelles  $L_y=594cm$

$$\text{D'où } b \leq 55 + 10 = 65 \quad b=60cm$$

## Etude d'un bloc administratif

- b. Plancher dalle pleine :** ce sont des plaques qui peuvent reposer avec ou sans continuité sur deux ou trois ou quatre appuis constitués par des poutres.

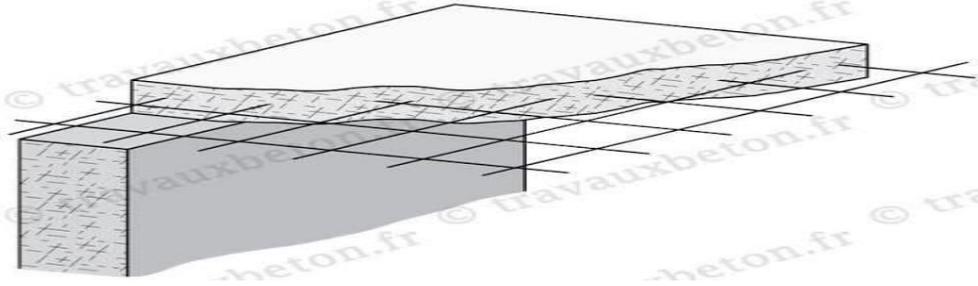


Figure II-6 Plancher dalle pleine

Le dimensionnement de ce type de plancher consiste à déterminer son épaisseur « e » qui doit vérifier les critères suivants dictés par le **C.B.A.93** :

- **L'isolation phonique** :  $e \geq 14\text{cm}$
- **La résistance en feu** : pour 1h de coupe feu  $e \geq 7\text{cm}$   
2h de coupe feu  $e \geq 11\text{cm}$
- **La résistance à la flexion** :  $e \geq \frac{lx}{20}$  Dalle sur un seul appui

$$\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30} \quad \text{Dalle sur 2 appuis}$$

$$\frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40} \quad \text{Dalle sur 3 ou 4 appuis}$$

Pour le cas étudié les dalles sont des planchers à 4 appuis D1 et D2 :

- **Type D1 :**

$$\frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40} \rightarrow 5.33 \leq e \leq 6$$

L'épaisseur à prendre :  $e \geq$

$\max(11\text{cm} ; 14\text{cm} ; 6\text{cm})$

D'où  $e = 15\text{cm}$

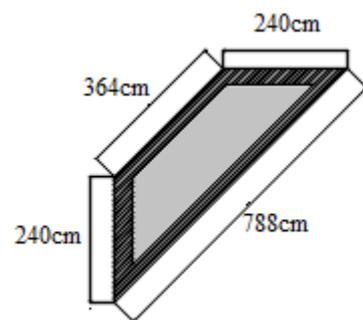


Figure II-7 Dalle pleines sur 4 « escalier »

- **Type D2 :**

$$\frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40} \rightarrow 3.22 \leq e \leq 3.63$$

L'épaisseur à prendre :  $e \geq$

$\max(11\text{cm} ; 3.6\text{cm})$

D'où  $e = 12\text{cm}$

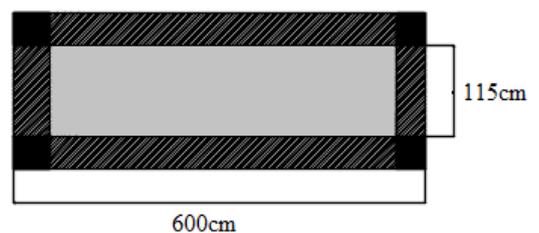


Figure II-8 Dalle pleine sur 4 appuis « balcon »

- **Type D3** (dalle pleine ascenseur)

$$\frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40} \rightarrow 2.22 \leq e \leq 2.5$$

L'épaisseur à prendre :

$$e \geq \max(11\text{cm} ; 2.5\text{cm})$$

D'où  $e=12\text{cm}$

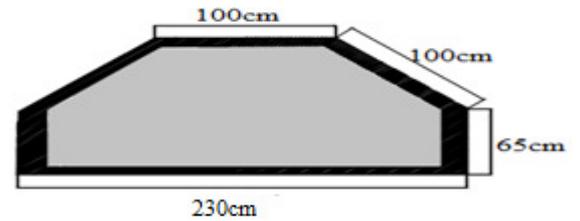


Figure II-9 Dalle pleine « ascenseur »

### II.1.1.2 Acrotère

Acrotère est constitué par un muret situé en bordure de la toiture. Les dimensions optés sont :

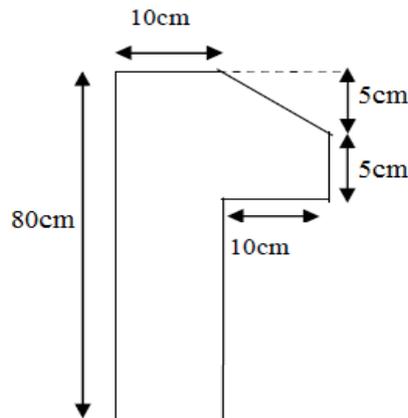


Figure II-10 Vue en coupe de l'acrotère

### II.1.1.3 Escaliers

Les escaliers sont des Eléments d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.ils peuvent être réalisés indifféremment en bois, en béton ou en métal.

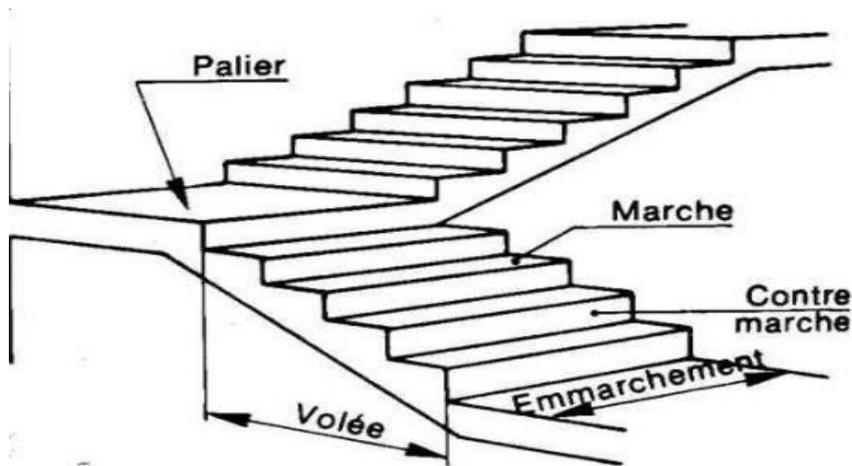


Figure II-11 La terminologie d'un escalier

« g » giron : largeur de la marche

« h » contremarche : hauteur de la marche

« l » emmarchement : longueur de la marche

« e » épaisseur de la paillasse : dalle horizontale inclinée sous les marches

**Volée** : succession de marches

**Palier** : dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée

➤ **Détermination de « h » et « g »**

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \text{ Avec } h = \frac{H}{n} \dots^1 \quad (n : \text{nombre de contre marche ; } H : \text{hauteur d'étage})$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \text{ Avec } g = \frac{L_0}{n-1} \dots^2 \quad L_0 : \text{Largeur utile (projection horizontale de la}$$

longueur totale de la volée)

En appliquant la loi de BLANDEL :  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$ . En prenant  $2h + g = 64 \text{ cm}$  ;

et remplaçant le h et le g par <sup>1</sup> et <sup>2</sup> en ordre ??? on obtient l'équation suivante :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \dots^*$$

Le bloc étudié a deux (3) types des escaliers qui sont :

- Escaliers à deux volée au niveau de RDC

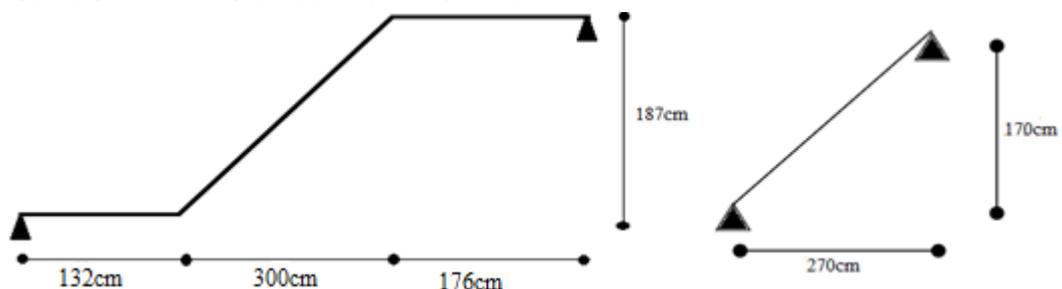


Figure II-12 Escaliers à deux volée RDC

- Escalier balancé au niveau des étages courants : Un **escalier balancé** est un dont les marches au niveau du quartier tournant (les marches commencent à tourner au niveau des volées droites) ont une largeur variable. Pour ce bloc est un escalier balancé en tête et pied

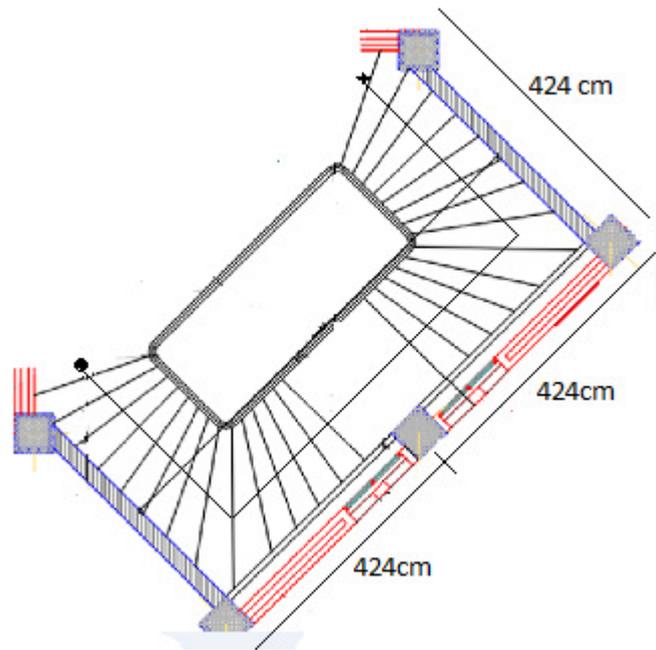


Figure II-13 Escaliers balancé étage courant

- Escalier d'entrée

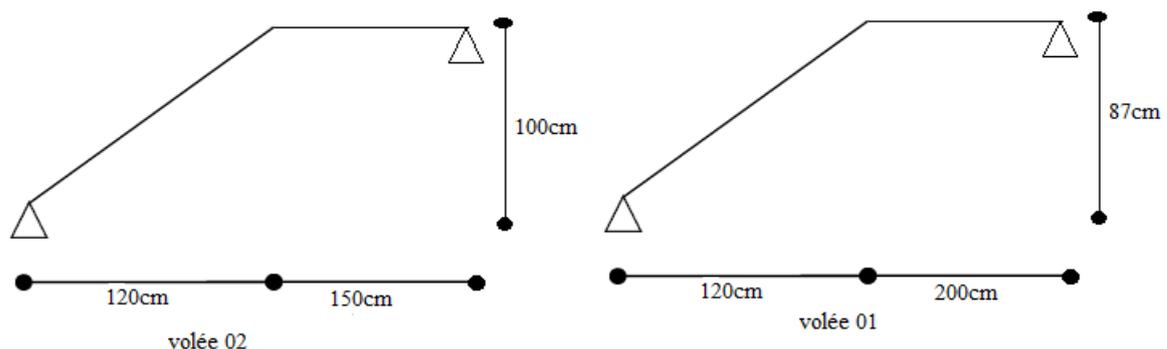


Figure II-14 Escalier d'entrée

Epaisseur de la paillasse : l'épaisseur  $e$  est déterminée ainsi  $L/30 \leq e \leq L/20$  ;  $L$  : longueur d'escalier entre nus d'appuis avec  $L = Lv + Lp$   $\left[ \begin{array}{l} Lp: \text{longueur du plier} \\ Lv: \text{longueur de la volée} \end{array} \right. \quad Lv = \sqrt{L_o^2 + H^2}$

➤ **Escaliers balancés :**

**Régression des giron pour les marches balancées**

**Méthode de HERSE :** C'est la méthode la plus utilisée. Elle fonctionne dans tous les cas de figure : quart ou demi tournant avec ou sans jour à l'intérieur de l'escalier.

➤ **Condition d'utilisation :**

Sépare le deux quart tournant par une ligne à 90° chaque moitié du 2 quart tournant sera balance sur la volée correspondant (voir figure ci-dessous

## Etude d'un bloc administratif

- Tracer une ligne AB égale à la ligne de collet
- Tracer une ligne horizontale AC égale à la ligne de foulée à balance
- Reporter sur cette ligne les giron des marches a balancé 1 2 3 4 5 6 7 8
- Tracer une diagonale entre les points B et C
- Reporter la ligne de collet AB sur la diagonale en AD
- Tracer une ligne à partir du point B vers les points 1 2 3 4 5 6 7 8
- Relever les valeurs de chaque collet sur la ligne AD

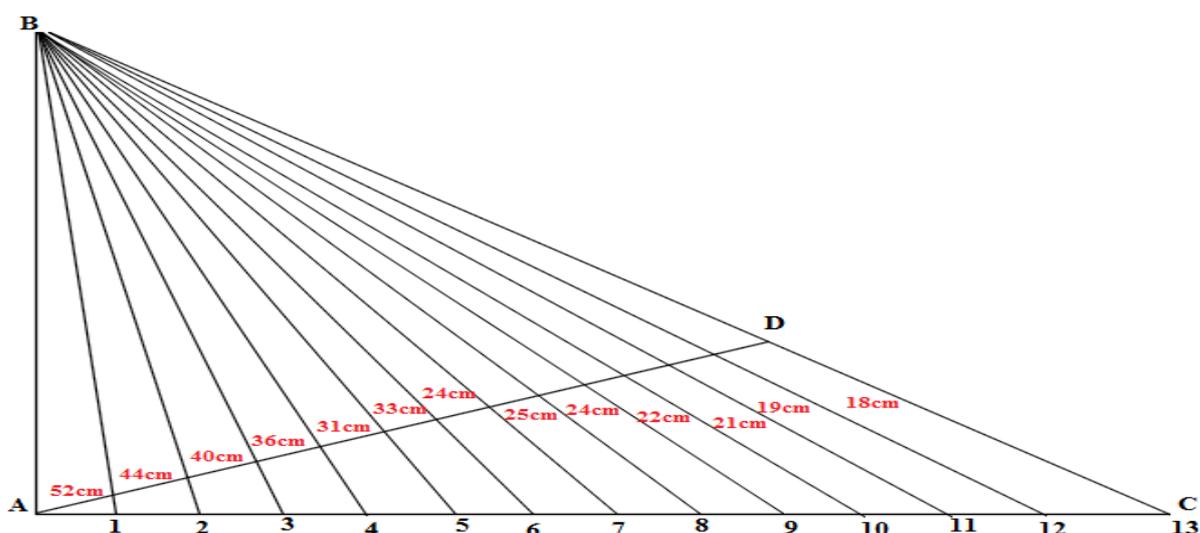


Figure II-15 Régression des giron pour les marches balancées

		Nombre de marches	h(cm)	g(cm)	Epaisseur de la paillasse (cm)	Angle d'inclinaison
<b>Escaliers balancé</b>		9	17	Varie de 18cm à 52cm	18	32,61°
<b>Escaliers RDC</b>	<b>Volé1</b>	11	17	30	18	31,93°
	<b>Volée 2</b>	10	17	30	18	32,19°
<b>Escalier d'entrée</b>	<b>Volée 01</b>	5	17	30	15	35,94°
	<b>Volée 02</b>	5	17	30	15	33,69

Tableau II-1 Caractéristiques des escaliers

### *II.1.1.4 La coupole*

- **Estimation du poids**
- Evaluation des charges :
  - Charges permanentes

## Etude d'un bloc administratif

Couverture en verre : 25KN/m<sup>3</sup> avec une épaisseur de 1cm

D'où **G=0,25KN/m<sup>2</sup>**

➤ Surcharges d'exploitations

Surcharges de maintenance (ouvriers) : **Q=1KN/m<sup>2</sup>**

- Condition de la flèche : on vérifie que :  $f \leq$

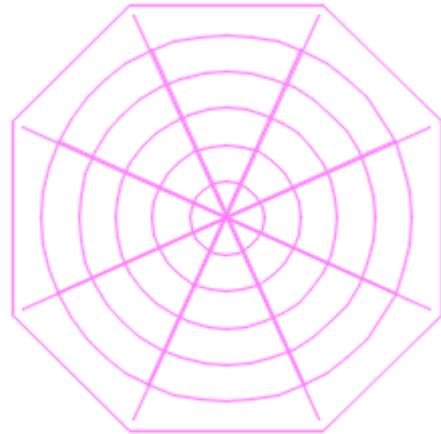


Figure II-16 vue en plan de la coupole

$$f_{ad} = \frac{l}{200} \text{ avec } f = \frac{5}{348} \frac{q_s}{EI} l^4$$

$$q_s = (G + Q)e = (0,25 + 1)4 = 5KN/m ; e : \text{entraxe}$$

$$f \leq f_{ad} \rightarrow Iy \geq \frac{5 \times 200 \times q_s \times l^3}{384 \times E} \text{ d'où : } Iy \geq 317,46 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Donc on prend un IPE140 avec des cercle en IPE80

- Le poids totale :  $P_{verre} + P_{profilé} + P_{cercles}$

$$P_{verre} = S \times e \times \gamma_{verre} ; P_{profilé} = G_{IPE140} \times l \times n ; P_{cercles} = G_{IPE80} \times l' \times n'$$

	S (m <sup>2</sup> )	G (KN)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	l (m)	n	Epaisseur : e (m)	Le poids (KN)
<b>Verre</b>	190,06	/	25	/	/	0,02	95,03
<b>Profilé</b>	/	0,129	/	8,63	8	/	8,9
<b>cercles</b>	/	0,06	/	34,54	5	/	10,36

Tableau II-2 Estimation du poids de la coupole

Le poids total est estimé à 115KN

### II.1.2 Eléments principaux

#### II.1.2.1 Poutre

Elles reçoivent les charges transmises par les planchers et les transmettent aux poteaux ; et elles relient les portiques entre eux . On distingue deux types de poutres : **poutre secondaire et poutre principale.**

les dimensions des poutres doivent respecter les conditions du **RPA99-2003** et du **BAEL91** suivantes :

$$\text{RPA99-2003(art7.5.1)} : b \geq 20cm \quad h \geq 30cm \quad \frac{h}{b} \leq 4$$

$$\text{B.A.E.L.91} : \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} ;$$

## Etude d'un bloc administratif

$L_{max}$  est la largeur de la poutre entre nus d'appuis. Pour le cas étudié le tableau ci-après résume les dimensions des différents types des poutres.

	$L_{max}$ (cm)	$... \leq h \leq ...$	h (cm)	b (cm)	Vérification des Exigence R.P.A
<b>Poutre</b>	$849-60=789$	$52.26 \leq h \leq 78.9$	65cm	30cm	Vérifiées
<b>Poutre secondaire</b>	$600-60=540$	$36 \leq h \leq 54$	45cm	30cm	Vérifiées

Tableau II-3d Dimensions des différents types des poutres

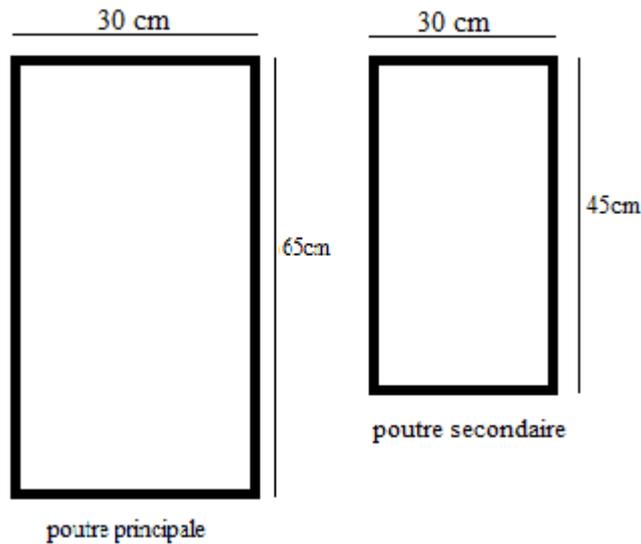


Figure II-17 Dimension des différents types des poutres

### II.1.2.2 Voiles

Sont des murs en béton armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement)

Le **R.P.A.99.V2003**, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition :  $L \geq 4e$  (**art 7.7.1 RPA99-2009**)

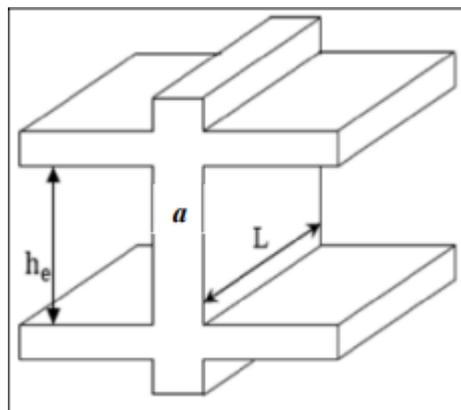


Figure II-18 Coupe de voiles en élévation

## Etude d'un bloc administratif

L : la longueur du voile

e : épaisseur du voile qui dépend de la hauteur libre de l'étage  $h_e$  et de les conditions de rigidité aux extrémités (Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux  $a \geq he/25$  ; Pour les voiles avec un seul about sur un poteau  $a \geq he/22$  ; Pour les voiles à abouts libres  $a \geq he/20$ )

Pour un cas plus défavorable :  $e \geq \frac{he}{25}$

D'où :	$h_e$ (cm)	$e \geq \frac{h_e}{25}$	e (cm)	Longueur $L \geq 4e$ (cm)
<b>RDC</b>	714-45=669	$e \geq 26,76$	30	$L \geq 140$
<b>Étage 1 au 6</b>	476-45=431	$e \geq 17,24$	20	$L \geq 100$

Tableau II-4 Epaisseurs des voiles

### II.1.2.3 Poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux porteurs destinés à reprendre les charges transmises par les poutres et les transmettre aux fondations. les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes ( art 7.4.1) du RPA99-2003

$$\text{Zone III} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 < b_1/h_1 < 1 \end{array} \right.$$

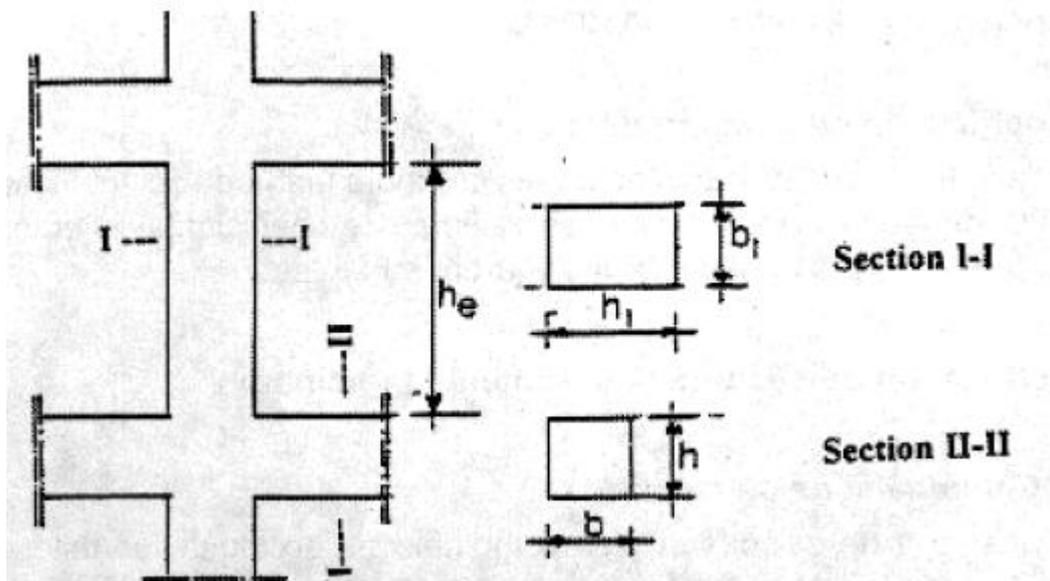


Figure II-19 Coupe en élévation d'un poteau

Pour le pré dimensionnement des poteaux on fixe les valeurs se suivent ci-après, qui vont être soumises aux différentes vérifications après avoir effectué la descente de charge.

Poteaux s.sol + RDC (60×60)cm<sup>2</sup>      Poteaux étage 1 (55×55)cm<sup>2</sup>

Poteaux étage 2 (50×50)cm<sup>2</sup>      Poteaux étage 3 (45×45)cm<sup>2</sup>

## Etude d'un bloc administratif

Poteaux étage 4 (40×40)cm<sup>2</sup>

Poteaux étage 5 (35×35)cm<sup>2</sup>

Poteaux étage 6 (30×30)cm<sup>2</sup>

### II.2 L'évaluation de charge et la descente de charges

Les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q sont évaluées selon le D.T.R.B.C.22.

#### a. Maçonnerie

##### ➤ Murs extérieurs

	Désignation	Epaisseur (m)	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>	Chargement (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique 15cm	0.15	/	1.3
4	Brique 10cm	0.1	/	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G=2.92KN/m <sup>2</sup>				$\Sigma=2.92$

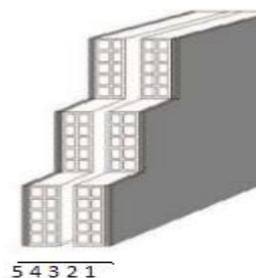


Tableau II-5 Evaluation de charge murs extérieurs

##### ➤ Murs intérieurs

	Désignations	Epaisseur (m)	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>	Chargement (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit n ciment	0.02	18	0.36
2	Brique 10 cm	0.1	/	0.9
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G=1.62 KN/m <sup>2</sup>				$\Sigma= 1.62$

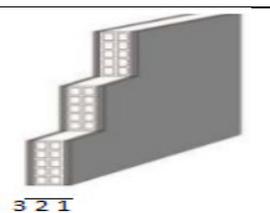


Tableau II-6 Evaluation de charge murs intérieurs

#### b. Plancher à corps creux

##### ➤ Etage courant

	Désignations	Epaisseur (m)	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>	Chargement (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
5	Plancher CC	0.3	/	4
6	Murs intérieurs	0.1	/	1.62
G=6.36KN/m <sup>2</sup> Q=2.5KN/m <sup>2</sup>				$\Sigma=6.36$

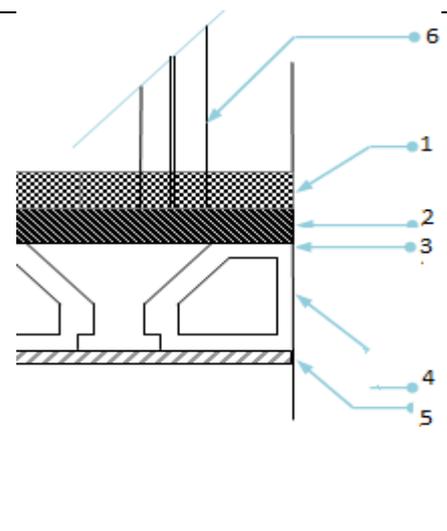


Tableau II-7 Evaluation de charge plancher CC étage courant

##### ➤ Terrasse inaccessible

## Etude d'un bloc administratif

	Désignations	Epaisseur (m)	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>	Chargement KN/m <sup>2</sup>	
1	Protection en gravillon	0.05	20	0.85	
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12	
3	Forme de la pente	0.1	22	2.2	
4	Plancher cc	0.3	/	4	
5	Enduit en ciment	0.02	10	0.2	
G=7.53KN/m <sup>2</sup>				$\Sigma=7.53$	
Q=1KN/m <sup>2</sup>					

Tableau II-8 Evaluation de charge plancher CC terrasse inaccessible

### c. Plancher dalle pleine

#### ➤ Etage courant

	Désignations	Epaisseur (m)	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>	Chargement KN/m <sup>2</sup>	
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4	
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4	
3	Lit de sable	0.02	18	0.36	
4	Plancher D1	0.15	25	3.75	
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
G=5.11KN/m <sup>2</sup>				$\Sigma=5.11$	
Q=2.5KN/m <sup>2</sup>					

Tableau II-9 Evaluation de charge dalle pleine D1

#### ➤ Balcons

	Désignations	Epaisseur (m)	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>	Chargement KN/m <sup>2</sup>	
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4	
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4	
3	Lit de sable	0.02	18	0.36	
4	Plancher D2	0.12	25	3	
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
G=4.36KN/m <sup>2</sup>				$\Sigma=4.36$	
Q=3.5KN/m <sup>2</sup>					

Tableau II-10 Evaluation de charge dalle pleine D2

### d. Les escaliers

#### • La volée

	Désignations	Epaisseur (m)	G KN/m <sup>3</sup>	Chargement KN/m <sup>2</sup>
1	Paillasse	0,18	25	4,5
2	Poids des marches	h/2	22	1.87
3	Revêtement horizontale	0.02	20	0.4

## Etude d'un bloc administratif

4	Revêtement verticale	$0.02 \times \frac{h}{g}$	20	0.22
5	Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.4
6	Mortier de pose verticale	$0.02 \times \frac{h}{g}$	20	0.227
7	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G=7.977KN/m <sup>2</sup> Q=2.5KN/m <sup>2</sup>			Σ	7,977

Tableau II-11 Evaluation de charge escaliers directe RDC « volée1 »

- Paliers de repos

	Désignation	Epaisseur (m)	G KN/m <sup>3</sup>	Chargement KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.18	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G=5.27KN/m <sup>2</sup> Q=2.5KN/m <sup>2</sup>			Σ	5.27

Tableau II-12 Evaluation de charge escaliers « palier de repos »

Pour les escaliers du RDC la charge permanente est :  $e = 12\text{cm} \rightarrow \begin{cases} G_v = 6,477\text{KN/m}^2 \\ G_p = 4,52\text{KN/m}^2 \end{cases}$

$e = 15\text{cm} \rightarrow \begin{cases} G_v = 7,227\text{KN/m}^2 \\ G_p = 5,27\text{KN/m}^2 \end{cases}$

Pour l'escalier balancé la charge permanente est :  $G_v = 7,227\text{KN/m}^2$

- Acrotère

La surface transversale (m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	Enduit en ciment (KN/m <sup>2</sup> )
0.097	2.437	0.36
Σ	G=2.707KN/m <sup>2</sup> Q=1KN/m <sup>2</sup>	

Tableau II-13 Evaluation de charge acrotère

### II.2.1 La descente de charge

La descente de charge est l'étude des poteaux allant du niveau le plus haut(toiture) au plus bas (fondation) selon les charges qui supporte à chaque niveau ( le chemin suivi par les différents actions ). Pour ce projet les poteaux les plus sollicités sont présentés (la surface afférente ; poteau supportant la cage d'escalier ; escalier de rive) sur la figure ci-après

## Etude d'un bloc administratif

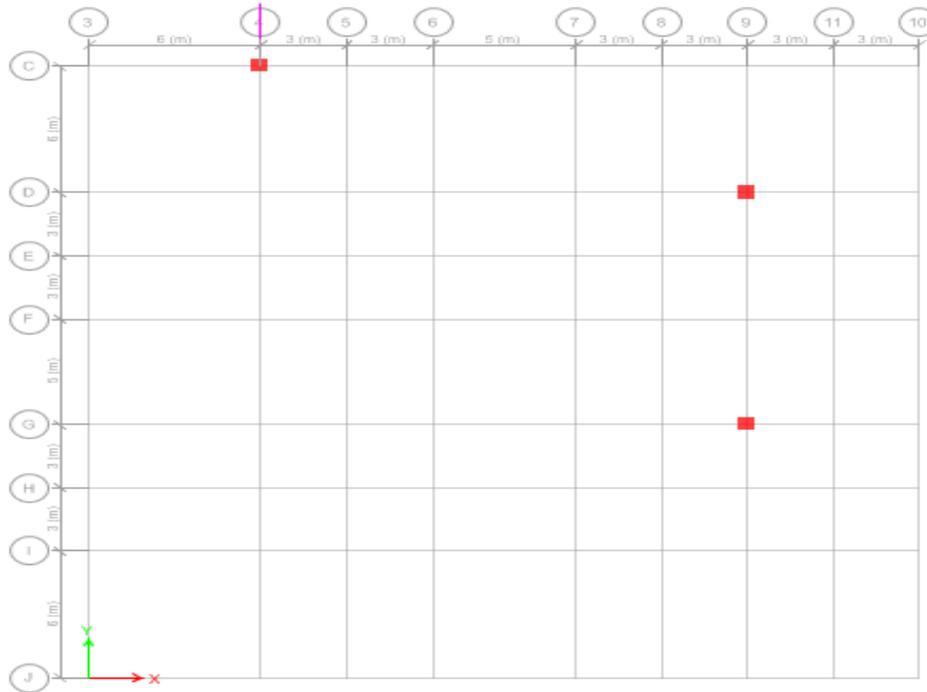


Figure II-20 Les poteaux les plus sollicités

### Loi de dégression de la charge d'exploitation : article 6.3 D.T.R.B.C.22

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment ,  
 $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages  
 1,2,3,4,.....,n numéroté du sommet du bâtiment . On adoptera le calcul des points d'appuis  
 les charges d'exploitations suivantes :

$$Q_0$$

$$Q_1 + Q_2$$

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

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

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  
 $n \geq 5$

#### ❖ Poteau D9

Les poids propres :

$$P_{\text{poteau}} = b_{\text{pot}} \times h_{\text{pot}} \times H_{\text{étage}} \times 25$$

$$P_{\text{poteau}} = 0.55 \times$$

$$0.55 \times 4.76 \times 25 = 29.75 \text{ KN}$$

$$P_{\text{poutre}} = b_{\text{pout}} \times h_{\text{pout}} \times L_{\text{pout}} \times 25$$

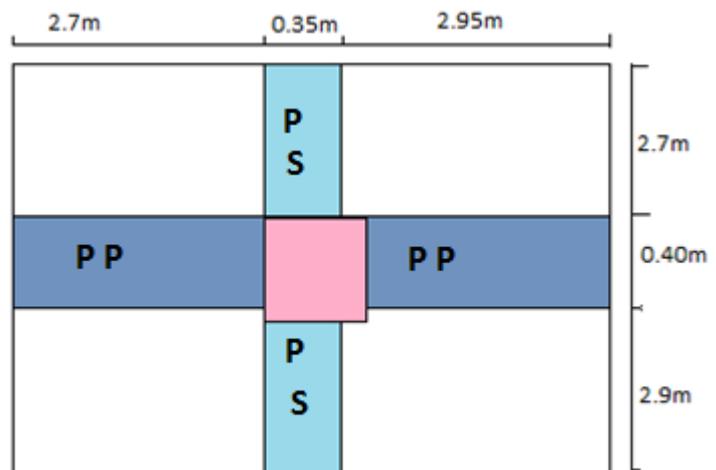


Figure II-21 Poteau plus sollicité selon la surface afférente D9

## Etude d'un bloc administratif

$$P_{poutres} = [(2.7 + 2.95)(0.4 \times 0.5) + (2.7 + 2.9)(0.35 \times 0.45)] \times 25 = 50.3 \text{ KN}$$

- **La surface afférente**

$$S_{aff} = (2.7 + 2.95)(2.7 + 2.9) = 31.64 \text{ m}^2$$

-  $G_{\text{plancher}} = 31.64 \times 6.36 = 201.23 \text{ KN}$

-  $G_{\text{terrasse}} = 31.64 \times 7.53 = 238.249 \text{ KN}$

**Les charges d'exploitation**

-  $Q_{\text{plancher}} = 31.64 \times 2.5 = 79.1 \text{ KN}$

-  $Q_{\text{terrasse}} = 31.64 \times 1 = 31.64 \text{ KN}$

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)	Nu=13.5G+1.5Q (KN)
N0	Terrasse	238.249	31.64	477.163
	Poutre	50.3		
	Poteau	29.75		
	$\Sigma$	318.299		
N1	Plancher	201.23	110.74	975.542
	Poutre	50.3		
	Poteau	29.75		
	$\Sigma$	599.579		
N2	Plancher	201.23	181.93	1462.054
	Poutre	50.3		
	Poteau	29.75		
	$\Sigma$	880.859		
N3	Plancher	201.23	245.21	1945.136
	Poutre	50.3		
	Poteau	35.997		
	$\Sigma$	1168.386		
N4	Plancher	201.23	300.53	2416.277
	Poutre	50.3		
	Poteau	35.997		
	$\Sigma$	1455.913		
N5	Plancher	201.23	348.04	2862.204
	Poutre	50.3		
	Poteau	35.997		
	$\Sigma$	1733.440		
N6	Plancher	201.23	387.59	3347.845
	Poutre	50.3		
	Poteau	64.26		
	$\Sigma$	2049.23		
N7	Plancher	201.23	427.14	3804.57
	Poutre	50.3		
	Poteau	42.84		
	$\Sigma$	2343.6		
	$\Sigma$	2343.6	427.14	3804.57

Tableau II-14 La descente de charge du poteau le plus sollicité G8

Après avoir effectué la descente sur les différents poteaux on trouve les résultats suivants :

Poteau de rive :  $N_u = 22154,22 \text{ KN}$

## Etude d'un bloc administratif

Poteau supportant la cage d'escalier :  $N_u=3215,45\text{KN}$

Poteau supportant la coupole :  $N_u=3552,22\text{KN}$

L'effort normal  $N_u$  doit être majoré de 10% (poteau voisin de rive à un portique de plusieurs travées) **C.B.A.93 art B.8.11** . D'où  $N_u^*=1.1N_u$

### II.2.2 Vérification du poteau le plus sollicité

#### a. Critère de résistance

La contrainte limite de compression du béton doit vérifier  $\frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bu}$  (**C.B.A9. art A.4.5.2**)

Avec  $0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$  ; B la section du poteau

Niveau	B (m <sup>2</sup> )	Nu* (KN)	Nu*/B (Mpa)	Nu*/B ≤ 0.6 f <sub>c28</sub>
Etage 06	0.09	524,879	5,831	Vérifiée
Etage 05	0.1225	1073,096	8,759	Vérifiée
Etage 04	0.16	1608,259	10,051	Vérifiée
Etage 03	0.2025	2139,649	10,566	Vérifiée
Etage 02	0.25	2657,904	10,631	Vérifiée
Etage 01	0.3025	3148,424	10,408	Vérifiée
RDC	0.36	3682,629	10,229	Vérifiée
S.sol	0.36	4185,027	11,625	Vérifiée

Tableau II-15 Vérification du critère de résistance du poteau G8

#### b. Critère de stabilité de forme

Selon **C.B.A93 art B.8.2.1** l'effort normal agissant doit vérifier  $N_u \leq \alpha \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

Niveau	B (m <sup>2</sup> )	I <sub>o</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	Br(m <sup>2</sup> )	Nu*	Brca(m <sup>2</sup> )	Brca ≤ Br
Etage06	0.09	4.46	3.12	21.01	0.79	0.2304	524,879	0.0302	Vérifiée
Etage05	0.1225	4.46	3.12	21.01	0.79	0.2304	1073,096	0.0617	Vérifiée
Etage04	0.16	4.46	3.12	21.01	0.79	0.2304	1608,259	0.0925	Vérifiée
Etage03	0.2025	4.46	3.12	19.65	0.79	0.2809	2139,649	0.1231	Vérifiée
Etage02	0.25	4.46	3.12	19.65	0.79	0.2809	2657,904	0.1529	Vérifiée
Etage01	0.3025	4.46	3.12	19.65	0.79	0.2809	3148,424	0.1811	Vérifiée
RDC	0.36	6.84	4.788	18.01	0.75	0.3364	3682,625	0.2232	Vérifiée
S.sol	0.36	4.46	3.12	28.16	0.8	0.3364	4185,027	0,2378	Vérifiée

Tableau II-16 Vérification de la stabilité de forme du poteau G8

D'après les deux tableaux précédents ; les deux critères sont vérifiés.

#### c. Exigence R.P.A99V2003

Min (b, h) ≥ 30 cm zone III ..... Vérifiée

Min (b, h) ≥ h/20 ..... Vérifiée

$\frac{1}{4} < b_1/h_1 < 1$  ..... Vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées pour les différentes sections.

### II.3 Conclusion

Après avoir effectué le pré dimensionnement des différents éléments et satisfaire toutes les conditions ; les sections adoptées sont :

Plancher corps creux .....25+5=30cm

Plancher dalle pleine D1 .....15cm

Plancher dalle pleine D2 .....12cm

Poutre principale .....30\*65 cm<sup>2</sup>

Poutre secondaire ..... 45\*30 cm<sup>2</sup>

Voile RDC ..... e=30cm

Voile étage (1 à 6). ..... e=20cm

Escalier balancé ..... e<sub>paillasse</sub>=15cm

Escalier RDC ..... e<sub>paillasse</sub>=18cm

Poteaux s.sol + RDC (60×60)cm<sup>2</sup>      Poteaux étage 1 (55×55)cm<sup>2</sup>

Poteaux étage 2 (50×50)cm<sup>2</sup>      Poteaux étage 3 (45×45)cm<sup>2</sup>

Poteaux étage 4 (40×40)cm<sup>2</sup>      Poteaux étage 5 (35×35)cm<sup>2</sup>

Poteaux étage 6 (30×30)cm<sup>2</sup>

**Chapitre III**  
**Calcul des éléments**  
**secondaires**

## III Etude des éléments secondaires

### III.1 Introduction

Ce chapitre consiste à l'étude des éléments secondaires du bloc étudié, en citant : l'acrotère, les escaliers .... Ainsi que l'élément porteur les planchers en suivant la réglementation en vigueur [B.A.E.L91 ; C.B.A93 ; R.P.A99V2003]

### III.2 Les planchers

#### III.2.1 Plancher à corps creux

Les planchers se calculent à la flexion simple avec une section en T ou en une section rectangulaire ( $b \times h$ ) et cela selon la position de l'axe neutre, sollicités à un moment fléchissant due à la charge permanente  $G$  et à la surcharge d'exploitation. Elles sont considérées comme des éléments porteurs [art 1.51 RPA99 V2003]

##### III.2.1.1 Calcul des sollicitations

Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire :

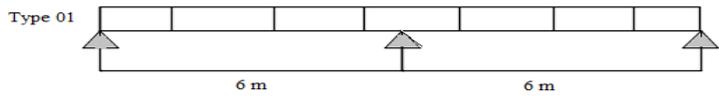
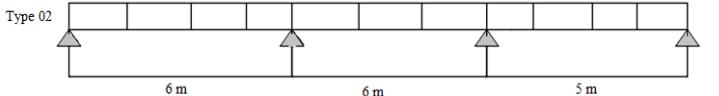
Domaine de validité de la méthode forfaitaire: selon le BAEL91. Cette méthode est applicable lorsque: 1-les charges d'exploitation sont modérées:  $Q \leq \max (2G, 5KN/m^2)$ . 2-les moments d'inerties des sections transversales ou leur coffrage sont les mêmes dans les différents travées. 3-la fissuration est considérée comme non préjudiciable. 4-le rapport des travées voisines est compris entre 0.8et1.25.

- Méthode de Caquot :

Lorsque une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot si le plancher est à surcharges élevées :  $Q \geq \min (2G ; 5KN/m^2)$ .

Si une des trois conditions restantes n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant la charge permanente  $G$  par  $G' = \frac{2}{3} G$  pour le calcul des moments aux appuis.

#### Type des poutrelles

Type de poutrelle	Schémas	Plancher	Méthode de calcul choisie
T1	 <p>Type 01</p>	Etage 1,2 ... Terrasse	Forfaitaire
T2	 <p>Type 02</p>	RDC Terrasse Etage 1,2 ...	Forfaitaire

## Etude d'un bloc administratif

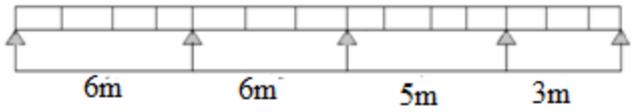
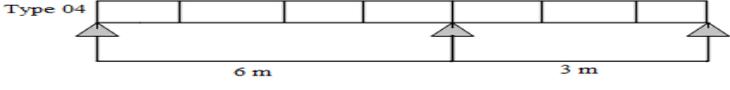
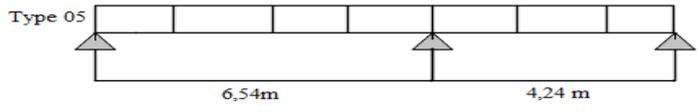
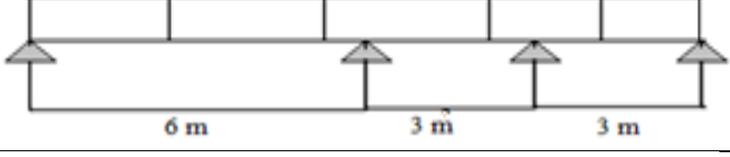
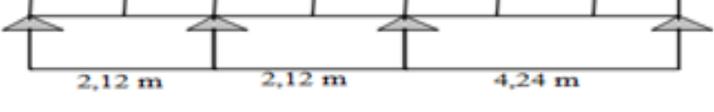
T3		RDC Terrasse Etage 1,2 ...	Caquot minoré
T4	Type 04 	RDC Etage 1,2 ... Terrasse	Caquot minoré
T5	Type 05 	RDC Etage 1,2,...	Caquot minoré
T6		RDC	Forfaitaire
T7		RDC	Caquot minoré
T8		RDC	Caquot minoré

Tableau III-1 type des poutrelles au niveau de différents planchers

### a. Les sollicitations

- Exemple de calcul type 05 du plancher RDC (application de la méthode de Caquot minoré)

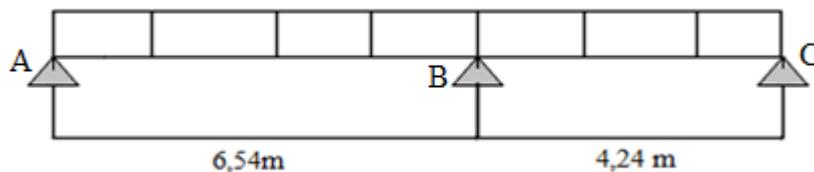


Figure III-1 type 05 poutrelles (RDC)

La Méthode de calcul utilisée est celle de Caquot minoré car

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < \frac{6,54}{4,24} = 1,54 > 1,25 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée}$$

#### • **Moment aux appuis :**

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} \times 6,36 = 4,24 \text{ KN/m}^2$$

## Etude d'un bloc administratif

$$q'_u = (1,35G' + 1,5Q) \times b = 5,68 \text{ KN/ml}$$

$$q'_s = (G' + Q) \times b = 4,04 \text{ KN/ml}$$

Appui intermédiaire B :

$$M_i = -\frac{q'_g \times l'_g + q'_d \times l'_d}{8,5(l'_g + l'_d)} ; \quad l' = l \text{ (Travée de rive)}$$

D'où :

- ELU :  $M_i = -22,06 \text{ KN.m}$

- ELS :  $M_i = -15,69 \text{ KN.m}$

• **Moments en travée**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

**Travée AB :** ELU  $\left\{ \begin{array}{l} x = 2,81 \text{ m} \\ M_o = 38,78 \text{ KN.m} \\ M_t = 29,3 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$  ; ELS  $\left\{ \begin{array}{l} x = 2,81 \text{ m} \\ M_o = 27,88 \text{ KN.m} \\ M_t = 21,13 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$

**Travée BC :** ELU  $\left\{ \begin{array}{l} x = 2,82 \text{ m} \\ M_o = 14,81 \text{ KN.m} \\ M_t = 7,42 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$  ; ELS  $\left\{ \begin{array}{l} x = 2,81 \text{ m} \\ M_o = 10,68 \text{ KN.m} \\ M_t = 5,38 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$

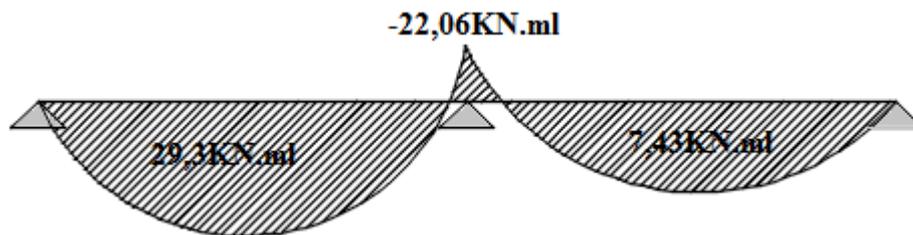


Figure III-2 diagramme des moments à l'ELU « poutrelle type05 RDC »

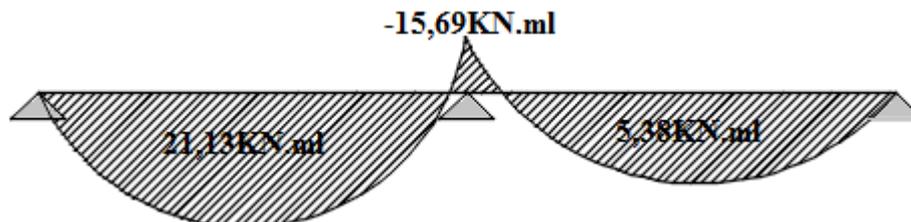


Figure III-3 diagramme des moments à l'ELS « poutrelle type05 RDC »

• **Effort tranchant**

## Etude d'un bloc administratif

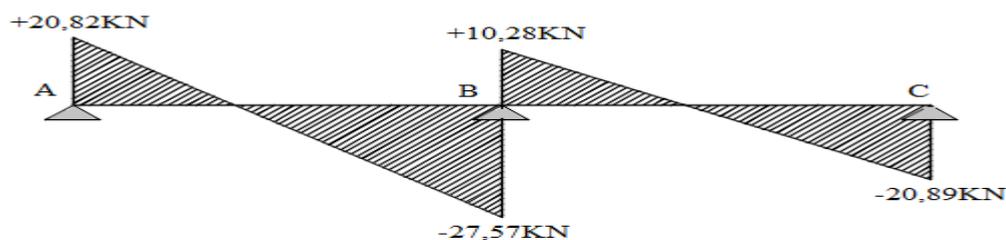


Figure III-4 Diagramme des efforts tranchants « poutrelle type 05 RDC »

Le calcul des autres types des poutrelles est résumé dans les tableaux suivants

Type de poutrelle	Plancher	Moment max en travée $M_t$ (KN.m)	Moment max en appui $M_a$ (KN.m)
Type 01	RDC	26,13	-19,98
	Etage		
	Terrasse	23,62	-8,89
Type 02	RDC	27,79	-16,65
	Etage		
	Terrasse	25,18	-15,74
Type 03	RDC	23,96	-20,22
	Etage		
	Terrasse	23,28	-17,66
Type 04	RDC	24,89	-18,05
	Etage		
	Terrasse	24,1	-15,77
Type 05	Terrasse	28,39	-19,29
Type 06	RDC	27,67	-16,65
Type 07	RDC	17,26	-14,38
Type08	RDC	12,37	-9,13

Type de poutrelle	Plancher	Moment max en travée $M_t$ (KN.m)	Moment max en appui $M_a$ (KN.m)
Type 01	RDC	18,76	-14,35
	Etage		
	Terrasse	17,37	-13,23
Type 02	RDC	19,96	-11,96
	Etage		
	Terrasse	18,42	-11,52
Type 03	RDC	17,23	-14,38
	Etage		
	Terrasse	17,05	-12,85
Type 04	RDC	17,93	-12,84
	Etage		
	Terrasse	17,65	-11,47
Type 05	Terrasse	10,79	-14,03
Type 06	RDC	19,96	-11,96
Type 07	RDC	23,96	-20,2

## Etude d'un bloc administratif

Type08	RDC	8,91	-6,5
--------	-----	------	------

Tableau III-2 diagramme des moment au niveau des poutrelles à l'ELU et l'ELS

		Les efforts tranchants au niveau des appuis en <b>KN/ml</b>				
Type	plancher	A	B	C	D	E
Type 01	Etage	22,2	25,53	-22,2	/	/
	Terrasse	20,95	24,14	-20,99	/	/
Type 02	RDC/Etages	22,2	-24,43	-24,43	-18,51	/
	Terrasse	20,99	23,09	-23,09	-17,49	/
Type 03	RDC/Etages	18,83	-25,57	-21,05	-17,59	8,2
	Terrasse	18,05	-23,94	-19,98	-16,69	-7,96
Type 04	RDC/Etages	19,19	-25,21	-5,08	/	/
	Terrasse	18,36	-23,62	-5,24	/	/
Type 05	RDC/Etages	20,82	-27,58	-10,48	/	/
	Terrasse	19,93	-25,83	-10,28	/	/
Type 06	RDC	22,2	24,42	-22,2	24,42	-22,2
Type 07	RDC	18,83	-25,57	-20,8	-7,17	/
Type 08	RDC	6,65	-9,03	17,84	-13,53	/

Tableau III-3 les efforts tranchants eu niveau des poutrelles

### III.2.1.2 Ferrailage

#### ➤ Les sollicitations max

Après avoir calculer tous les types des poutrelles les sollicitations max sont résumées dans le tableau suivant :

	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)
<b>RDC</b>	-5,8	-22,06	29,3	27,57
<b>Etage</b>	-5,8	-22,06	29,3	27,57
<b>Terrasse</b>	-4,59	-19,26	28,35	25,8

Tableau III-4 les sollicitations max au niveau des poutrelles

Flexion simple section en T

$$M_t^u = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \geq M_u \text{ (section à ferrailer } b_0 \times h)$$

$$M_t^u = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \leq M_u \text{ (section à ferrailer en T)}$$

Pour le cas présent :  $M_{tu}^1 = 0,108 \text{ MN.m} \geq M_u = 0,0293 \text{ MN.m}$

$$M_{tu}^2 = 0,108 \text{ MN.m} \geq M_u = 0,02835 \text{ MN.m}$$

Calcul de d'une section  $b_0 \times h$

#### • Armatures longitudinales

$\mu_{bu}$	Pivot	A'	A cm <sup>2</sup>	Amin cm <sup>2</sup>	Le choix
------------	-------	----	-------------------	----------------------	----------

## Etude d'un bloc administratif

Étage + RDC	Travée	0,233	A	0	3,06	0,34	2HA12+1HA10=3.05cm <sup>2</sup>
	Appui de rive	0,045	A	0	0,476	0,34	1HA12=1,13cm <sup>2</sup>
	Appui intermédiaire	0,198	A	0	2,5	0,34	1HA12+1HA14=2,67cm <sup>2</sup>
Terrasse	Travée	0,254	A	0	2,97	0,34	Le même ferrailage que l'étage et RDC est opté pour la terrasse
	Appui de rive	0,189	A	0	0,42	0,34	
	Appui intermédiaire	0,173	B	0	2,18	0,34	

Tableau III-5 calcul de du ferrailage « poutrelle »

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_t^{\min}\right) = (85,7; 100; 10) \text{ mm} = 10\text{mm}$$

Soit des étriers  $\phi_8$  ;  $A_t = 2\phi_8 = 1.01\text{cm}^2$

- **Espacement**

1.  $St \leq \min((0.9d; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq 25,2\text{cm}$

2.  $St \leq \frac{At \cdot f_e}{0,4 \cdot b_o} \rightarrow St \leq 101\text{cm}$

3.  $St \leq At \frac{0,9 f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}{\gamma_s \times b_o (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)}$

K=1 flexion simple ;  $\alpha=90^\circ$  armature droite ;  $\tau_u = 0,98\text{MPa}$

3.  $St \leq 89,3\text{cm}$

$$St \leq \min(1; 2; 3) = 25,2 \rightarrow St = 20\text{cm}$$

### III.2.1.3 Vérifications

- **Cisaillement**

D'après l'article [art A.5.1.2.1.1 C.B.A93]

$$\text{F.P.N} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{27,57 \cdot 10^3}{0,6 \times 0,28} = 0,984\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Pas de risque de cisaillement

- **Vérification de cisaillement à la jonction table-nervure**

D'après art A.5.3.2 B.A.E.L91  $\tau_u = \frac{V_u b_1}{Z \cdot b}$  avec -  $b_1$  : largeur de l'hourdis comprimé

-  $Z$  : le bras de levier du couple des forces internes ;  $Z=0,9 d$

-  $b$  : largeur totale de l'hourdis prise en compte

## Etude d'un bloc administratif

D'où :  $\tau_u = 0,045 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

Pas de risque de rupture par cisaillement

- **influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui**

**Appui de rive** :  $Al \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1,15}{400} 27,57 \cdot 10^{-3} = 0,79 \text{ cm}^2$  [art A.5.1, 312 B.A.E.L91]

$Al = 0,79 \text{ cm}^2 \rightarrow$  c'est vérifié

**Appui intermédiaire** :  $Al \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{Mu}{0,9d} \right)$  [art A.5.1, 321 B.A.E.L91]

$Al = 2,67 \text{ cm}^2 > 1,15/400(27,57 \cdot 10^{-3} - 22,06 \cdot 10^{-3}/0,9 \times 0,28) = -1,72 \text{ cm}^2$

$V_u$  est négligeable devant  $M_u$  au niveau de l'appui intermédiaire (pas d'influence)

- **vérification de la bielle** [art A.6.1.3 B.A.E.L91]

$V_u \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28} = 0,267 \times 0,1 \times 0,9 \times 0,28 \times 25 = 0,168 \text{ MPa}$

$V_u = 0,02757 \text{ MN} < 0,168 \text{ MN}$

- **Vérification des contraintes**

	$M_{ser}$ (KN.m)	y cm	I cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	observation
<b>Travée</b>	21,13	3,32	36717,5	1,91	15	Vérifiée
<b>Appui</b>	-15,69	2,74	26158,4	1,64	15	Vérifiée

Tableau III-6 vérification des contraintes « poutrelles »

- **Vérification de la flèche**

D'après l'article A.4.6.1 BAEL91, le calcul des déformations est notamment effectué, pour évaluer la flèche dans le but de fixer des contres flèches dans la construction. Néanmoins l'article B.6.5.1 BAEL91 énonce de ne pas vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

Poutrelle : 1)  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \leftrightarrow 0,045 < 0,075 \dots \dots \dots$  n'est pas vérifiée

2)  $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$

3)  $l \leq 8m$

➤ **Evaluation de la flèche**

La flèche totale est donnée par :  $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$

Et la flèche admissible par :

$f_{ad} = \frac{l}{1000} + 0,5$  si  $l > 5m$

## Etude d'un bloc administratif

### Calcul de $y_G$

$$y = 3,32\text{cm} ; y_G = 21,39\text{cm}$$

### Moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe qui passe par CDG

$$I_0 = 127054,13\text{cm}^4$$

### Calcul de la flèche :

$\rho = 0,014$						
Chargement (KN/m <sup>2</sup> )	Moment (KN.m)	Contrainte (Mpa)	$\mu$	$\lambda$	Moment d'inertie fictif m <sup>4</sup> .10 <sup>-4</sup>	La flèche (m)
$q_{j\text{ ser}} = 2,97$	$M_j = 15,87$	$\sigma_j = 160,09$	$\mu_j = 0,668$	$\lambda_i = 3$	$I_{f_{ji}} = 4,65$	$f_{ji} = 0,0045$
					$I_{f_{gi}} = 4,38$	$f_{gi} = 0,0062$
$q_{g\text{ ser}} = 3,816$	$M_g = 20,40$	$\sigma_g = 205,7$	$\mu_g = 0,730$	$\lambda_v = 1,2$	$I_{f_{gv}} = 7,45$	$f_{gv} = 0,01$
$q_{p\text{ ser}} = 5,32$	$M_p = 28,44$	$\sigma_p = 286,77$	$\mu_p = 0,797$		$I_{f_{pi}} = 4,12$	$f_{pi} = 0,0092$
$\Delta f = 0,0085\text{m} < f_{adm} = 0,026\text{m}$						

Tableau III-7 Evaluation de la flèche « poutrelles »

### III.2.1.4 Schéma de ferrailage

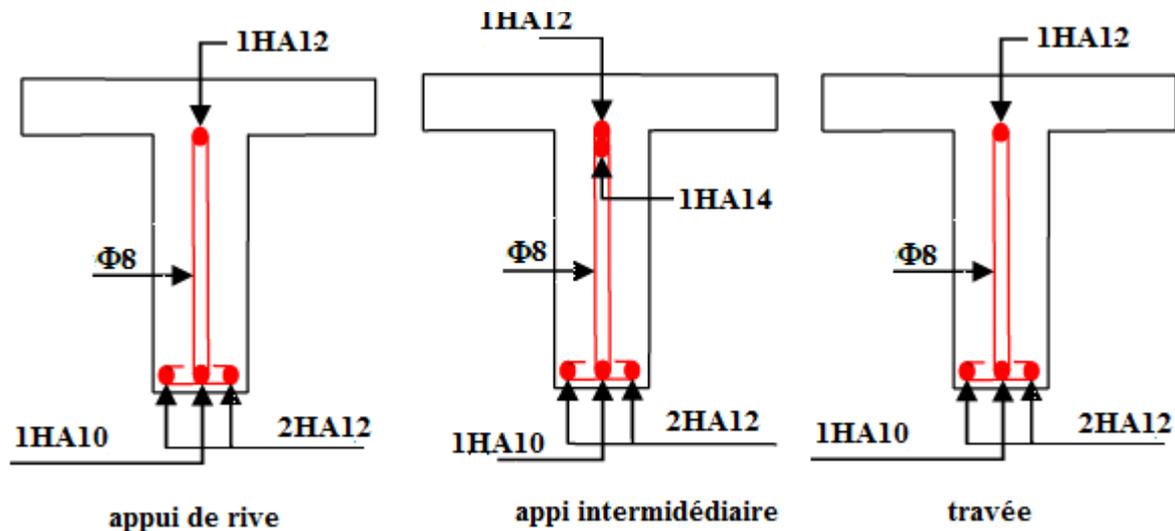


Figure III-5 schéma de ferrailage des poutrelles

### III.2.1.5 La dalle de compression

La dalle de compression est ferrillée forfaitairement avec un quadrillage de barre (généralement treillis soudés).

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A \perp = \frac{4 \times b}{f_e} ; \text{Treillis soudés utilisé est de nuance } f_e 400\text{MPa}$$

# Etude d'un bloc administratif

$$A \perp = 0,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A \parallel = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Selon l'article B.6.8.4.2.3 CBA93 les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures  $\perp$
- 30cm pour les armatures  $\parallel$

Le ferrailage opté :  $\perp 5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow st = 20 \text{ cm}$  ;  $\parallel 5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow st = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

### ➤ Schéma de ferrailage



Figure III-6 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

## III.2.2 Dalle pleine

Les dalles pleines se calculent à a flexion simple avec une section ( $b \times h = 1 \text{ ml} \times e$ ). Sollicitées à un moment fléchissant dû aux charges permanentes ainsi que les charges d'exploitations. La fissuration est nuisible pour les planchers balcon et peu nuisible pour les planchers étage courant.

### III.2.2.1 Calcul des sollicitations

#### a. Schémas statiques

Balcon (étage 06)	Etage courant
<p>Dalle pleine sur quatre appuis</p> $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{145}{540} = 0.27 \rightarrow \rho < 0.4 \text{ la dalle travaille dans un seul sens (suivant le sens x) comme une poutre}$	<p>Dalle pleine sur quatre appuis</p> $\rho = \frac{240}{788} = 0.33 \rightarrow \rho < 0.4 \text{ la dalle travaille uniquement dans le sens x comme une poutre}$

Tableau III-8 schémas statiques des dalles pleines

## Etude d'un bloc administratif

### b. ferraillage

			$M_t = 0.85M_0$ KN.ml		$M_a = -0.4M_0$ KN.ml		$VU = q$ I/2 KN	Ferrailage	
	$q_u$ KN	$q_s$ KN	ELU	ELS	ELU	ELS		Appui	Travée
	<b>Balcon</b>	12.42	8.61	1.74	1.21	0.82			
<b>Etage courant</b>	10.64	7.61	6.51	4.66	3.06	2.019	12.77	4HA8= 2,01cm <sup>2</sup>	4HA8= 2,01cm <sup>2</sup>

Tableau III-9 calcul de ferrailage des armatures principales « dalles pleines »

- **Espacement**

- Fissuration nuisible « balcon » :  $St \leq \min(2e ; 25cm) = 24cm \rightarrow St=20cm$
- Fissuration peu nuisible « étage courant » :  $St \leq \min(3e ; 33cm) = 33cm \rightarrow St=25cm$

#### 1. Armatures de répartition

$$Ar = \frac{At}{4} : \left\{ \begin{array}{l} A_{principal\ balcon} = \frac{2.51}{4} = 0.63cm^2 \\ A_{prncipal\ étage} = 2 \cdot \frac{0.1}{4} = 0.5cm^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Le choix : } 3HA8=1.51cm^2$$

### III.2.2.2 Vérification

L'effort tranchant : (Art A.5.1.2.1.1 C.B.A93);

	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
<b>Etage D1</b>	12.77	0.098	3.33	Vérifiée
<b>Balcon D2</b>	7.14	0.008	2.5	Vérifiée

Tableau III-10 vérification du cisaillement « dalles pleines »

Pas de risqué de cisaillement

- Vérification des contraintes

	$M_{ser}$ (KN)	$I$ (cm)	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_s$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
<b>Balcon D2</b>	1.21	2.25	2093.2	1.3	15	58.53	201,63	Vérifiée	Vérifiée
<b>Etage D1</b>	4.66	2.51	3841.9	3.04	15	/	201,63	Vérifiée	/

Tableau III-11 vérification des contraintes « dalles pleines »

- Vérification de la flèche

Condition de non vérification art B 6.5.1 BAEL91

**Balcon** : 1.  $e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20M_0}\right) \leftrightarrow 0.15 > \max(0.0375; 0.042) \dots\dots\dots$  vérifiée

## Etude d'un bloc administratif

2.  $A \leq \frac{2bd}{f_e} \leftrightarrow 2.51 < 4.5 \dots\dots\dots$  vérifiée

Pas de vérification de la flèche

**Étage courant : 1.**  $e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \leftrightarrow 0.15 > \max(0.0375; 0.042) \dots\dots\dots$  vérifiée

2.  $A \leq \frac{2bd}{f_e} \leftrightarrow 3.14 < 5 \dots\dots\dots$  vérifiée

### III.2.2.3 Schéma de ferrailage

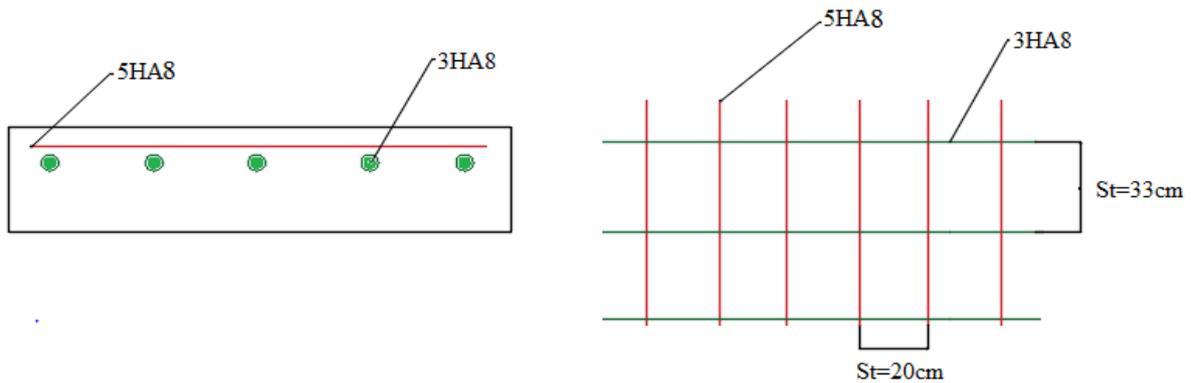


Figure III-7 Schéma de ferrailage dalle pleine « balcon »

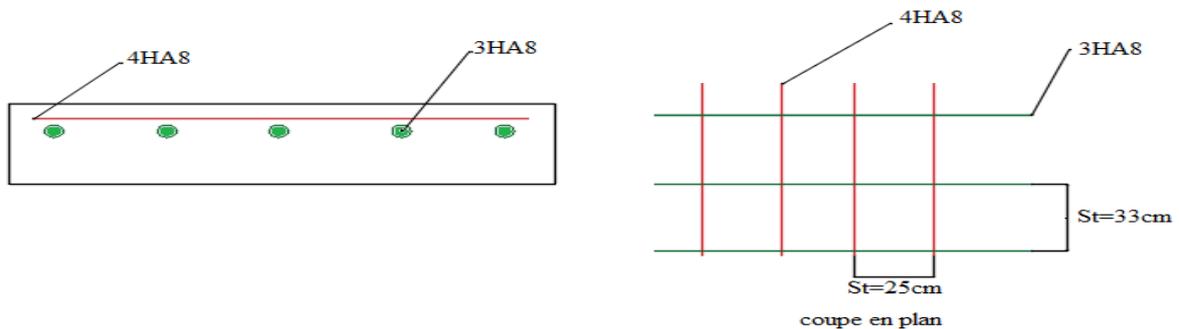


Figure III-8 Schéma de ferrailage dalle pleine « étage courant »

### III.3 Les escaliers

Les escaliers se calculent en flexion simple comme une poutre avec une section ( $b \times h = 1ml \times e$ ) sollicités à un moment fléchissant dû aux charge G et Q. la fissuration est peu nuisible.

#### a. Schéma statique

## Etude d'un bloc administratif

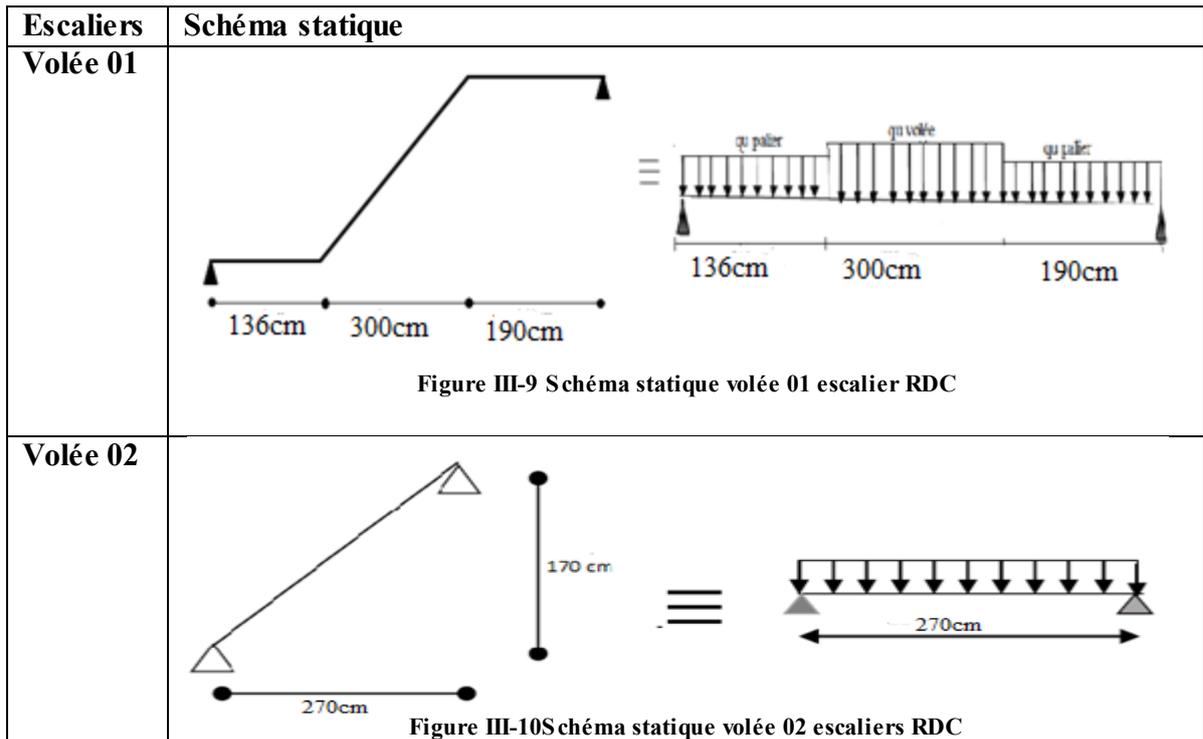


Tableau III-12 Schémas statiques « escalier RDC »

### b. Calcul des sollicitations

Les sollicitations se calculent par la méthode RDM ou simplifiée pour la volée 01 dont le calcul se fait avec un chargement moyen entre la volée et le palier  $q_m = \frac{q_v.L_v + q_p.L_p}{L_v + L_p}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad q_s = G + Q$$

Avec  $G_v = 7,977 \text{ KN/m}^2$  ;  $G_p = 6,02 \text{ KN/m}^2$

	$q_u$ KN	$q_s$ KN	$M_o = ql^2/8$ KN.m		$M_t = 0.85M_o$ KN.m		$M_a = -0.5M_o$ KN.m		$V_u = ql/2$ KN
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
Volée0 1	13,46	9,7	66,07	47,97	56,16	40,77	-33,03	-23,98	42,33
Volée0 2	14,52	10,47	13,23	9,54	11,25	8,11	-6,62	-4,55	19,60

Tableau III-13 Les sollicitations max escaliers RDC

### III.3.1.1 Ferrailage

**Armatures principaux : (flexion simple)**

		$\mu_b u$	Pivot	A'	A cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix
Volée 01	Travée	0,154	A	0	11,01	1,93	5HA16=12,06cm <sup>2</sup>
	appui	0,091	A	0	6,22	1,93	6HA12=6,79cm <sup>2</sup>
Volée 02	Travée	0,031	A	0	2,05	1,21	4HA10=3,14
	Appui	0,018	A	0	1,20	1,21	4HA8=2,01

Tableau III-14 Ferrailage escaliers RDC

**Armatures de répartition :  $A_r = \frac{A_l}{4}$**

## Etude d'un bloc administratif

	A <sub>r</sub> en appui (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> en travée (cm <sup>2</sup> )
<b>Volée 01</b>	4HA10=3,14	4HA8=2,01
<b>Volée 02</b>	4HA8=2,01	4HA8=2,01

Tableau III-15 Armature de répartition escalier RDC

- **Calcul des espacements**

Fissuration peu nuisible : Armatures principales  $St \leq \min(3e; 33cm)$

Armature secondaires  $St \leq \min(4e; 45cm)$

Volée	Localisation	St des armatures principales (cm)	St des armatures de répartitions (cm)
<b>Volée 01</b>	Appui	25	33
	Travée	20	33
<b>Volée 02</b>	Appui	33	33
	Travée	33	33

Tableau III-16 calculs des espacements des barres « escalier RDC »

### III.3.2 Vérification

- **Effort tranchant : art A.5.1.2.1.C.B.A93**

$$\tau = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa$$

	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
<b>Volée 01</b>	42,33	0,26	3,33	Vérifié
<b>Volée 02</b>	19,60	0,12	3,33	Vérifié

Tableau III-17 vérification cisaillement escalier RDC

Pas de risque de cisaillement

- **Vérification des contraintes**

$$FPN : \sigma_{bc} = \frac{M_{SSR}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

Volée 01	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
<b>Appui</b>	-23,98	4,028	11916,04	5,12	15	Vérifiée
<b>Travée</b>	40,77	5,96	18687,78	8,21	15	Vérifiée

Tableau III-18 Vérification des contraintes escaliers RDC

De même pour la volée 02 :  $\sigma_{bc} = 3.15MPa \leq 15MPa$  « travée »

$$\sigma_{bc} = 1.77MPa \leq 15MPa \text{ « appui »}$$

- **Vérification de flèche**

Condition de non vérification **art B 6.5.1 BAEL91**

**Volée 01 : 1.**  $e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20M_c}\right) \leftrightarrow 0.18 > \max(0.0375; 0.042) \dots\dots\dots$  Vérifiée

$$2. A \leq \frac{2bd}{f_e} \leftrightarrow 7.7 < 8 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Pas de vérification de la flèche

**Volée 02 :**  $1. 0.10 > \max(0.0375 ; 0.042) \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

2.  $3.14 < 5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Pas de vérification de la flèche

### III.3.2.1 Schéma de ferrailage

(Exemple de ferrailage volée 01)

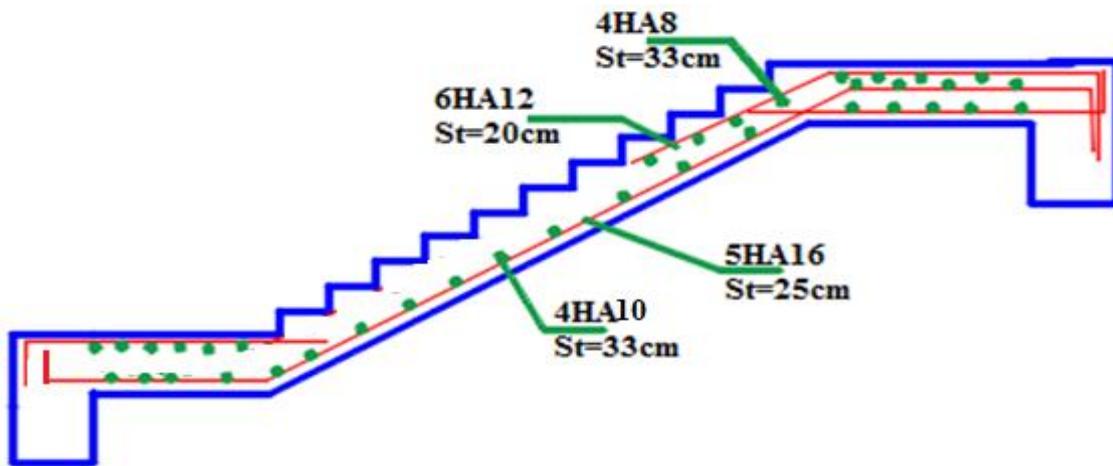


Figure -III-11 Schéma de ferrailage escaliers « volée 01 RDC »

### III.3.3 Poutre palière

la poutre palière fonctionne comme un support de l'escalier. Elle est encadrée à ses extrémités dans les poteaux ; elle se calcule à la flexion simple et à la torsion, sollicitée par des moments fléchissant dus à son poids propre et le poids du mur, de plus à l'action du poids du paliers.

#### III.3.3.1 Ferrailage

##### a. Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{B.A.E.L91})$$

$$\frac{364}{15} \leq h \leq \frac{364}{10} \rightarrow 24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$$

exigencies **R.P.A91 ( art7.5.1)**

$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots b=25\text{cm} \dots\dots\dots \checkmark$

$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots h=35\text{cm} \dots\dots\dots \checkmark$

$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 1.4 < 4 \dots\dots\dots \checkmark$

## Etude d'un bloc administratif

- **chargement**

- **Poids propre** :  $G_o = b \times h \times 25 = 2.187KN/m$
- **Charge de l'escalier** : est la réaction d'appui de l'escalier
  - volée 01 :  $RB = \frac{ql}{2} = 13.46 \times \frac{5}{2} = 33.65KN$
  - volée 02 :  $RA = 14.52 \times \frac{2.7}{2} = 19.60KN$

ELS

- volée 01 :  $RB = 24.25 KN$
- volée 02 :  $RA = 13.56 KN$

**b. Calcule à la flexion simple**

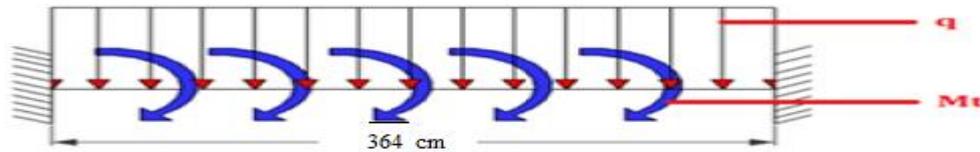


Figure III-12 Schémas statique poutre palière

• **Sollicitations**

qu=1.35G+RA+RB (KN)	qs (KN)	Mt=ql <sup>2</sup> /24 KN.ml		Ma=-ql <sup>2</sup> /12 KN.m		Vu=ql/2 KN
		ELU	ELS	ELU	ELS	
56.2	39.99	21.075	6.67	-42.15	-13.33	84.3

Tableau III-19 les sollicitation à la flexion simple « poutre palière »

• **Ferraillage** : flexion simple

	M <sub>bu</sub>	A'	A cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>
Appui	0.116	0	4.03	0.996
Travée	0.057	0	1.95	0.996

Tableau III-20 Ferraillage à la flexion simple « poutre palière »

**c. Calcule à la torsion**

Le moment de torsion est transmis par la volée et le palier d'escalier

$$M_{tor} = Ma \times \frac{l}{2} = -21.03 \times \frac{3}{2} = -31.55KN.m$$

• **Ferraillage**

La section b×h est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi et comme s'est présenté dans la figure III-13

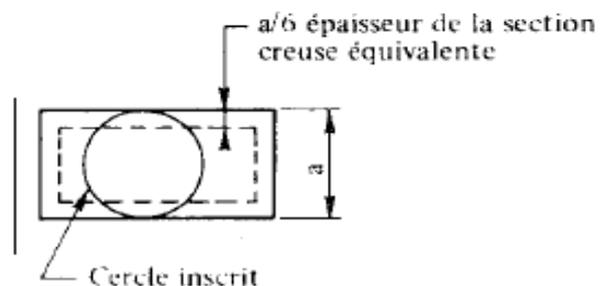


Figure III-13 Section creuse équivalente

## Etude d'un bloc administratif

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec : U est le périmètre de la section

$$U = [(b - e) + (h - e)] \times 2$$

$\Omega$  air du contour tracé à mi-hauteur

$$\Omega = (b - e)(h - e) ; e = a/6 ;$$

$$a = \min(b; h) = 0.25m$$

$$D'où A_{tor} = \frac{31.55 \times 10^{-3} \times 1.032 \times 1.15}{2 \times 0.0641 \times 400} = 7.3cm^2$$

	$A_{tot} = A_{flex} + \frac{A_{tor}}{2}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix
<b>Appui</b>	7.68	3HA12+3HA14=8.01cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	5.6	6HA12=6.79cm <sup>2</sup>

Tableau III-21 Ferrailage totale de la poutre palière

### d. Armatures transversales

- **Espacement : art A.5.1.2.2 C.B.A93**

$$St \leq \min((0.9d; 40cm) = 28.8cm ; St \leq 28.8cm$$

- **Exigence R.P.A99v2003(art 7.5.2.2)**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; \phi_{min}^l 12\right) ; St \leq 8.75cm \dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2}; St \leq 17.5cm \dots\dots \text{zone courante}$$

D'où : St= 15cm ..... zone courante ; St=7cm ..... zone nodale

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{St}{f_e} = 0.38cm^2$ $A_t \geq St \times \gamma_s \times b(\tau_u - 0.3ft28 \times k)/0.9f_e$ k=1 « flexion simple » ; $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.05MPa$ donc $A_t \geq 0.5cm^2$	$A^{min} = 0.4 \times e \times \frac{St}{f_e} = 0.06cm^2$ $A_t = M_t \times St \times \gamma_s / 2\Omega f_e$ $A_t = 1.06cm^2$
$A_{t\ totale} = A_{flex} + A_{tor} = 1.56cm^2$   Le choix : 4HA8=2.01cm <sup>2</sup> (un cadre et un étrier)	

Tableau III-22 Ferrailage transversale totale « poutre palière »

### III.3.3.2 Vérifications

- **Effort tranchant :**

**Flexion simple :**  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.05 \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$  [art A.5.1.2.1.1 C.B.A93]

**Torsion :**  $\tau = \frac{M_{tor}}{2\Omega e}$  [art A.5.4.2.1 C.B.A93]

**Total :**  $\tau_{tot} = \sqrt{\tau_{flrx}^2 + \tau_{tor}^2} \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$  [art A.5.4.3 C.B.A93]

## Etude d'un bloc administratif

Flexion	Torsion	Total	Observation
0.94Mpa	5.86Mpa	5.95MPa	N'est pas vérifié

Tableau III-23 Vérification du cisaillement « poutre palière »

Le cisaillement n'est pas vérifié. Augmentation de la section : b=35cm, h=40cm. le nouveau ferrailage et les nouveaux résultats obtenus sont :

Ferrailage longitudinale : appuis  $A_{tot} = 7.08\text{cm}^2$  le choix : 3HA12+3HA14=8.01cm<sup>2</sup>

Travée  $A_{tot} = 5.05\text{cm}^2$  le choix : 3HA12+3HA10=5.75cm<sup>2</sup>

Armature transversales :  $A_{tot} = 1.26\text{cm}^2$  le choix : 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>

Espacement : zone nodale  $St=10\text{cm}$

Zone courante  $St=15\text{cm}$

Cisaillement :

Flexion	Torsion	Total	Observation
0.65MPa	2.72Mpa	2.79MPa	Vérifié

Tableau III-24 Vérification du cisaillement après redimensionnement « poutre palière »

Pas de risque de cisaillement

• **Vérification des contraintes**

$$\text{FPN : } \sigma_{bc} = \frac{M_{SSR}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_c = 15\text{MPa}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \quad ; \quad I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$

	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Appui</b>	13.33	12.87	71884.77	2.39	15	Vérifiée
<b>Travée</b>	6.67	11.26	73788.46	1.02	15	Vérifiée

Tableau III-25 Vérification des contraintes « poutre palière »

• **Vérification de la flèche**

Condition de non vérification art B 6.5.1 BAEL91

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{10M^0}\right) \leftrightarrow 0.35 > 0.1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A \leq \frac{4.2bd}{f_e} \leftrightarrow 5.75 < 14.7 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$L \leq 8m \leftrightarrow 3.6m < 8m \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

### III.3.3.3 Schéma de ferrailage

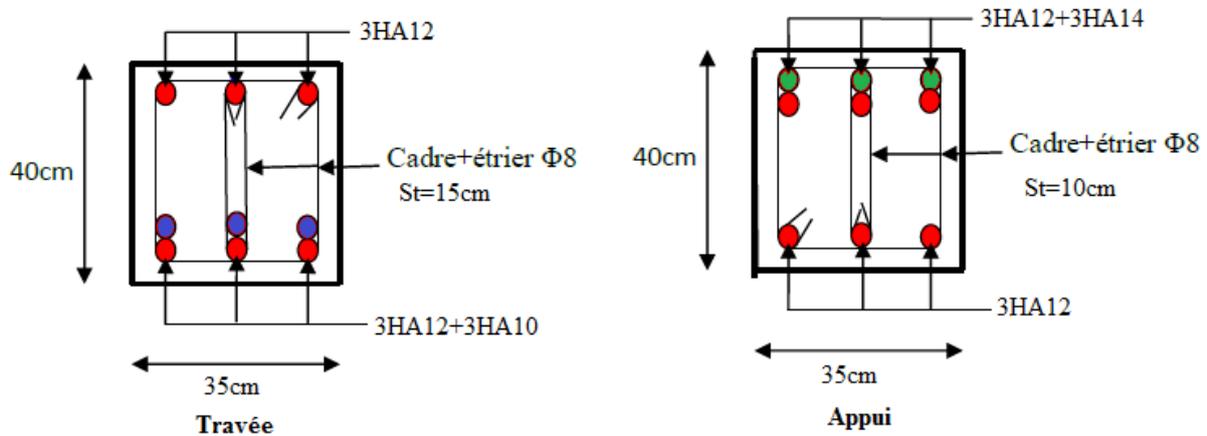


Figure III-14 Schéma de ferrailage poutre palière

### III.3.4 Escalier balancé

a. Schéma statique

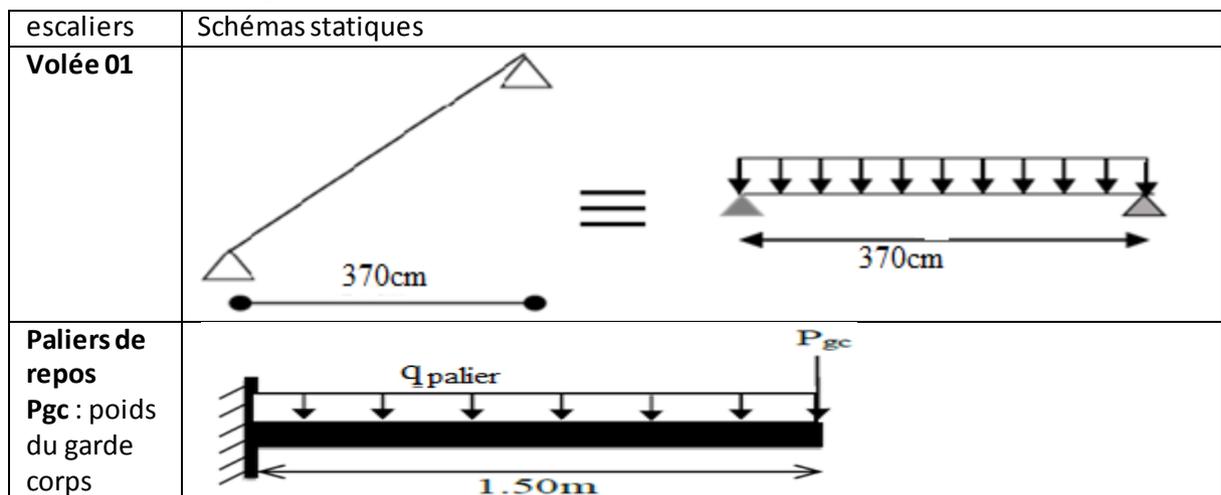


Figure -15 schéma statique escaliers balancé

	Chargement q (KN)		M <sub>t</sub> (KN.m)		M <sub>a</sub> (KN.m)		V <sub>u</sub> (KN)	Le ferrailage	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS		appui	travée
Volé 01	13,51	9,72	12,91	9,29	-7,59	-5,46	14,17	4HA8=2,01 cm <sup>2</sup>	5HA10=3,93 cm <sup>2</sup>
Palier de repos	10,86	7,77	12,19	9,24	-6,1	-5,43	17,44	4HA8=2,01 cm <sup>2</sup>	5HA10=3,93 cm <sup>2</sup>

Tableau -26 calcul de ferrailage escalier balancé

- **Armatures de répartition**

$$Ar_{tr} = \frac{At}{4} = 0,84 \text{ cm}^2 ; \text{ le choix : } 3\text{HA}8=1,51 \text{ cm}^2$$

$$Ar_{ap} = \frac{Aa}{4} = 00,50 \text{ cm}^2 ; \text{ le choix : } 3\text{HA}8=1,51 \text{ cm}^2$$

## Etude d'un bloc administratif

- **Calculs des espacements**

Fissuration peu nuisible : St longitudinales  $St \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$

$St \leq 33cm \rightarrow St = 20cm$

St répartition  $St \leq \min(4e; 45c \leq m) = 45cm$

$St \leq 45cm \rightarrow St = 33cm$

**b. Vérifications**

- **Effort tranchant (art A.5.1.2.1.1 C.B.A93)**

	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u^-$ (MPa)	Observation
Volée 01/03	14,17	0,08	3,33	Vérifié
Palier	17,44	0,11	3,33	Vérifiée

Tableau III-27 vérification de l'effort tranchant « escaliers balancés »

Pas de risque de cisaillement

- **Vérification des contraintes**

Volée 02	Mser (KN.m)	Y (cm)	I <sup>2</sup> (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{\bar{b}c}$ (MPa)	Observation
Appui	-6,26	4.14	9983.65	7.7	15	Vérifiée
Travée	10.64	3.32	6559.03	5.53	15	Vérifiée

Tableau -28 vérification des contraintes « escaliers balancée »

- **Vérification de flèche**

Condition de non vérification **art B 6.5.1 BAEL91**

**Volée 01: 1.**  $e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20M_s}\right) \leftrightarrow 0.18 > \max(0.0375; 0.042) \dots\dots\dots$  vérifiée

**2.**  $A \leq \frac{2bd}{f_e} \leftrightarrow 3,93 < 8 \dots\dots\dots$  vérifiée

**Palier :** **1.**  $0,18 > \max(0,375 ; 0,042) \dots\dots\dots$  vérifiée

**2.**  $3.93 < 5 \dots\dots\dots$  vérifiée

Pas de vérification de la flèche

## Schémas de Ferrailage des escaliers

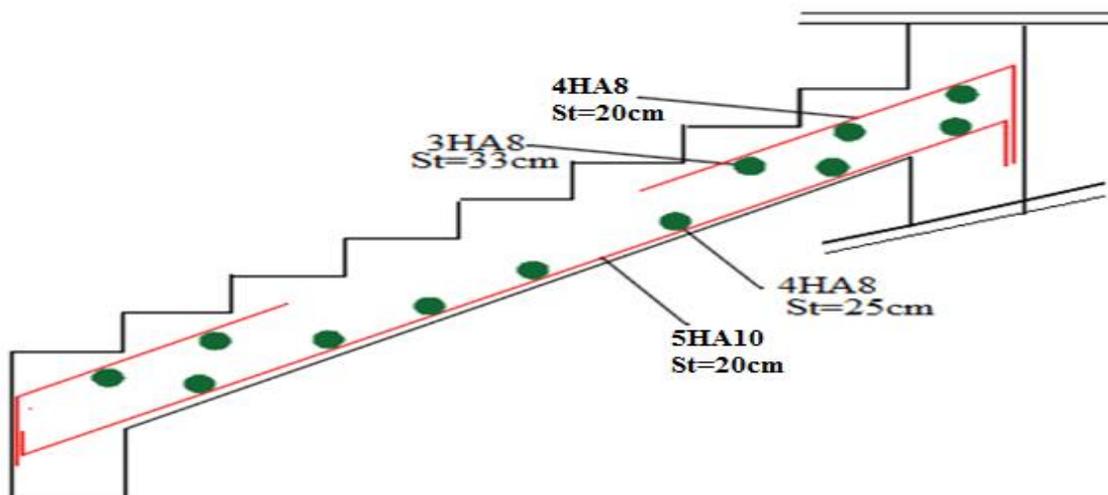


Figure-16 Schéma de ferrailage escalier balancé « volées 01/02 »

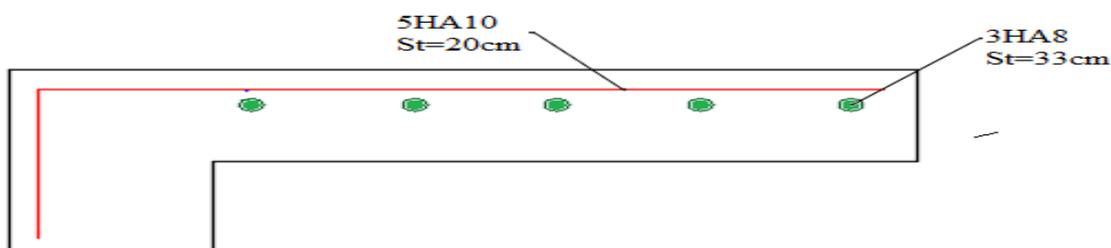


Figure-17 Schéma de ferrailage escaliers balancé « palier de repos »

- **Poutre brisée** : La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réaction) provenant des volées et des paliers de repos ainsi que celle des marches porteuses.

### e. Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{B.A.E.L91})$$

$$\frac{730}{15} \leq h \leq \frac{730}{10} \rightarrow 49\text{cm} \leq h \leq 73\text{cm}$$

exigencies **R.P.A91 ( art7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots b=35\text{cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots h=50\text{cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

$$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 1.4 < 4 \dots\dots\dots \checkmark$$

### - **chargement**

- **Poids propre** :  $G_o = b \times h \times 25 = 4,375\text{KN/m}$
- **Charge de l'escalier** : est la réaction d'appui de l'escalier

## Etude d'un bloc administratif

**ELU** - escalier :  $q_u=50,64\text{KN/ml}$

**ELS** - escalier :  $q_s=36,5\text{kn/ml}$

### f. Calcul à la flexion simple

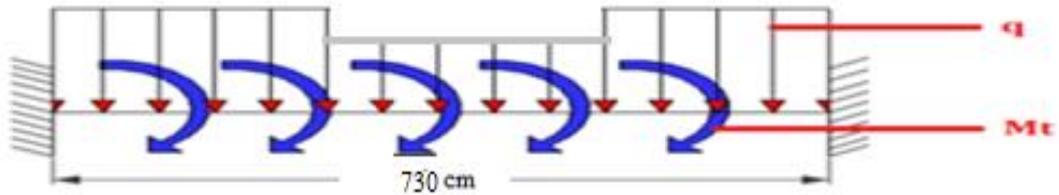


Figure III-18 Schémas statique poutre brisée

#### • Sollicitations

$q_u=1.35G+RA$ (KN)	$q_s$ (KN)	$M_t=q^2/24$ KN.ml		$M_a=-q^2/12$ KN.m		$V_u=q/2$ KN
		ELU	ELS	ELU	ELS	
56.5	30,87	21,22	6,25	-42,11	-14,12	85.26

Tableau III-29 les sollicitation à la flexion simple « poutre brisée »

#### • Ferrailage : flexion simple

	$M_{bu}$	$A'$	$A$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>
Appui	0.116	0	5,22	0.996
Travée	0.057	0	2,69	0.996

Tableau -30 Ferrailage à la flexion simple « poutre brisée »

### g. Calcul à la torsion

Le moment de torsion est transmis par la volée et le palier d'escalier

$$M_{tor} = M_a \times \frac{l}{2} = 33,25\text{KN.m}$$

#### • Ferrailage

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$D'où A_{tor} = \frac{33,25 \times 10^{-3} \times 1.468 \times 1.15}{2 \times 0,129 \times 400} = 5,43\text{cm}^2$$

	$A_{tot} = A_{flex} + \frac{A_{tor}}{2}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix
Appui	7,93	3HA12+3HA14=8.01cm <sup>2</sup>
Travée	5.04	6HA12=6.79cm <sup>2</sup>

Tableau-31 Ferrailage totale de la poutre brisée

### h. Armatures transversales

#### • Espacement : art A.5.1.2.2 C.B.A93

$$St \leq \min((0.9d; 40\text{cm})) = 28.8\text{cm} ; St \leq 42,3\text{cm}$$

## Etude d'un bloc administratif

- **Exigence R.P.A99v2003(art 7.5.2.2)**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}^l\right); St \leq 12,5cm \dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2}; St \leq 25cm \dots\dots\dots \text{zone courante}$$

D'où : St= 20cm ..... zone courante ; St=10cm ..... zone nodale

Flexion simple	Torsion
$At \geq 0.4 \times b \times \frac{St}{fe} = 0.7cm^2$ $At \geq St \times \gamma_s \times b(\tau u - 0.3ft28 \times k)/0.9fe$ k=1 « flexion simple » ; $\tau u = \frac{Vu}{bd} = 1.05MPa$ donc $At \geq 0.54cm^2$	$A^{min} = 0.4 \times e \times \frac{St}{fe} = 0.06cm^2$ $At = Mt \times St \times \gamma_s / 2\Omega fe$ $At = 1,23cm^2$
$At_{totale} = A_{flex} + A_{tor} = 1.77cm^2$   Le choix : 4HA8=2.01cm <sup>2</sup> (un cadre et un étrier)	

Tableau-32 Ferrailage transversale totale « poutre brisée »

### Vérifications

- **Effort tranchant :**

Flexion	Torsion	Total	Observation
0.5Mpa	2,22Mpa	2,27MPa	vérifié

Tableau-33 Vérification du cisaillement « poutre brisée »

- **Vérification des contraintes**

$$FPN : \sigma_{bc} = \frac{M_{SSr}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6fc28 = 15MPa$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \quad ; \quad I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$

	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	-14,12	13,55	71884.77	2.39	15	Vérifiée
Travée	6.25	11,22	73788.46	1.02	15	Vérifiée

Tableau-34 Vérification des contraintes « poutre brisée »

- **Vérification de la flèche**

Condition de non vérification **art B 6.5.1 BAEL91**

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{10M^0}\right) \leftrightarrow 0.35 > 0.1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A \leq \frac{4.2bd}{fe} \leftrightarrow 5.75 < 14.7 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$L \leq 8m \leftrightarrow 7,3m < 8m \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

## Schéma de ferrailage

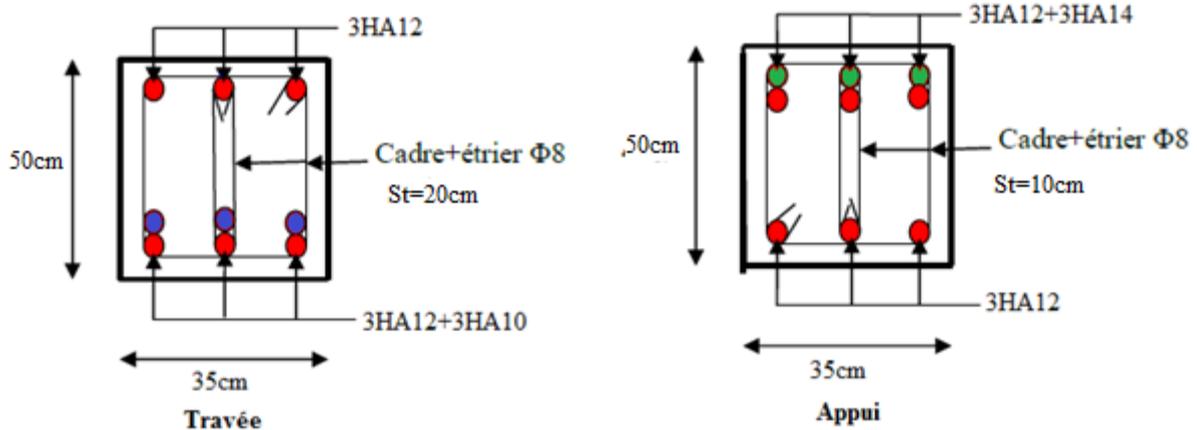


Figure-19 Schéma de ferrailage poutre brisée

### III.4 Poutre de chaînage

Un chaînage est un élément en béton armé horizontal, vertical, ou incliné, c'est un dispositif permettant de liasonner les maçonneries entre elles et d'augmenter leur résistance à la flexion et au cisaillement. et disposé en périphérie de mur ou de dalle.

#### III.4.1 Pré dimensionnement

D'après R.P.A99 (art9.3.3) :  $h \geq 15cm$  ;

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (\text{B.A.E.L91})$$

$b \geq \frac{2}{3}e$  avec  $e$  : l'épaisseur de l'élément supporté

$$L_{max} = 6 - 0,6 = 5,4m ; \quad e = 30cm$$

➤ exigences R.P.A91 ( art7.5.1)

$$b \geq 20cm \dots\dots\dots b = 30c$$

$$h \geq 30cm \dots\dots\dots h = 40cm$$

$$h/b \leq 4 \quad \dots\dots\dots 1,4 < 4$$

#### a. Armatures transversales

**Poids propre :**  $G_0 = b \times h \times 25 = 3KN/m$

**Poids de mur :**  $G_1 = G_{mur} \times h_{\text{étage}} = 2.76 \times (4.6 - 0.3) = 12.31KN/m$

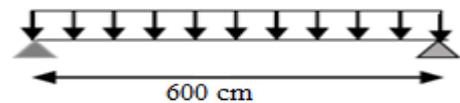


Figure III-20 Schéma statique « poutre de chaînage »

## Etude d'un bloc administratif

		$Mt = 0.85M_0$ KN.m		$Ma = -0.5M_0$ KN.m		$Vu$ $ql$ /2 KN	$A_{cal}$ Cm <sup>2</sup>		Ferrailage	
		ELU	ELS	ELU	ELS		Appui	Trav	Appui	Travée
$q_u$ KN	$q_s$ KN	60.27	44.64	37.67	27.9	55.8	2,98	4,78	2HA12 + 1HA14 3.8cm <sup>2</sup>	3HA10+ 3HA12 5.75cm <sup>2</sup>
20.67	15.31									

Tableau III-35 calcul de ferrailage « poutre de chaînage »

- **Espacement : art A.5.1.2.2 C.B.A93**

$$St \leq \min((0.9d; 40cm) = 28.8cm ; St \leq 28.8cm$$

- **Exigence R.P.A99v2003(art 7.5.2.2)**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi^{\min l}\right); St \leq 10cm \dots\dots Zone nodale$$

$$St \leq \frac{h}{2}; St \leq 20cm \dots\dots zone courante m$$

D'où : St= 15cm ..... zone courante ; St=8cm ..... Zone nodale

- **Armature transversale**

$$\phi t = \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi l^{\min}\right) = \min(1.33 ; 3 ; 1)cm = 1cm^2 \quad \text{Soit un cadre+étrier } \phi 8$$

$$At = 4HA8 = 2.01cm^2$$

### III.4.2 Vérifications

- **Effort tranchant :**

D'après l'article [art A.5.1.2.1.1 C.B.A93]

$$F.P.N \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = 0.52MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

Pas de risque de cisaillement

- **Vérification des contraintes**

	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Appui</b>	-27.9	9.95	48532.65	5.72	15	Vérifiée
<b>Travée</b>	44.64	11.79	66912.84	7.86	15	Vérifiée

Tableau III-36 vérification des contraintes « poutre de chaînage »

- **Vérification de la flèche**

Condition de non vérification art B 6.5.1 BAEL91

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{10M_0}\right) \leftrightarrow 0.40 > 0.08 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A \leq \frac{4.2bd}{f_e} \leftrightarrow 5.75 < 11.34 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$L \leq 8m \leftrightarrow 5.4m < 8m \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### III.4.3 Schéma de ferrailage

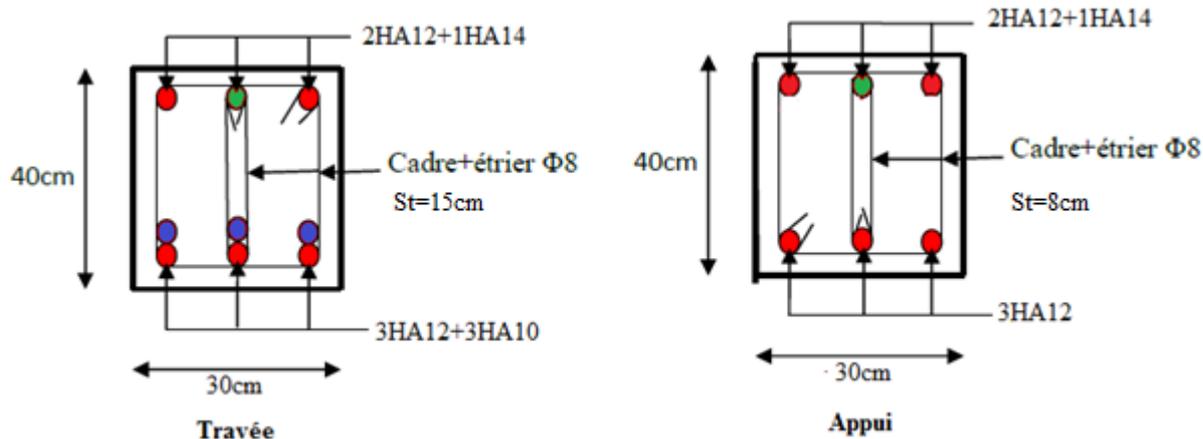


Figure III-21 Schéma de ferrailage « poutre de chaînage »

### III.5 Acrotère

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastree au niveau du plancher terrasse, avec une section ( $b \times h = 1 \text{ ml} \times e = 0,1 \text{ m}$ ), sollicité à un effort normal du à son poids propre, un moment fléchissant du à la surcharge  $Q$  et l'effort du au séisme  $F_p$  ; avec une fissuration nuisible.

#### III.5.1 Calcul de sollicitations :

##### a. Schéma statique :

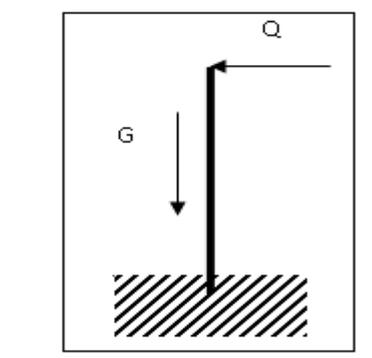


Figure III-22 Schéma statique acrotère

##### b. Evaluation des charges :

- Charge permanente :

$$G = S \times 25 \times 1 \text{ ml} = (0,1 \times 0,9 + 0,05 \times 0,1 + 0,1 \times 0,05 \div 2) \times 25 \times 1 = 2,437 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- **Charge horizontale :**

D'après l'article 6.2.3 RPA99V2003, les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux sont calculées suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone "A = 0,25 "

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant de 0,3 à 0,8

Selon Tableau 6.1 RPA99V2003, "  $C_p = 0,8$  "

$W_p$  : Poids de l'élément considéré, "  $W_p = 2,437 \text{ KN/ml}$  "

D'où :  $F_p = 1,949 \text{ KN/ml}$

- ❖ **La position de l'axe neutre :**

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{0,1 \times 0,9 \times 0,45 + 0,1 \times 0,05 \times 0,025 + 0,1 \times 0,05 \div 2 \times 0,867}{0,1 \times 0,9 + 0,1 \times 0,05 + 0,1 \times 0,05 \div 2} = 0,48 \text{ m}$$

### c. Calcul des sollicitations :

	<b>G</b>	<b>Q</b>	<b><math>F_p</math></b>
<b>N (KN/ml)</b>	2,437	0	0
<b>M (KN.ml)</b>	0	$Q \times h =$ 0,8	$F_p \times Y_G$ = 0,935

Tableau III-37 Sollicitation « acrotère »

	<b>ELU (1.35G+1.5Q)</b>	<b>ELU (G+Q+E)</b>	<b>ELS (G+Q)</b>
<b>N (KN/ml)</b>	3,289	2,437	2,437
<b>M (KN.ml)</b>	1,35	1,835	0,9

Tableau III-38 combinaison d'action « acrotère »

### III.5.2 Ferrailage :

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,835}{2,437} = 0,75 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{0,9}{6} = 0,15 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

Pour le cas de la flexion composée avec compression [Article 4.3, 5 BAEL91], énonce une excentricité totale,  $e = e_0 + e_a + e_2$

## Etude d'un bloc administratif

$e_a$  : excentricité due aux imperfections géométriques

$$e_a = \max(2\text{cm}; h/250)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}; 90/250 = 0,36) = 2\text{cm}$$

$e_2$  : excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}; M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0$$

$$l_f = 2l_0 = 1,8$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,8^2}{10^4 \times 0,9} \times 2 = 0,216\text{cm}$$

$$\text{D'où : } e = 75 + 2 + 0,216 = 77,216 \text{ cm}$$

Donc les sollicitations réelles :

$$N_U = 2,437 \text{ KN/ml}$$

$$M_U = N_U \times e = 1,876 \text{ KN.ml}$$

La section est partiellement comprimée donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_U = M_{UG} + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$d = e - \text{enrobage}$$

Comme la fissuration est nuisible, selon l'article A.7.1 BAEL91 L'enrobage est pris égale à 3cm.

$$d = 10 - 3 = 7\text{cm}$$

$$M_U = 1,924 \text{ KN.ml}$$

**La section d'armature : voir annexe ...**

$$A = 0,73\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,84\text{cm}^2$$

$A_{min} > A \Rightarrow$  On ferraille avec  $A_{min}$

Le choix : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

$$S_t \leq \min(3 \times h ; 33) = \min(3 \times 10 ; 33) = 30\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm}$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5\text{cm}^2$$

Le choix : 3HA8 = 1,51cm<sup>2</sup>

$$S_t \leq \min(4 \times h ; 45) = \min(4 \times 10 ; 45) = 40\text{cm}$$

$$S_t = 33\text{cm}$$

### III.5.3 Vérification :

- Vérification du cisaillement :

La vérification du cisaillement selon l'article A.5.1.2.1.1 CBA93 est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \quad ; \quad \tau_u = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,0214 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement

- Vérification des contraintes :

$N_{ser}(\text{MN})$	Y (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
$2,437 \times 10^{-3}$	1,77	4,15	15	1,55	201,63	C.V	C.V

Tableau III-39 Vérification des contraintes « acrotère »

### III.5.4 Schéma de ferrailage :

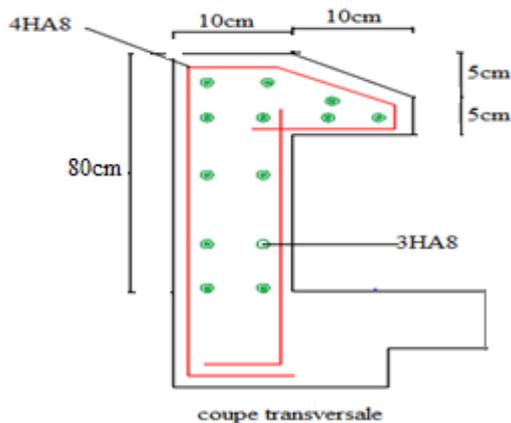


Figure III-23 Schéma de ferrailage acrotère

### **III.6 Conclusion**

Ce chapitre a été question de choisir la section d'armature pour les éléments non structuraux (escaliers ; poutre de chaînage ; acrotère) ainsi que les planchers (poutrelles et dalles pleines) afin d'assurer la stabilité et la résistance de chacun ainsi que le critère de l'économie en respectant la réglementation en vigueur.

## Chapitre IV

### Etude dynamique

## IV Etude de dynamique

### IV.1 Introduction

Le comportement dynamique des structures est souvent complexe et difficile à le prévoir. En effet pour reproduire le comportement d'un bâtiment sous changement dynamique il faut une bonne définition des éléments ainsi leur comportement. La modélisation de la structure passe d'abord par une bonne conception qui nécessite la connaissance des règles de la construction. L'objectif d'une étude dynamique est de prédire son comportement a fin d'assurer une bonne rigidité, et une bonne résistance vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, afin de limiter les dommages causées tout en respectant les aspects de la construction qui sont : L'économie, La résistance, L'aspect architectural.

La structure modélisée dans ce chapitre est de hauteur  $h_t = 38,91m$  et des longueurs  $L_x = 29,6m$ ,  $L_y = 29,6m$ . le bâtiment en question se situe en zone III, et appartient au groupe d'usage 2 alors les conditions d'application de le méthode statique ne sont pas réunis, Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel ETABS 2016.

### IV.2 Méthodes de calculs :

Selon le RPA 99 Version 2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### a. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

#### b. Méthode d'analyse modale spectrale :

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.

### IV.3 Méthode statique équivalente :

#### a. Détermination des coefficients :

La formule de la force sismique totale à la base est donnée par l'ART 4.2.3 RPA99 V2003

$$\text{Avec : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.

## Etude d'un bloc administratif

-  $W$  : poids total de la structure  $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4-5 du RPA99, dans notre cas  $\beta = 0,20$

### ➤ Coefficient d'accélération $A$ :

D'après la classification sismique des wilayas : Alger → Zone III (Zone de sismicité élevée)

Le bâtiment à usage administratif (bureaux) est classé comme ouvrage courant d'importance moyenne (Groupe d'usage 2).

D'après le tableau (4.1 RPA99 V2003) et suivant les critères précédents :

$A = 0,25$

### ➤ Coefficient de comportement $R$ :

La valeur de  $R$  est donnée par le tableau 4.3 RPA99V2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA99V2003.

Dans notre cas on a système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction en béton armé. (la hauteur du bâtiment dépasse 11m en zone III) Ce qui implique que le coefficient de comportement est égale à 5 ( $R = 5$ ).

### ➤ Facteur d'amplification dynamique moyen $D$ :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5 \eta (T_2/3)^{\frac{2}{3}} (3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{A.4.2.3}$$

**RPAV2003**

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

$T$  : Période fondamentale.

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie de site.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,88 > 0,7$$

Site 3 (Site meuble)  $\Rightarrow T_1 = 0,15s$  et  $T_2 = 0,5 s$

### b. Estimation empirique de la période fondamentale :

La période fondamentale  $T$  correspond à la plus Petite valeur obtenue par les formules

$$4.6 \text{ et } 4.7 \text{ du RPA99 Version } 2003 : T = \min \left( C_T h_N^{3/4} ; 0,09 h_N / \sqrt{D} \right)$$

Avec :

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

## Etude d'un bloc administratif

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99 V2003.

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Selon X :

$$h_N = 38,91 \text{ m} ; D = 29,60 \text{ m} ; C_T = 0,05 ; T = \min(0,778s ; 0,643s)$$

Donc :  $T_x = T_y = 0,643s$

On a  $T_2(S_3) = 0,5s$  ;  $T_2 \leq T \leq 3,0s$  ;  $D = 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}}$

Donc :  $D_x = D_y = 1,86$

### ➤ Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$  : La pénalité à retenir selon le critère de qualité q « est satisfait ou non », sa valeur est donnée dans le tableau suivant :

	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau IV-1 Facteur de qualité Q

$$Q_x = Q_y = 1 + 0,15 = 1,15$$

D'où l'effort sismique à la base :  $V_x = V_y = 6969,59 \text{ KN}$

### IV.4 Modélisation de la structure

La modélisation de la structure consiste à présenter celle-ci sur le logiciel ETABS 2016 La modélisation des éléments structuraux consiste à présenter une simulation sur logiciel sous forme d'un modèle numérique on 3D qui représente l'ossature. Le modèle permet d'analyser le bâtiment, et déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portiques poteaux- poutres et des planchers modélisés sous forme de diaphragmes. Le modèle de la structure est composé de six Étage encasté à la base, on considérant le sous-sol comme étant des boîtes rigide, d'où

## Etude d'un bloc administratif

on a modélisé uniquement la partie sortante du sol, tout en considérant le sous-sol sol comme encastrement.

- ✓ La structure modélisée est de hauteur  $h_t = 38,91$  m et des longueurs  $\begin{cases} L_x = 29,6\text{m} \\ L_y = 29,6\text{m} \end{cases}$
- ✓ Le logiciel nous a permis d'introduire un spectre réglementaire, on introduit un spectre de réponse du RPA en fonction de la zone sismique (III), le type de sol (S3: site meuble), le groupe d'usage (02), les matériaux constitutifs et le système de contreventement.

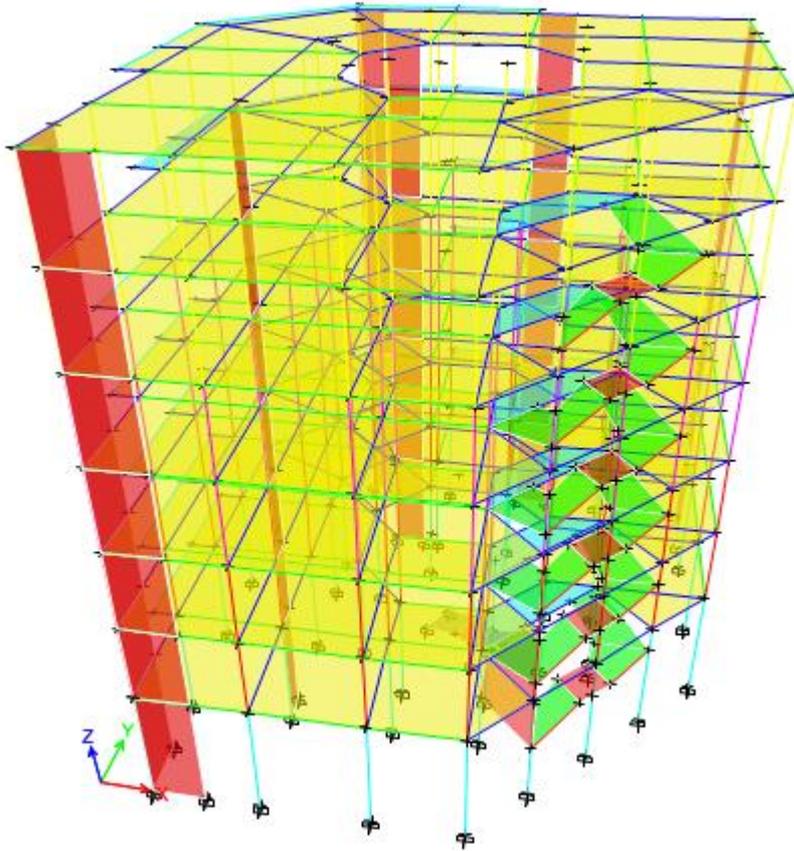


Figure IV-1 Vue en 3-D de la structure

### IV.4.1 Disposition des voiles

La disposition des voiles a été faite après plusieurs tentatives, la disposition doit satisfaire les conditions de répartition des rigidités, des masses, et d'éviter les effets de la torsion tout en respectant la régularité de la structure.

La disposition des voiles retenus est représentée par la figure ci-dessous

## Etude d'un bloc administratif

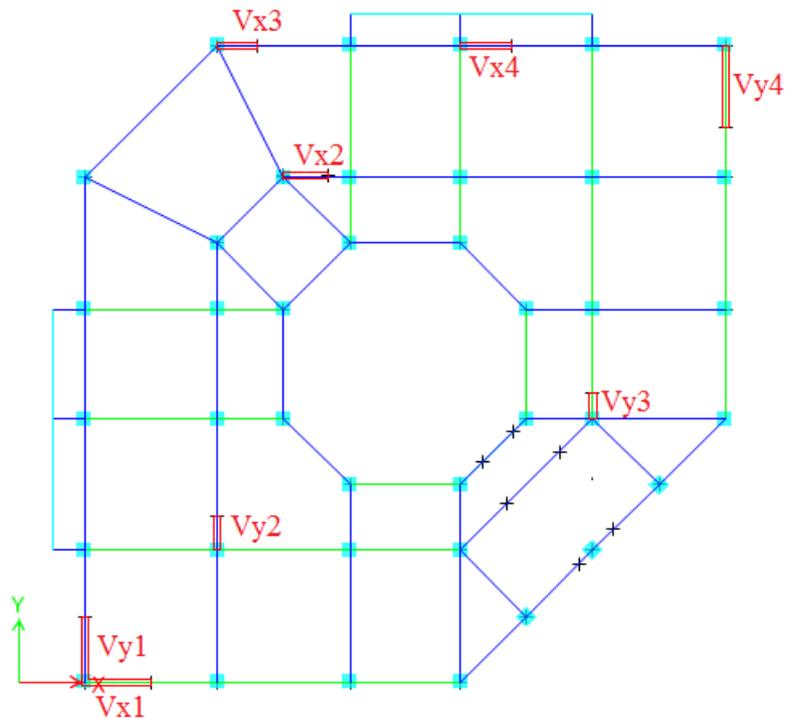


Figure IV-2 Schéma de disposition des voiles

Modes	Période (s)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)	sum Ux (%)	sum Uy (%)
<b>1</b>	0,934	0,7621	0,025	0,7621	0,025
<b>2</b>	0,882	0,0281	0,741	0,7903	0,766
<b>3</b>	0,721	0,013	0,0172	0,8033	0,7832
<b>4</b>	0,292	0,106	0,0113	0,9093	0,7945
<b>5</b>	0,266	0,0159	0,1322	0,9253	0,9267

Tableau IV-2 Participation de la masse modale

Après l'analyse les résultats obtenus montrent que le comportement de la structure dans le premier mode est une translation suivant l'axe x-x, Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe y-y et le troisième mode est une rotation

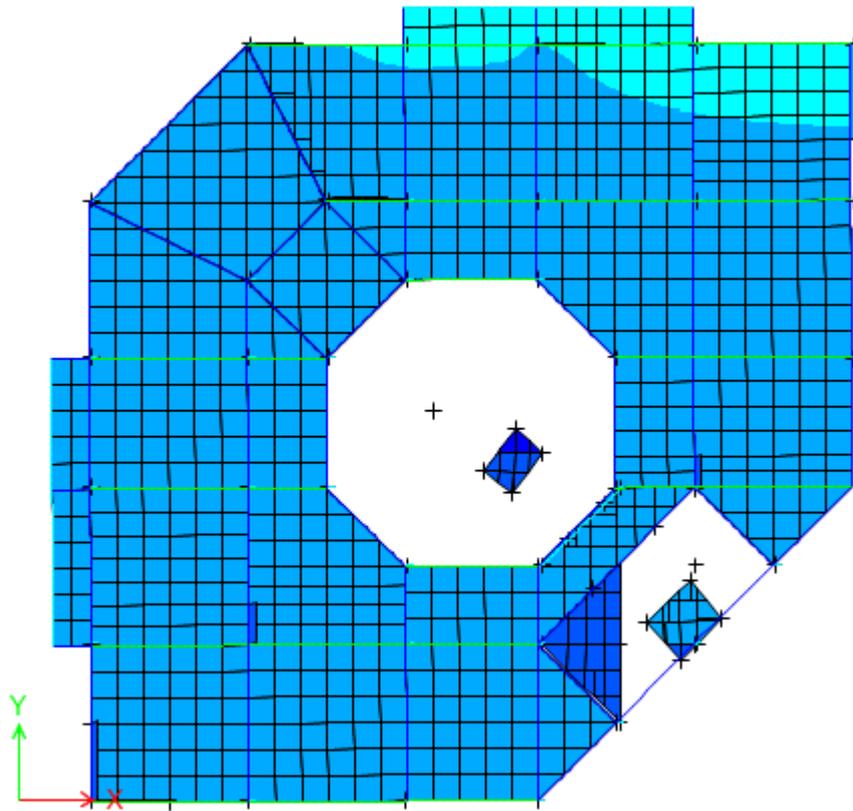


Figure IV-3 Déformation suivant le mode 01 « translation suivant XX »

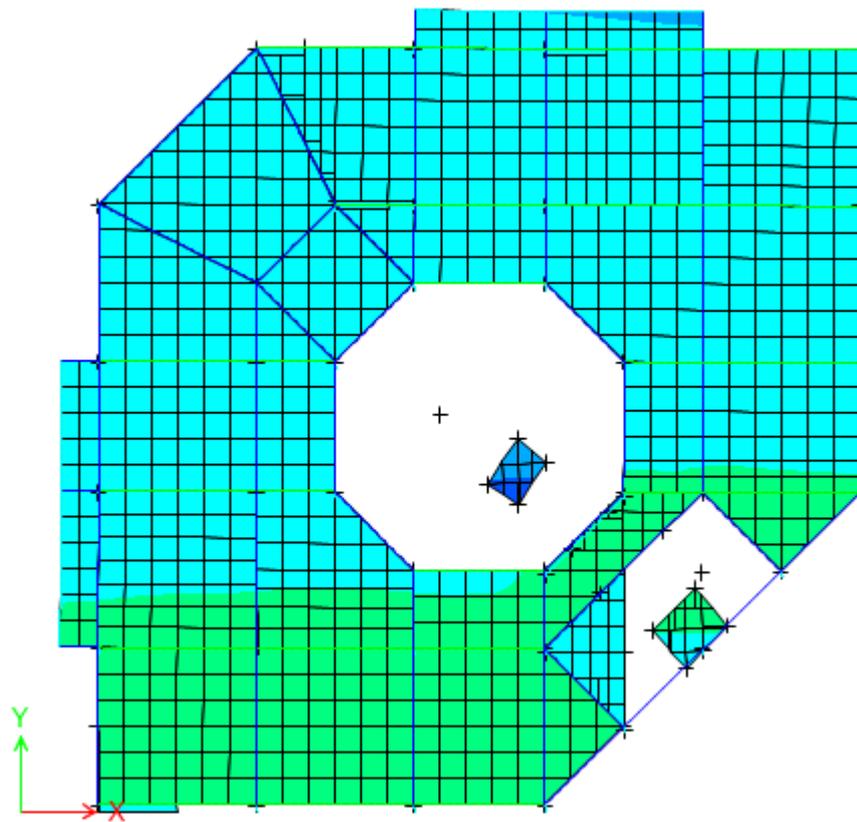


Figure IV-4 Déformation suivant le mode 02 « translation suivant YY »

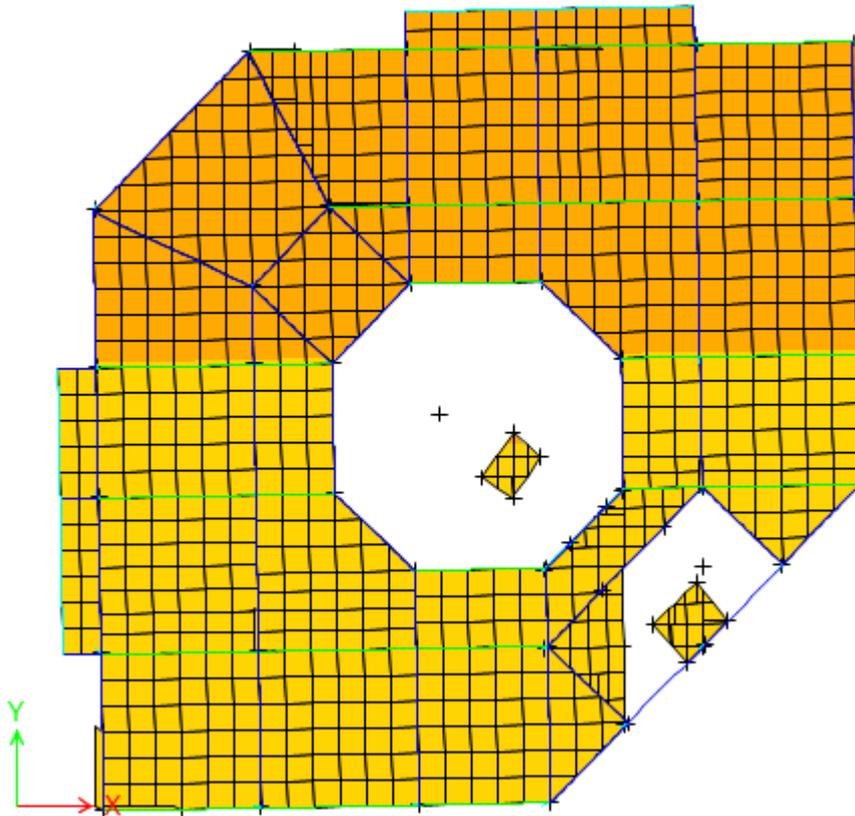


Figure IV-5 Déformation suivant le mode 03 »rotation autour de l'axe ZZ»

## IV.5 Les vérifications

### IV.5.1 Vérification de la rigidité de la structure

D'après l'article 4.3.6 RPA99 V 2003 la condition doit être vérifiée.

#### a. Vérification de l'effort dynamique à la base :

On vérifie la condition suivante :  $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV-2 on constate :

$$V_{x\ dyn} = 5769,172\ KN > 0,8 V_{st} = 5575,672\ KN$$

$$V_{y\ dyn} = 5886,5329\ KN > 0,8 V_{st} = 5575,672\ KN$$

⇒ L'effort dynamique à la base est vérifié

### IV.5.2 Vérification de la participation modale

- D'après les résultats obtenus dans le tableau IV-2 on remarque que les deux premiers modes sont des translation avec un taux de participation massique de 76,21% suivant l'axe xx pour le mode 1, et de 76,6 % Suivant l'axe yy pour le mode 2.

- 90% de la somme des masses modales effectives sont atteintes au 5<sup>eme</sup> mode dans les deux sens.

### IV.5.3 Justification du système de contreventement :

Pour un système de contreventement mixte avec interaction l'article **3.4.a RPA 99 v 2003** exige une répartition des charges verticales et horizontales ainsi :

- Charges verticales : le pourcentage des charges verticales reprises par les portique doit être  $\geq 80\%$  des charges totales ; et le pourcentage pour les voiles doit être  $\leq 20\%$  des charges .
- Charges horizontales : le pourcentage des charges horizontales reprises par les portique doit être  $\geq 25\%$  des charges totales ; et le pourcentage pour les voiles doit être  $< 75\%$  des charges .

Les résultats de l'interaction des charges sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	La charge reprise (KN)		Le pourcentage (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	-54933,8352	-13416,0076	80,37	19,63	Interaction vérifiée

Tableau IV-3 Vérification des interactions verticales voiles-portique

Niveaux	Sens xx				Sens yy			
	La charge reprise (KN)		Le pourcentage (%)		La charge reprise (KN)		Le pourcentage (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Etage 6	1152,7193	171,9679	87,02	12,98	1282,855	242,9188	84,07	15,93
Etage 5	1390,9453	583,083	70,46	29,54	139,1041	141,4978	49,53	50,42
Etage 4	1989,8221	518,8198	79,32	20,68	144,1499	114,9862	55,63	44,37
Etage 3	2154,2595	862,2674	71,42	28,58	312,5218	127,7183	70,99	29,01
Etage 2	2910,5109	593,6131	83,06	16,94	577,9596	132,2819	81,39	18,61
Etage 1	2968,2009	1042,594	47,01	25,99	218,6353	643,2819	25,27	74,63
RDC	1020,1071	2787,9702	26,79	73,21	935,6195	276,1631	77,22	22,78

Tableau IV-4 Vérification des interactions horizontales voiles-portique

D'après les résultats obtenus on remarque que l'interaction voile-portique est justifiée dans les deux sens .

### IV.5.4 Vérification des déplacements relatifs inter-étages :

D'après l'article **Art 5.10 RPA 99 V 2003** , les déplacements relatifs d'un étage aux étages qui lui sont adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage

On vérifie la condition suivante :  $\frac{\Delta_k}{h_k} < 1\%h$

$\Delta_k$ : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 ».

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

Avec :  $\delta_k = R \delta_{ek}$

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

## Etude d'un bloc administratif

R : Coefficient de comportement.

h : hauteur d'un étage

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
<b>RDC</b>	0,006232	0,03116	0	0,03116	714	0,0043
<b>Etage 01</b>	0,013557	0,067785	0,03116	0,036625	476	0,0076
<b>Etage 02</b>	0,020311	0,101555	0,067785	0,03377	476	0,0071
<b>Etage 03</b>	0,026657	0,133285	0,101555	0,03173	476	0,0066
<b>Etage 04</b>	0,032293	0,161465	0,133285	0,02818	476	0,0059
<b>Etage 05</b>	0,037114	0,18557	0,161465	0,024105	476	0,005
<b>Etage 06</b>	0,041034	0,20517	0,18557	0,0196	476	0,0041

Tableau IV-5 Vérification des déplacements relatifs inter-étages « sens xx »

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
<b>RDC</b>	0,001678	0,00839	0	0,00839	714	0,0011
<b>Etage 01</b>	0,002604	0,01302	0,00839	0,00463	476	0,0009
<b>Etage 02</b>	0,003861	0,019305	0,01302	0,006285	476	0,0013
<b>Etage 03</b>	0,005024	0,02512	0,019305	0,005815	476	0,0012
<b>Etage 04</b>	0,006342	0,03171	0,02512	0,00659	476	0,0013
<b>Etage 05</b>	0,007768	0,03884	0,03171	0,000713	476	0,0015
<b>Etage 06</b>	0,009116	0,04558	0,03884	0,00674	476	0,0014

Tableau IV-6 Vérification des déplacements relatifs inter-étages « sens yy »

D'après les deux tableaux précédents les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage

### IV.5.5 Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :

L'effet P- $\Delta$  (effet du second ordre) est dû aux charges verticales après déplacement, il peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99 V 2003})$$

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

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
<b>RDC</b>	714	59686,2561	0,041034	5769,172	0,0059
<b>Etage 01</b>	476	49517,957	0,037114	5461,8645	0,007
<b>Etage 02</b>	476	41159,4102	0,032293	4943,6189	0,0056
<b>Etage 03</b>	476	32316,2978	0,026657	4286,6368	0,042

## Etude d'un bloc administratif

<b>Etage 04</b>	476	23785,7747	0,020311	3483,8325	0,029
<b>Etage 05</b>	476	15822,8753	0,013557	2589,5922	0,017
<b>Etage 06</b>	476	8537,4966	0,006232	1496,8553	0,0074

Tableau IV-7 Vérification des effets (P-Δ) « sens xx »

Niveau	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>
<b>RDC</b>	714	59686,2561	0,038905	5886,5329	0,055
<b>Etage 01</b>	476	49517,957	0,034399	5556,4032	0,064
<b>Etage 02</b>	476	41159,4102	0,029191	5050,6939	0,049
<b>Etage 03</b>	476	32316,2978	0,023448	4270,2951	0,037
<b>Etage 04</b>	476	23785,7747	0,017262	3385,7829	0,025
<b>Etage 05</b>	476	15822,8753	0,011079	2443,5107	0,015
<b>Etage 06</b>	476	8537,4966	0,005138	1411,3864	0,0065

Tableau IV-8 Vérification des effets (P-Δ) « sens yy »

Les effets de second ordre peuvent être négligés

### IV.5.6 Vérification de l'effort normal réduit :

L'article 7.4.3.1 RPA 99 V 2003 exige, afin de limiter la rupture fragile sous l'ensemble des sollicitations dues au séisme, de vérifier l'effort normal de compression à chaque niveau en satisfaisant la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec B la section du poteau considéré

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v
65*65	4225	2585,4135	0,245
60*60	3600	2149,9439	0,239
55*55	3025	1395,6304	0,185
50*50	2500	690,1238	0,110

Tableau IV-9 Vérification de l'effort normal réduit

### IV.6 Conclusion

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, définissant les différents éléments et les différentes combinaisons de charges, nous a permis de faire un calcul dynamique dans le but de prédire le comportement de la structure sous un éventuel séisme. L'étude dynamique est faite dans les règles de l'art en respectant les prescriptions des règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003). La structure est modélisée en adoptant un système de contreventement mixte voile-portique avec justification de l'interaction. Après plusieurs tentatives pour le choix d'une disposition adéquate des voiles de contreventement on a opté à une disposition qui contient quatre voiles dans les deux sens XX et YY.

Les résultats de la modélisation ont montré un comportement satisfaisant. Les modes de vibrations obtenus montrent un bon comportement tels que on a obtenu une translation selon xx pour le premier mode, une translation selon (yy) pour le deuxième mode et une rotation

## Etude d'un bloc administratif

---

pour le troisième mode. En conclusion le model satisfait globalement les exigences du comportement souhaité. En fin un nouveau dimensionnement des poteaux et voiles est proposé :

- Poteaux sous sol et RDC :  $65 \times 65cm^2$
- Poteaux étages 01 / 02 :  $60 \times 60cm^2$
- Poteaux étages 03 / 04 :  $55 \times 55cm^2$
- Poteaux étages 05 / 06 :  $50 \times 50cm^2$
- Epaisseur des voiles :  $e = 30cm$

Chapitre V  
Etude des éléments  
structuraux

## V Chapitre V

### V.1 Introduction :

Notre structure est un ensemble de poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS2016), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poteaux seront calculés en flexion composé.
- Les poutres seront calculées en flexion simple.

### V.2 Les poteaux :

Les poteaux se calculent à la flexion composée avec des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- 1) Moment maximal et un effort normal correspondant ( $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ )
- 2) Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ )
- 3) Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ )

➤ **Combinaisons spécifiques de calcul :**

Combinaisons fondamentales : BAEL 91

$$\begin{cases} 1,35 \times G + 1,5 \times Q & (ELU) \\ G + Q & (ELS) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles : RPA 99

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

➤ **Ferrailage longitudinal**

$$A_{min} = 0,9\%(b \times h)$$

$$A_{max} = 4\%(b \times h) \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

$$A_{max} = 6\%(b \times h) \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement}$$

Le ferrailage longitudinal relatif aux prescriptions du **RPA99 V 2003 art 7.4.2.1** est montré dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	$A_{min}$ RPA ( $cm^2$ )	$A_{max}$ RPA ( $cm^2$ )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol+RDC	65*65	38,02	169	253,5
Etages 01/02	60*60	32,4	144	216
Etages 03/04	55*55	27,23	121	18,15
Etages 05/06	50*50	22,5	100	150

**Tableau V-1 Le ferrailage longitudinal minimal dans les poteaux**

## Etude d'un bloc administratif

Pour le ferrailage transversal des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots \text{(Art 7.4.2.2 RPA99 V2003)}$$

$V_u$ : Effort tranchant de calcul ;  $h_1$  : hauteur totale de la section brute

$\rho$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

La quantité d'armatures transversales minimales :  $A_t^{min}$  en % est donnée comme suit (Art 7.4.2.2 RPA99 V2003)

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% \times (t \times b_1) & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \times (t \times b_1) & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes} & \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$  Elancement géométrique du poteau

- ❖ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\phi_t$  minimum.

### V.2.1 Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont tirées du logiciel ETABS2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$N_{max}$ et $M_{corr}$		$N_{min}$ et $M_{corr}$		$M_{max}$ et $N_{corr}$		$V_u$ (KN)
	N (KN.m)	M (KN)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN)	N (KN)	
65*65	3595,1971	6,6468	1418,373	-33,285	238,1768	854,0117	184,509
60*60	2956,0541	5,8271	121,8057	-397,65	416,6614	1624,238	267,593
55*55	1909,8071	15,7307	4,7115	16,1921	300,7036	105,286	180,954
55*55	953,4654	79,606	131,6854	17,0539	187,8895	84,4869	180,107
50*50	953,4654	79,606	131,6854	17,0539	187,8895	84,4869	180,107
50*50 coupole	29,1195	45,1286	9,526	0	57,1861	29,11	35,74

Tableau V-2 Les sollicitations dans les différents poteaux

### V.2.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux se calculent à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables pour chaque changement de section

- Exemple de calcul :

Soit le poteau du Sous-sol + RDC  $65 \times 65 \text{ cm}^2$

1) Calcul sous :  $N_{max} \rightarrow M_{corr}$

$$N_{max} = 3595,1971 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 6,6468 \text{ KN.m}$$

## Etude d'un bloc administratif

$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0,018 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ m} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section et N de compression on doit vérifier :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81 d') b h f_{bu} \dots \dots \dots .I$$

$$d = 0,6 \text{ cm} ; d' = 0,05 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } M_{UA} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 995,33 \text{ KN.m}$$

$I \Leftrightarrow 0,982 \text{ MN.m} < 1,07 \text{ MN.m}$  . D'où la section est partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{UA}$

M <sub>UA</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	Z	A (cm <sup>2</sup> )
995,33	0,299	0,489	58,37

Tableau V-3 Ferrailage à la flexion simple « combinaison 1 »

A la flexion composée :  $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -44,94 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow A' = 0$

**2) Calcul sous :  $N_{min} \rightarrow M_{corr}$**

$$N_{min} = -1418,3726 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 33,2847 \text{ KN.m}$$

$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0,023 \text{ m} < 0,325 \text{ m} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section et N (est pris avec son signe -) de traction d'où la section est entièrement tendue

e <sub>1</sub> (m)	e <sub>2</sub> (m)	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )
0,298	0,252	-18,67	-22,08

Tableau V-4 Ferrailage à la flexion simple « combinaison 2 »

$$A_1 \text{ et } A_2 < 0 \rightarrow A'' = 0$$

**3) Calcul sous :  $M_{max} \rightarrow N_{corr}$**

$$M_{max} = 238,1768 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 485,0117 \text{ KN}$$

$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0,49 \text{ m} > 0,325 \text{ m} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'extérieur de la section et N de compression donc la section est partiellement comprimée

M <sub>UA</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	Z	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )
371,55	0,086	0,573	18,63

Tableau V-5 Ferrailage à la flexion simple « combinaison 3 »

A la flexion composée :  $A = A'''_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 4,69 \text{ cm}^2$

$$A_{calculé} = \max(A' ; A'' ; A''') = 4,69 \text{ cm}^2 / \text{face} ; A_{adopté} = \max(A_{calculé} ; A_{min}) = A_{min} = 38,02 \text{ cm}^2$$

D'où le choix : 3HA16+2HA20=12,31cm<sup>2</sup>/face ; le ferrailage totale :  
8HA16+8HA20=41,21cm<sup>2</sup>

## Etude d'un bloc administratif

### ➤ Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$L_f = 0,7 L_0 = 0,7 \times 6,49 = 4,543 \text{ m} ; \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} = \frac{4,543}{0,65} = 6,989 \quad \Rightarrow \quad \rho = 2,5$$

$$\text{Zone III} \left\{ \begin{array}{l} St' \leq \text{Min}(b_1/2; h_1/2; 10 \phi_1) \dots \dots \text{zone courante} \\ St \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{zone nodale} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} St = 7\text{cm} \\ St' = 15\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 10^{-3} \times 184,5091 \times 0,07}{0,65 \times 400} = 1,24\text{cm}^2 ; A_t^{\text{min}} = 0,3\% \times St \times b_1 = 2,92\text{cm}^2$$

Le choix : 6HA8=4,02 cm<sup>2</sup> soit 3 cadre de  $\phi_8$

### Disposition constructive « zone III »

- L'espace dans une face ne doit pas dépasser 20cm
- Le diamètre minimale des barre longitudinales est 12mm
- Longueur de recouvrement :  $L_r = 50\phi_{l \text{ max}} = 100\text{cm}$

Poteau (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)		Armatures transversales (cm <sup>2</sup> )	Longueur de recouvrement (cm)
		Zone nodale	Zone courante		
<b>65*65</b>	8HA20+8HA16=41,21	7	15	6HA8=4,02	100
<b>60*60</b>	4HA20+12HA16=36,7	7	15	6HA8=4,02	100
<b>55*55</b>	8HA16+8HA14=28,4	7	10	6HA8=4,02	80
<b>50*50</b>	4HA16+12HA14=26,51	7	10	6HA8=4,02	80
<b>Poteaux couple</b>	12HA14+4HA12=22,99	7	10	6HA8=4,02	70

Tableau V-6 Ferrailage opté pour chaque section des poteaux

### V.2.3 Vérifications nécessaires :

#### a) Vérification au flambement

Selon le **C.B.A93 art B.8.2.1** 1 les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

$$Br \geq B_{\text{calculé}} = \frac{Nu}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) + \left( \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

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

## Etude d'un bloc administratif

poteau	$N_u$ (KN)	$l_f$ (m)	$\alpha$	$B_{calculé}$ (m <sup>2</sup> )	$Br$ (m <sup>2</sup> )	Observation
<b>65*65</b>	3595,1971	4,543	0,776	0,2106	0,3969	Vérifiée
<b>60*60</b>	2956,0541	2,877	0,813	0,1594	0,3364	Vérifiée
<b>55*55</b>	1909,8071	2,877	0,806	0,1077	0,2809	Vérifiée
<b>50*50</b>	953,4654	2,877	0,798	0,0522	0,2304	Vérifiée
<b>Poteaux coupole</b>	29,1195	1,12	0,84	0,0016	0,2304	Vérifiée

Tableau V-7 Vérification de flambement dans les poteaux

Pas de risque de flambement

### b) Vérification des contraintes :

Poteau	$N_{ser}$ (KN)	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{b1}$ (MPa)	$\sigma_{b2}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma'_s$ (MPa)
<b>65*65</b>	2608,896	73,877	6,191	5,362	91,916	90,371
<b>60*60</b>	2145,312	116,852	6,824	5,150	100,269	98,422
<b>55*55</b>	695,319	103,265	5,836	3,966	84,991	82,562
<b>50*50</b>	1387,804	659,319	4,795	2,366	68,292	65,105

Tableau V-8 Vérification des contraintes « les poteaux »

Pour toutes les sections des poteaux  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{b1;2} < \overline{\sigma}_{bc} = 158MPa \\ \sigma_s; \sigma'_s < \overline{\sigma}_s = 201,63MPa \end{array} \right\}$  d'où les contraintes sont vérifiées.

### c) Vérifications spécifiques sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ [Art 7.4.3.2 RPA99 V2003]}$$

avec

$\tau_{bu}$  : La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaisons sismiques.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \dots \dots Avec: \begin{cases} \rho_d = 0,075 & Si \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 & Si \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Poteau	$\rho_d$	d (m)	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	observation
<b>65*65</b>	0,075	0,6	184,509	0,473	1,875	Vérifiée
<b>60*60</b>	0,075	0,55	267,59	0,811	1,875	Vérifiée
<b>55*55</b>	0,075	0,5	180,953	0,658	1,875	Vérifiée
<b>50*50</b>	0,075	0,45	180,107	0,800	1,875	Vérifiée
<b>Poteaux coupole</b>	0,075	0,45	35,74	0,16	1,875	Vérifiée

Tableau V-9 Vérification de cisaillement « les poteaux »



## Etude d'un bloc administratif

$$\begin{cases} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ G + Q \end{cases} \begin{matrix} ELU \\ ELS \end{matrix}$$

Combinaisons accidentelles : RPA99 V2003

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

### V.3.1 Sollicitations de calcul

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)	V (KN)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)	V (KN)
<b>RDC +Etages 1,2...,5</b>	601,24	-661,12	821,01	233,18	-272,77	217,142
<b>Etages 6</b>	199,56	-367,63	251,16	157,46	-197,69	165,87
<b>Terrasse inaccessible</b>	174,77	-281,55	122,11	104,98	-160,99	122,11

Tableau V-11 Les sollicitations max « poutres »

Le ferrailage longitudinal relatif aux prescriptions du **RPA99 V 2003 art 7.5.2.1** est montré dans le tableau suivant :

$$A_{min} = 0,5\%(b \times h) ; A_{max} = 4\%(b \times h) \text{ « Zone courante »}$$

$$A_{max} = 6\%(b \times h) \text{ « Zone de recouvrement »}$$

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
		Zone courante	Zone de recouvrement
<b>Poutre principale 65*45</b>	14,62	117	175,5
<b>Poutre secondaire 35*45</b>	7,87	63	94,5

Tableau V-12 Ferrailage longitudinal minimal dans les poutres

#### ➤ Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times St \times b$

*St* : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi)$  en zone nodale,
- $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.3.2 Ferrailage des poutres

#### 1) Armatures longitudinales

##### • Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul du ferrailage de la poutre principale (45 × 65) (RDC) avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 601,2369.m \quad ; \quad M_a = -661,1183KN.m$$

	$\alpha$	$z$	A (cm <sup>2</sup> )	Le choix
<b>Appui</b>	0,188	0,554	27,09	4HA25+4HA16=27,68cm <sup>2</sup>

## Etude d'un bloc administratif

Travée	0,206	0,547	30,18	4HA25+4HA20=32,21cm <sup>2</sup>
--------	-------	-------	-------	----------------------------------

Tableau V-13 Ferrailage d'un exemple des poutres « poutre principale »

Niveau	Type de poutre	localisation	M (KN.m)	Le choix
RDC/etage 01...05	Poutre principale	Travée	601,236	4HA25+4HA16=27,68cm <sup>2</sup>
		Appui	-661,12	4HA25+4HA20=32,21cm <sup>2</sup>
	Poutre secondaire	Travée	233,181	3HA20+3HA16=15,27cm <sup>2</sup>
		Appui	-272,76	6HA20=18,85cm <sup>2</sup>
Etage 06	Poutre principale	Travée	199,567	8HA14=12,32cm <sup>2</sup>
		Appui	-367,63	4HA120+4HA14=18,73cm <sup>2</sup>
	Poutre secondaire	Travée	157,455	3HA16+3HA14=10,65cm <sup>2</sup>
		Appui	-197,69	3HA20+3HA14=14,04cm <sup>2</sup>
Terrasse	Poutre principale	Travée	174,771	8HA14=12,32cm <sup>2</sup>
		Appui	-281,55	4HA16+4HA14=14,2cm <sup>2</sup>
	Poutre secondaire	Travée	104,987	6HA14=9,24cm <sup>2</sup>
		Appui	-160,99	3HA16+3HA14=10,65cm <sup>2</sup>

Tableau V-14 Ferrailage longitudinal des différents types des poutres

### 2) Armatures transversales

-  $A_{t\ min} = 0,003 \times St \times b$  avec

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi 1\right)$  en zone nodale,

$St \leq h/2$  en zone nodale courante

- Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :  $\phi_t \leq \min\left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

Type de poutre	St (cm)		A <sub>t min</sub> (cm <sup>2</sup> )	ϕ <sub>t</sub>	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )
	Z.nodale	Z.courante			
Poutre principale	15	25	2,02	HA10	2 cadre HA10=3,14
Poutre secondaire	10	20	1,05	HA8	2 cadres HA8=2,01

Tableau V-15 Ferrailage transversales « poutres »

### V.3.3 Les vérifications

- Vérification effort tranchant

- Effort tranchant (art A.5.1.2.1.1 C.B.A93)

Type de poutre	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
Poutre principale	821,01	2,94	3,33	Vérifiée
Poutre secondaire	217,14	1,47	3,33	Vérifiée

Tableau V-16 Vérification de cisaillement « poutres »

- Vérification des armatures longitudinales

Appui de rive :  $Al \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$  [art A.5.1, 312 B.A.E.L91]

## Etude d'un bloc administratif

Appui intermédiaire :  $Al \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( Vu + \frac{Mu}{0,9d} \right)$  [art A.5.1, 321 B.A.E.L91]

Type de poutre	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Appui de rive $\frac{\gamma_s}{f_e} Vu$	Appui intermédiaire $\frac{\gamma_s}{f_e} \left( Vu + \frac{Mu}{0,9d} \right)$	Observation
Poutre principale	32,21	23,06	-10,46	Vérifiée
Poutre secondaire	18,85	6,24	-14,50	Vérifiée

Tableau V-17 Vérification des armatures longitudinales « poutres »

• **Vérification des contraintes**

Type de poutre	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Poutre principale	Travée	207,188	13,87	11,56	15	vérifiée
	Appui	194,36	25,83	6,25		
Poutre secondaire	Travée	23,58	12,35	2,88	15	Vérifiée
	Appui	40,82	17,79	3,63		

Tableau V-18 Vérification des contraintes « poutres »

• **Vérification de la flèche**

Condition de non vérification art B 6.5.1 BAEL91

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Type de poutre	b (cm)	h (cm)	L (cm)	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\frac{1}{16}$	Observations
Poutre principale	45	65	849	0,077	0,071	0,01	0,01	0,06	Pas de vérification de la flèche
Poutre secondaire	35	45	600	0,075	0,072	0,01	0,01	0,06	

Tableau V-19 Conditions de non vérification de la flèche « poutres »

### V.3.4 Schémas de ferrailage

Poutre secondaire 45*35 (RDC)	
Appui	Travée
Poutre principale 65*45 (RDC)	
Appui	Travée

## Etude d'un bloc administratif

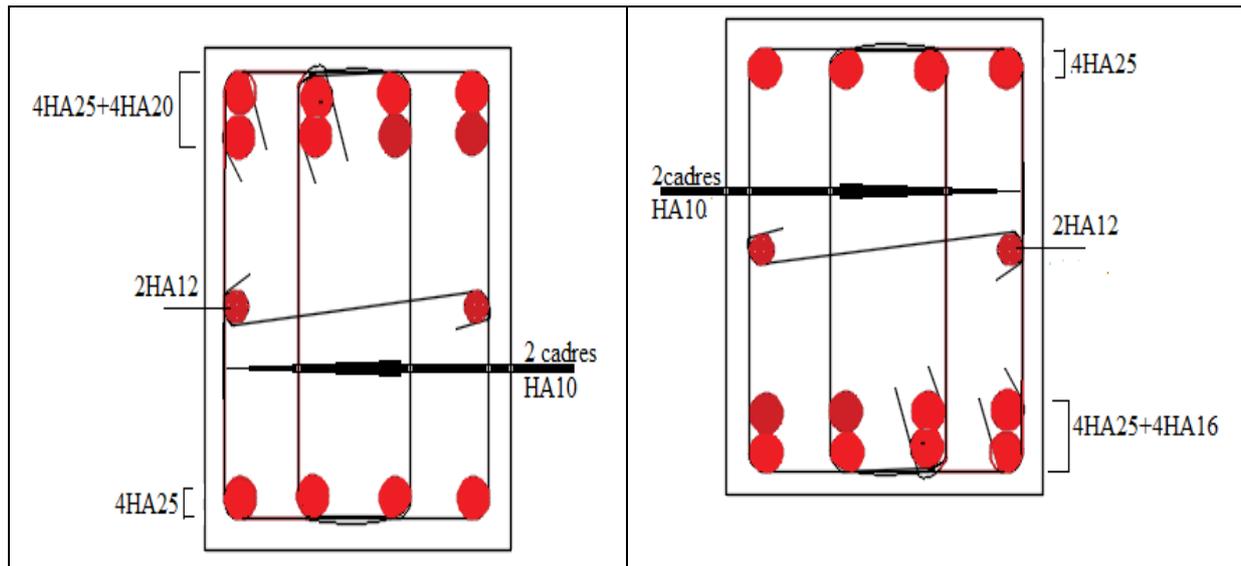


Tableau V-20 Schéma de ferrailage « poutres RDC »

### V.4 Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 V 2003 Art 7.6.2** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25(|M_W| + |M_E|)$$

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s ; \quad \text{Avec } z = 0,9h ; \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348MPa$$

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> /face (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
S.sol +RDC	65*65	58,5	12,31	838,59
Étage (01+02)	60*60	54	9,3	689,66
Étage(03+04)	55*55	49,5	7,7	521,77
Étage (05+06)	50*50	45	8,17	415,15

Tableau V-21 Moments résistants « poteaux »

de la même manière, on calcule le moment résistant dans les poutres. Le tableau suivant résume la vérification de la zone nodale (nœud central)

niveau	$ M_N  +  M_S $	$1,25( M_W  +  M_E )$	Observation
RDC	1677,18	1639,325	Vérifiée
Étage 01	1379,32	1311,46	Vérifiée
Étage 02	1379,32	1311,46	Vérifiée
Étage 03	1043,54	1311,46	Vérifiée
Étage 04	1043,54	1311,46	Vérifiée
Étage 05	830,3	762,62	Vérifiée
Étage 06	830,3	722,7	Vérifiée

# Etude d'un bloc administratif

Tableau V-22 Vérification de la zone nodale

## V.5 Etude des voiles

Le RPA99 V2003 (Art 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant deux niveaux ou 11 m de hauteur dans la zone III.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$\begin{array}{ll} 1,35 \times G + 1,5Q & ; \quad G + Q \\ G + Q \pm E & ; \quad 0,8 \times G \pm E \end{array}$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivantes :

- 1)  $M_{max} \rightarrow N_{corr}$
- 2)  $N_{max} \rightarrow M_{corr}$
- 3)  $N_{min} \rightarrow M_{corr}$

### Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS2016, les résultats des sollicitations maximales de calcul dans les voiles Vx2 sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Sens XX'

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$V_u (KN)$
	N(KN.m)	M (KN)	N (KN)	M(KN.m)	M (KN)	N(KN.m)	
<b>Sous-sol +RDC</b>	-2893,8765	117,1347	-966,0672	200,4206	4076,5236	-1320,7232	941,1637
<b>Etages (1+2)</b>	-2575,1071	85,8825	-749,1657	593,4256	685,2314	-1692,784	225,3255
<b>Etages (3+4)</b>	-1885,7265	117,6633	-741,0831	50,9736	-720,4663	-949,9848	271,8544
<b>Etages (5+6)</b>	-1017,7423	103,174	-431,6549	43,9126	-547,7086	-488,8001	176,2689

Tableau V-23 Les sollicitations max dans le voile Vx2

### V.5.1 Calcul du ferrailage

1) Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{corr}$

➤ Armatures verticales

Les voiles travaillent à la flexion composés ils seront donc ferrillés sous les sollicitations les plus défavorables (effort normal « N » et le moment fléchissant « M ») pour une section ( $e^*$ ).

Exemple de calcul : Voile Vx2 (RDC)

$$L = 2m \quad e = 0,3m \quad d = 1,95m \quad d' = 0,05m$$

$$M_{max} = 4076,523KN.m \rightarrow N_{corr} = 1320,73KN$$

$e_G = \frac{M}{N} = 3,02 m > \frac{l}{2} = 1 m \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'extérieur de la section avec N de compression d'où la section est partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec

## Etude d'un bloc administratif

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 5331,209 \text{ KN.m}$$

M <sub>UA</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	Z	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )
5331,209	0,0964	1,85	90,28

Tableau V-24 Ferrailage à la flexion simple « combinaison 1 »

A la flexion composée :  $A' = A_1 - \frac{N}{f_e} = 57,26 \text{ KN.m}$

On ferraille avec A<sub>min</sub> RPA :  $A_{min}^{RPA} = 0,2\% L_T \times e \dots \dots \dots \text{zone tendue}$

$$A_{min}^{RPA} = 0,1\% L_c \times e \dots \dots \dots \text{zone comprimée}$$

Avec la longueur tendue  $L_T = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$  ;  $\sigma_{min} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} Y$

σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>min</sub> (MPa)	L <sub>T</sub> (m)	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	
			Z tendue	Z comprimée
22,58	18,18	0,89	5,34	0,66

Tableau V-25 Ferrailage minimal voile Vx2 « combinaison 1 »

### 2) Calcul sous N<sub>max</sub> et M<sub>corr</sub>

$$N_{max} = 2893,876 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 117,134 \text{ KN.m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,04 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1 \text{ m} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section est N de compression

On vérifie que :  $N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81 d') b h f_{bu} \dots \dots \dots I$

$I \Leftrightarrow 2,63 < 5,39$  d'où la section est partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

De la même manière que le calcul sous M<sub>max</sub> et N<sub>corr</sub> on trouve  $A'' = -25,52 \text{ cm}^2 < 0$

On ferraille avec A<sub>min</sub> RPA :

σ <sub>max</sub> (MPa)	σ <sub>max</sub> (MPa)	L <sub>T</sub> (m)	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	
			Z tendue	Z comprimée
5,407	4,236	0,87	5,27	0,73

Tableau V-26 Ferrailage minimal voile Vx2 « combinaison 2 »

### 3) Calcul sous N<sub>min</sub> et M<sub>corr</sub>

$$N_{min} = 966,067 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 200,42 \text{ KN.m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,2 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1 \text{ m} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section et N de compression

## Etude d'un bloc administratif

$I \Leftrightarrow 0,897 < 5,39$  D'où la section est partiellement comprimée

$M_{UA}$ (KN.m)	$A'''$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{max}$ (MPa)	$\sigma_{max}$ (MPa)	$L_T$ (m)	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	
					Z tendue	Z comprimée
938,18	-10,01	2,61	0,61	0,37	2,67	3,73

Tableau V-27 Ferrailage minimal voile Vx2 « combinaison 1 »

### ➤ Armatures horizontales

Elle se calcul selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times f_e} \quad ; \quad \tau_u = \frac{1,4 \times V}{e \times d} \quad \text{Avec : } V_{max} = 941,163 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 0,9412}{0,3 \times 1,95} = 2,25 \text{MPa} ; St \leq \min(1,5e ; 30 \text{cm}) = 30 \text{cm} \Rightarrow St = 25 \text{cm}$$

$$A_h = 4,68 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,15\%e \times L = 9 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone glabale du voile par RPA}$$

$$A_{min} = 0,23 \times d \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,06 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone globale du voile par BAEL}$$

Le ferrailage opté en zone tendue :  $A_v : 12\text{HA}25 = 58,91 \text{cm}^2$  ;  $A_H = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{cm}^2$

Le ferrailage des différents types des voiles est résumé dans les tableaux qui se suivent :

Niveau	Sous-sol + RDC	Etages (1+2)	Etages (3+4)	Etage (5+6)
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>30 × 200</b>			
<b>M (KN.m)</b>	4076,524	685,23	720,466	547,708
<b>N (KN)</b>	1320,723	1692,784	949,984	488,800
<b>V (KN)</b>	941,16	225,33	271,854	176,268
<b><math>\tau_u</math> (MPa)</b>	2,44	0,58	0,45	0,7
<b><math>\bar{\tau}_u</math> (MPa)</b>	5	5	5	5
<b><math>A_v^{min}</math> RPA (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Z tendue</b>	5,35	1,05	4,21
	<b>Z comprimée</b>	0,64	4,94	1,78
	<b>Z globale</b>	9	9	9
<b><math>A_v^{adopté}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	58,91	7,70	10,05	10,05
<b>N<sup>bre</sup> barre / face (z.tendue)</b>	12HA25	5HA14	5HA16	5HA16
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	25	25	25	
<b><math>A_h^{adopté}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	4,52	1,57	1,57	1,57
<b>N<sup>bre</sup> barre / face</b>	4HA12	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V-28 Sollicitations et ferrailage du voile Vx2 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol + RDC	Etages (1+2)	Etages (3+4)	Etage (5+6)
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>30 × 300</b>			
<b>M (KN.m)</b>	6646,96	1454,64	902,06	779,09

## Etude d'un bloc administratif

<b>N (KN)</b>		3165,18	1241,18	216,98	133,77
<b>V (KN)</b>		1253,52	546,44	321,67	220,87
<b><math>\tau_u</math> (MPa)</b>		2,16	0,94	0,55	0,72
<b><math>\bar{\tau}_u</math> (MPa)</b>		5	5	5	5
<b><math>A_v^{min}</math> RPA (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Z. tendue</b>	6,85	5,16	7,92	8,22
	<b>Z.comprimée</b>	2,14	3,83	1,07	0,77
	<b>Z. globale</b>	13,4	13,5	13,5	13,5
<b><math>A_v^{adopté}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		7,70	7,70	10,05	10,05
<b>N<sup>bre</sup> barre / face (z.tendue)</b>		5HA14	5HA14	5HA16	5HA16
<b><math>S_t</math> (cm)</b>		25	25	25	25
<b><math>A_h^{adopté}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		4,52	2,26	5,65	1,57
<b>N<sup>bre</sup> barre / face</b>		4HA12	2HA12	HA12	2HA10

Tableau V-29 Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux

Niveau		Sous-sol + RDC	Etages (1+2)	Etages (3+4)	Etage (5+6)
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>		30 × 180			
<b>M (KN.m)</b>		2756,56	512,36	547,51	445,08
<b>N (KN)</b>		1481,73	1633,82	1073,51	207,17
<b>V (KN)</b>		618,26	169,07	211,13	147,71
<b><math>\tau_u</math> (MPa)</b>		1,78	0,49	0,61	0,42
<b><math>\bar{\tau}_u</math> (MPa)</b>		5	5	5	5
<b><math>A_v^{min}</math> RPA (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Z. tendue</b>	4,53	0,23	2,22	4,64
	<b>Z.comprimée</b>	0,87	5,16	3,17	0,75
	<b>Z. globale</b>	8,1	8,1	8,1	8,1
<b><math>A_v^{adopté}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		10,05	10,05	10,05	10,05
<b>N<sup>bre</sup> barre / face (z.tendue)</b>		5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
<b><math>S_t</math> (cm)</b>		25	25	25	25
<b><math>A_h^{adopté}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		3,39	1,57	1,57	1,57
<b>N<sup>bre</sup> barre / face</b>		3HA12	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V-30 Sollicitations et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux

Niveau		Sous-sol + RDC	Etages (1+2)	Etages (3+4)	Etage (5+6)
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>		30 × 230			
<b>M (KN.m)</b>		4763,91	993,11	964,92	783,14
<b>N (KN)</b>		627,567	1043,20	1039,87	566,16
<b>V (KN)</b>		1016,99	343,02	356,61	245,38
<b><math>\tau_u</math> (MPa)</b>		2,29	0,77	0,8	0,55
<b><math>\bar{\tau}_u</math> (MPa)</b>		5	5	5	5
<b><math>A_v^{min}</math> RPA (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Z. tendue</b>	6,55	4,12	4,05	4,98
	<b>Z.comprimée</b>	0,34	2,77	2,85	1,91
	<b>Z. globale</b>	10,35	10,35	10,35	10,35
<b><math>A_v^{adopté}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		7,70	6,79	6,79	6,79
<b>N<sup>bre</sup> barre / face (z.tendue)</b>		5HA14	6HA12	6HA12	6HA12

## Etude d'un bloc administratif

$S_t$ (cm)	25	25	25	25
$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	4,52	1,57	1,57	1,57
N <sup>bre</sup> barre / face	4HA12	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V-31 Sollicitations et ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux

Niveau		Sous-sol + RDC	Etages (1+2)	Etages (3+4)	Etage (5+6)
Section (cm <sup>2</sup> )		30 × 300			
M (KN.m)		7359,37	1751,74	1293,91	1017,75
N (KN)		644,98	1355,64	214,39	166,46
V (KN)		1474,83	711,32	482,48	309,25
$\tau_u$ (MPa)		2,54	1,23	0,83	0,53
$\bar{\tau}_u$ (MPa)		5	5	5	5
$A_v^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	Z tendue	8,6	5,15	8,25	8,26
	Z comprimée	0,39	3,48	0,74	0,74
	Z globale	13,5	13,5	13,5	13,5
$A_v^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )		12,06	12,06	12,06	12,06
N <sup>bre</sup> barre / face (z.tendue)		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
$S_t$ (cm)		25	25	25	25
$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )		5,65	3,36	1,57	1,57
N <sup>bre</sup> barre / face		5HA12	3HA10	2HA10	2HA10

Tableau V-32 Sollicitations et ferrailage du voile Vx4 dans tous les niveaux

Niveau		Sous-sol + RDC	Etages (1+2)	Etages (3+4)	Etage (5+6)
Section (cm <sup>2</sup> )		30 × 155			
M (KN.m)		2333,66	199,26	512,14	426,53
N (KN)		884,71	1125,83	713,74	358,87
V (KN)		564,66	78,88	205,23	163,34
$\tau_u$ (MPa)		1,88	0,26	0,69	0,69
$\bar{\tau}_u$ (MPa)		5	5	5	5
$A_v^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	Z tendue	4,19	1,46	2,97	3,63
	Z comprimée	0,45	3,18	1,67	1,01
	Z globale	6,97	6,97	6,97	6,97
$A_v^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )		12,06	12,06	12,06	12,06
N <sup>bre</sup> barre / face (z.tendue)		6HA16	6HA16	6HA16	6HA16
$S_t$ (cm)		25	25	25	25
$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )		3,39	1,57	1,57	1,57
N <sup>bre</sup> barre / face		3HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V-33 Sollicitations et ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux

Niveau		Sous-sol + RDC	Etages (1+2)	Etages (3+4)	Etage (5+6)
Section (cm <sup>2</sup> )		30 × 120			
M (KN.m)		1390,664	162,75	260,42	3835,25
N (KN)		239,792	995,41	458,34	147,506
V (KN)		349,34	61,72	103,28	157,58

## Etude d'un bloc administratif

$\tau_u$ (MPa)		1,5	2,66	0,44	0,68
$\bar{\tau}_u$ (MPa)		5	5	5	5
$A_v^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	Z. tendue	3,47	0,65	2,33	3,57
	Z.comprimée	0,12	2,94	1,27	0,027
	Z. globale	5,4	5,4	5,4	5,4
$A_v^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )		37,7	9,24	9,24	7,92
Nbre barre / face		12HA20	6HA14	6HA14	7HA12
$S_t$ (cm)		25	25	25	25
$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )		3,39	5,65	1,57	1,57
Nbre barre / face		3HA10	5HA12	2HA10	2HA10

Tableau V-34 Sollicitations et ferrailage du voile Vy3 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol + RDC	Etages (1+2)	Etages (3+4)	Etage (5+6)	
Section (cm <sup>2</sup> )	30 × 430				
M (KN.m)	8450,122	2401,39	1053,69	1135,39	
N (KN)	565,5	844,76	1115,47	727,8	
V (KN)	1381,86	834,78	321,16	206,81	
$\tau_u$ (MPa)	1,67	1	0,39	0,47	
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5	
$A_v^{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	Z. tendue	12,28	9,64	3,11	6,97
	Z.comprimée	0,61	3,25	9,78	5,92
	Z. globale	19,35	19,35	19,35	19,35
$A_v^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	14,07	12,06	9,24	9,24	
Nbre barre / face	7HA16	6HA16	6HA14	6HA14	
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	
$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	3,39	2,26	1,57	1,57	
Nbre barre / face	3HA12	2HA12	2HA10	2HA10	

Tableau V-35 Sollicitations et ferrailage du voile Vy4 dans tous les niveaux

### V.5.2 Schéma de ferrailage

Exemple : voile Vx2 au niveau RDC ; L=2m e=0,3m

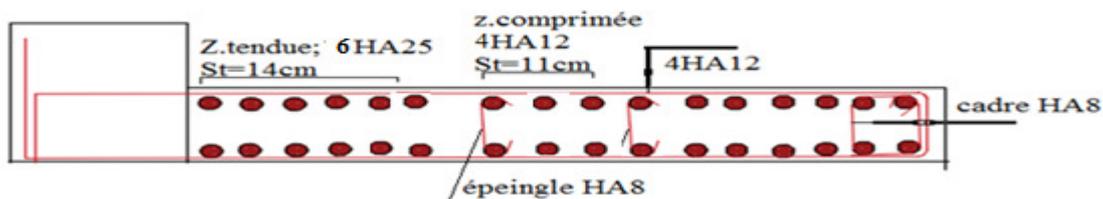


Figure V-1 Schéma de ferrailage « voile Vx2 RDC »

### V.6 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle très important à la résistance d'un bâtiment et la transmission des sollicitations, c'est pourquoi ils doivent être bien calculés et suffisamment armés.

## Etude d'un bloc administratif

---

A la réponse des exigences du RPA99 version 2003 nous avons choisis les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément principal (poteau, poutre et voile), sans négliger le critère de l'économie.

Chapitre VI  
Etude de  
l'infrastructure

## VI Etude de l'infrastructure

### VI.1 Introduction

Le calcul des structures passe obligatoirement par le dimensionnement des fondations ; car elles sont des éléments très importants constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. En effet, ces éléments permettent la transmission des efforts exercés par la structure au sol d'assise. Le choix du type de fondations dépend de l'intensité de l'effort exercé par la structure et de la capacité portante du sol d'assise.

Le dimensionnement des fondations doit être effectué de manière à ce que celles-ci vérifient toutes les conditions du bon comportement de la structure et d'avoir une bonne interaction entre la structure et son environnement immédiat qui est le sol en place. Dans ce chapitre on va présenter le calcul des fondations et du voile périphérique

### VI.2 Choix de type de fondation

Le choix du type des fondations dépend des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol
- Les charges transmises au sol
- La distance entre axes des portiques

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 2bars à un enracine de 2m

- Comme  $h_{\text{enracine}} < 3\text{m}$ , on opte pour des fondations superficielles.

D'après l'article 10.1.4.1 RPA99 V 2003, pour les fondations superficielles les combinaisons utilisées sont :  $G+Q\pm E$  ;  $0,8G\pm E$  ;  $G+Q$

### VI.3 Etudes des fondations

#### VI.3.1 Semelles isolées

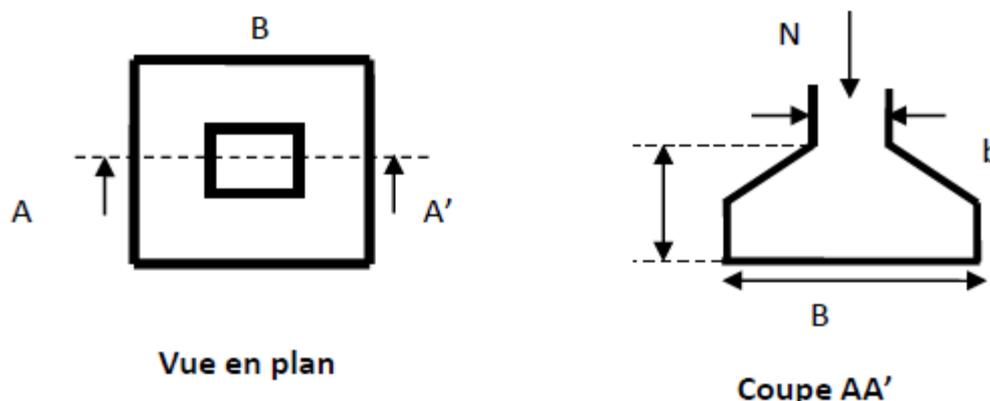


Figure VI-1 Semelle isolée

## Etude d'un bloc administratif

La vérification à faire est :  $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

N : l'effort normal calculé agissant sur la semelle

S : surface de la semelle

$\bar{\sigma}_{sol}$  : contrainte admissible du sol

A fin de prendre en compte le poids de la semelle filante, les couches de terre sur la semelle filante et les avant poteaux, .....etc l'effort normal calculé est majoré de 15%.

On a les dimensions de la semelle et du poteau homothétiques :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On a  $a = b \Rightarrow A = B$

D'où  $\geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{3621,147}{200}} = 4,25m ; B=4,3m$

La distance entre axes des poteaux dans les deux sens varie de 3m à 6m , donc ce type de fondation ne convient pas.

### VI.3.2 Semelles filantes

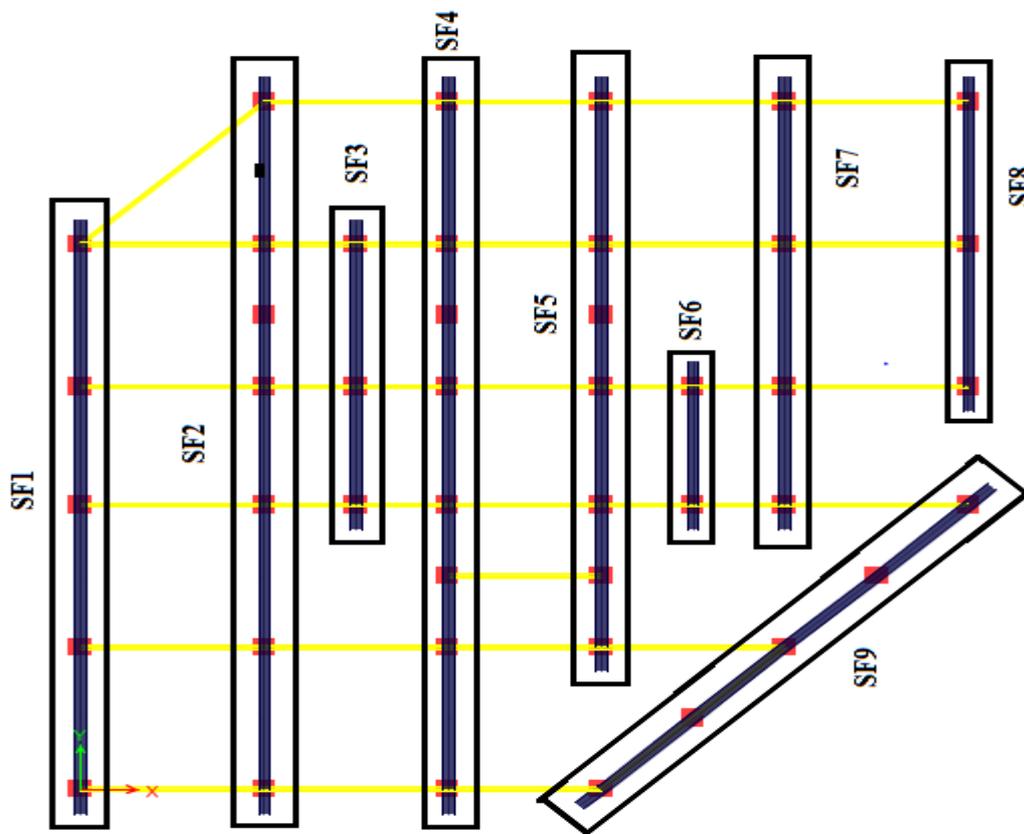


Figure VI-2 Schéma de disposition des semelles filantes

## Etude d'un bloc administratif

Choisissant une semelle SF4 sous un portique de huit poteaux avec les caractéristique suivante :  $L=31,1m$  et  $B$

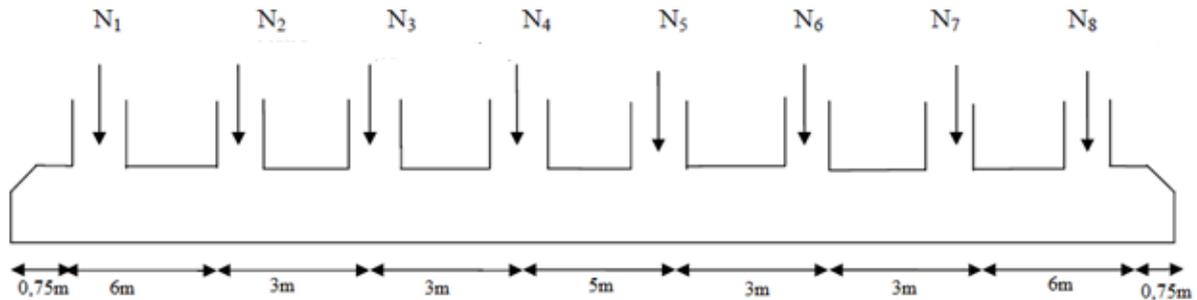


Figure VI-3 La semelle filante la plus sollicitée

A fin de prendre en compte le poids de la semelle filante, les couches de terre sur la semelle filante et les avant poteaux , .....etc l'effort normale calculé est majoré de 15%.

Alors  $N_{ser}=1,15 N$

On détermine  $B: B \geq \frac{1.15 \sum N_i}{(L-2e) \bar{\sigma}_{sol}}$

$N_i$ : l'effort normal provenant de chaque poteaux

$\sum N_i = 11306,1964KN ; e = \frac{M}{N} = \frac{45,0564}{11264,3586} = 0,004$

$B \geq \frac{1,15 \times 11264,3586}{(31,1 - 0,008) \times 200} = 2,08m \Rightarrow B = 2,10m \Rightarrow$  pas de chevauchement donc on opte pour des semelles filantes

Les résultats de dimensions des autres semelles sont représentés dans le tableau suivant

	SF1	SF2	SF3	SF5	SF6	SF7	SF8	SF9
<b>N KN</b>	9665,74	9714,56	4868,6	9743,5	3233,01	8649,54	4244,33	6423,55
<b>M KN.m</b>	141,8	77,13	11,79	76,72	28,58	44,42	124,56	44,26
<b>E</b>	0,014	0,008	0,0024	0,0078	0,009	0,0051	0,029	0,007
<b>B (m)</b>	1,90	1,90	1,00	1,90	0,70	1,70	1,00	1,20

Tableau VI-1 Dimensions des différents types des semelles filantes

### VI.3.2.1 Calcul de la semelle filante

**Hauteur totale** : est déterminée par la condition de rigidité  $d > \frac{B-b}{4} = 0,3625m$

$h_t = d + 0,05 = 0,4125m \Rightarrow h_t = 45cm$

**hauteur du glacis** :  $\begin{cases} h_1 \geq 15 \text{ cm} \\ h_1 \geq 6\phi_1 + 6 \text{ cm} = 12cm \end{cases}$  On prend  $h_1 = 20cm$

## Etude d'un bloc administratif

### poutre de libage :

$\frac{L_{max}}{9} \leq h \leq \frac{L_{max}}{6}$  ;  $L_{max}=6m$  : la longueur max entre axes des poteaux.

D'où  $0,66m \leq h \leq 1m \Rightarrow h = 80cm$

$b_0 = b_{avant\ poteau} + 10cm = 75cm$

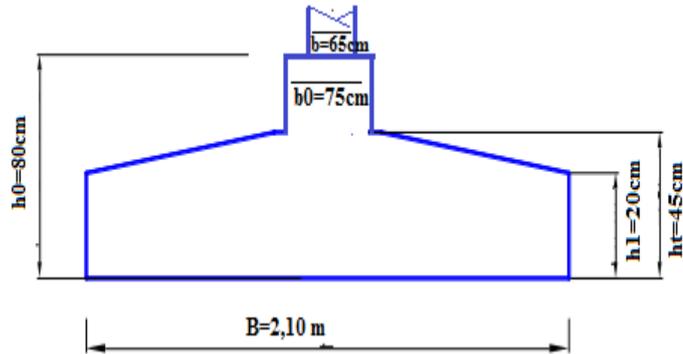


Figure VI-4 Semelle filante « la vue en coupe »

### **VI.3.2.2 Ferrailage de la semelle filante**

#### ➤ Exemple de calcul SF4

Les armatures principales, disposées parallèlement à la largeur  $B$

$$A_u = q_u \frac{B-b}{8.d.\sigma_{st}}$$

$q_u$  représente la réaction du sol sous la semelle filante dont les effets de flexion sont supportés par la poutre de rigidité

$$q_u = q_{ref} B \quad ; \quad q_{ref} = \frac{1.15 \times N_u}{B \times (L - 2 \times e)} = \text{KN/m}^2 \quad ;$$

$$q_u = 272,44 \times 2,10 = 572,13 \text{KN/ml}$$

d'où :  $A_u = 0,57213 \times \frac{2,1 - 0,65}{8 \times 0,4 \times 348} = 7,44 \text{cm}^2$  ; la choix : 5HA14=7,70cm<sup>2</sup> avec St=25cm

Les armatures de répartition, sont disposées perpendiculairement à la largeur  $B$

$$A_r = \frac{A_{||} B}{3} = 2,56 \text{cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Le choix : 6HA8=3,02 avec St=20cm}$$

Les résultats des autres semelles sont représentés dans le tableau suivant

	SF1	SF2	SF3	SF5	SF6	SF7	SF8	SF9
<b>N</b> <b>KN</b>	13312,79	15375,98	6677,277	13076,58	4426,43	11843,39	8785,18	5825,03
<b>M</b> <b>KN.m</b>	196,94	111,78	16,117	105,73	39,34	61,56	60,942	172,455
<b>E</b>	0,015	0,007	0,002	0,008	0,009	0,005	0,007	0,03
<b>q<sub>ref</sub></b> <b>KN/m<sup>2</sup></b>	259,34	299,38	246,94	254,63	163,77	257,69	325,00	156,39
<b>qu</b> <b>KN/ml</b>	492,75	568,82	246,94	483,79	163,77	438,08	325,00	187,66

## Etude d'un bloc administratif

<b>A<sub>cal</sub> Cm<sup>2</sup></b>	6,32	7,29	0,9	6,21	0,6	4,72	1,17	1,06
<b>Le choix</b>	6HA12 6,79 cm <sup>2</sup>	5HA14 7,7cm <sup>2</sup>	4HA12 4,52 cm <sup>2</sup>	6HA12 6,76cm <sup>2</sup>	4HA12 4,52cm <sup>2</sup>	5HA12 5,65cm <sup>2</sup>	4HA12 4,52cm <sup>2</sup>	4HA12 4,52cm <sup>2</sup>
<b>A<sub>r</sub> cm<sup>2</sup></b>	2,26	2,57	1,51	2,25	1,51	1,85	1,51	1,51
<b>Le choix</b>	6HA8 3,02cm <sup>2</sup>	6HA8 3,02cm <sup>2</sup>	5HA8 2,5cm <sup>2</sup>	6HA8 3,02cm <sup>2</sup>	5HA8 2,51cm <sup>2</sup>	5HA8 2,51cm <sup>2</sup>	5HA8 2,51cm <sup>2</sup>	5HA8 2,51cm <sup>2</sup>

Tableau VI-2 Ferrailage transversale des différents types des semelles filantes

### ➤ Dimensionnement et calcul des semelles sous voiles dans le sens x-x

Pour les voiles dans le sens x-x, des limites des semelles filantes disposées dans le sens y-y, on dimensionnera des semelles sous voile avec un débord de 0.75m.

Soit le voile  $V_{x1}=3$  m, avec

$$N = 1676,6884 \text{ KN} ; M = 180,7268 \text{ KN.m} ; e = 0,11 \text{ m.}$$

$$B \geq \frac{1.2N}{(L-2 \times e) \times \bar{\sigma}_a} \rightarrow \frac{1928,192}{(3,75 - 2 \times 0,11) \times 200} = 2,73 \text{ m, on prend } B = 2,80 \text{ m.}$$

#### - Ferrailage

$$q_{\text{ref}} = \frac{2264,63}{2,8 \times (3,75 - 2 \times 0,11)} = 229,12 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{\text{ref}} \times B = 641,58 \text{ KN/ml}$$

$$A_u \geq \frac{P_u \times (B-b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_a} = \frac{0,64158 \times (2,8 - 0,3)}{8 \times 0,35 \times 348} = 8,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix: 6HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>/ml ; e = 20 cm

#### • Aciers de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{9,24}{3} = 3,08 \text{ cm}^2 \text{ Choix: } 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; e = 20 \text{ cm}$$

### ➤ Vérification de la rigidité

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_c \times I_{xx}}{K_z \times B}} \text{ avec } E_c = 32 \times 10^6, B = 2,1 \text{ m, pour un bon sol } K = 12 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32 \times 10^6 \times 0,01595}{12 \times 10^4 \times 2,1}} = 2,84 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} < \frac{\pi \times L_e}{2} + b \rightarrow 6 < \frac{3,14 \times 2,84}{2} + 2,1 = 6,56 \text{ m}$$

La semelle est donc rigide.

### VI.3.2.3 La poutre de rigidité

La poutre de rigidité est disposée le long de la semelle, destinée à reprendre les efforts venants des poteaux et les répartir sur toute la semelle.

### ➤ Les sollicitations

## Etude d'un bloc administratif

La poutre de rigidité se calcule comme une poutre continue (renversée) sur n appuis (poteaux), soumise à une charge uniformément répartie  $q_u$  agissant de bas en haut :

$$q_u = 572,13 \text{KN/m}^2 \text{ (déjà calculé dans VI-4-2-1)}$$

Le schéma statique

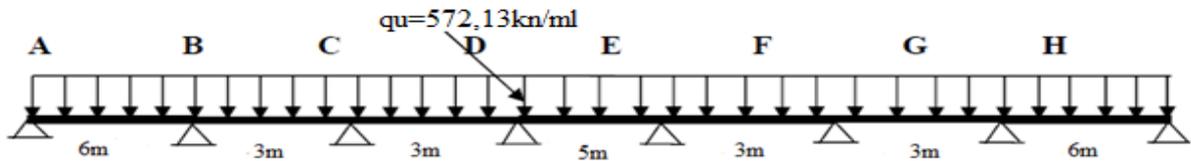
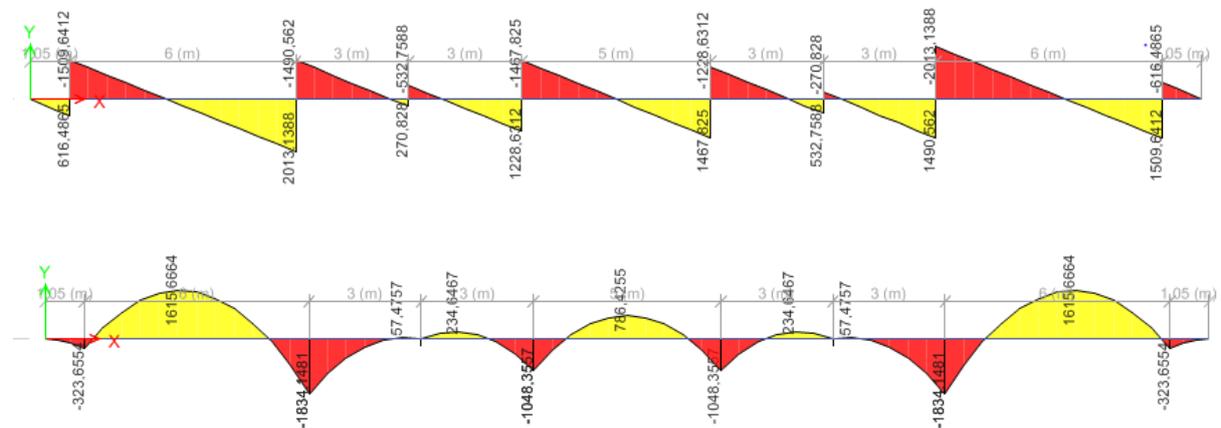


Figure VI-5 Schéma statique de la poutre de rigidité

Après la modélisation de la poutre (ETABS2016) on a obtenu les diagrammes suivants :



Les résultats max sont :  $M_a = -1834,1481 \text{KN.m}$  ;  $M_t = 1615,6664 \text{KN.m}$  ;  $V_u = 2013,1388 \text{KN}$

### ➤ Calcul de ferrailage longitudinale

	$\mu_{bu}$	$A'$	$\alpha$	$Z$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Partie supérieur</b>	0,306	0	0,471	0,608	86,62
<b>Partie inférieur</b>	0,269	0	0,402	0,629	73,75

Tableau VI-3 Ferrailage de la poutre de rigidité

Vue le ferrailage important on augmente la section de la poutre de rigidité ( $b=75\text{cm}$  ;  $h=90\text{cm}$ )

	$M \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$A'$	$\alpha$	$Z$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Partie supérieur</b>	1818,7691	0,211	0	0,300	0,745	62,63
<b>Partie inférieur</b>	1629,6745	0,236	0	0,342	0,734	71,24

Tableau VI-4 Ferrailage de la poutre de rigidité

### ➤ Ferrailage transversale

## Etude d'un bloc administratif

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{2016,0283 \times 10^{-3}}{0,75 \times 0,85} = 3,16 \text{ MPa}$$

$$\phi_t \leq \min \left[ \phi_l^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right] \quad ; \quad \phi_l^{\min} : \text{Diamètre minimal des armatures longitudinales}$$

$$\phi_t \leq \min \left[ 10 ; \frac{900}{35} ; \frac{750}{10} \right] = \min(10 ; 25,71 ; 75) = 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi^{\min} \right) ; St \leq 12 \text{ cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm} \dots \dots \text{ Zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} ; St \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow St = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ zone courante}$$

De la même manière on calcule le ferrailage à l'ELU<sub>accidentelle</sub> d'où :

$$\mathbf{SF4} \begin{cases} q_{ref} = 235,20 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = 493,91 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

	SF1	SF2	SF3	SF5	SF6	SF7	SF8	SF9
<b>N</b>	13106,	12170,38	5272,2	3589,60	9484,43	7722,29	7722,29	8906,609
<b>KN</b>	95		8					
<b>M</b>	200,36	173,20	37,128	157,12	79,584	57,332	191,53	590,83
<b>KN.m</b>								
<b>E</b>	0,015	0,014	0,007	0,015	0,022	0,006	0,025	0,066
<b>q<sub>ref</sub></b>	255,33	309,22	195,06	69,93	350,84	168,03	286,02	275,62
<b>KN/m<sup>2</sup></b>								
<b>Qu</b>	485,13	587,52	195,06	350,84	132,86	285,66	286,02	330,75
<b>KN/ml</b>								

Tableau VI-5 Calcul de la poutre de rigidité à l'ELU<sub>accidentelle</sub>

Les résultats de calcul du ferrailage de la poutre de rigidité à l'ELU<sub>accidentelle</sub> sont représentés dans le tableau suivant

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	A'	$\alpha$	Z	A (cm <sup>2</sup> )
Appui	1577,24	0,205	0	0,289	0,751	60,30
Travée	1413,25	0,183	0	0,255	0,763	53,17

Tableau VI-6 Ferrailage de la poutre de rigidité à l'ELU<sub>accidentelle</sub>

Le ferrailage max entre l'ELU<sub>fondamentale</sub> et l'ELU<sub>accidentelle</sub> :

La semelle	Ferrailage transversale des semelles filantes		La poutre de rigidité		
	Armatures principales	Armatures de répartition	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversale
<b>SF1</b>	6HA12 6,79 cm <sup>2</sup>	6HA8 3,02cm <sup>2</sup>	A <sub>sup</sub>	5HA32+5HA25 64,75cm <sup>2</sup>	6HA10=4,71cm <sup>2</sup>
			A <sub>inf</sub>	5HA40+5HA20 78,54cm <sup>2</sup>	
<b>SF2</b>	5HA14 7,7cm <sup>2</sup>	6HA8 3,02cm <sup>2</sup>	A <sub>sup</sub>	5HA32+5HA25 64,75cm <sup>2</sup>	6HA10=4,71cm <sup>2</sup>
			A <sub>inf</sub>	5HA40+5HA20 78,54cm <sup>2</sup>	
<b>SF3</b>	4HA12	5HA8	A <sub>sup</sub>	5HA20+5HA16	6HA10=4,71cm <sup>2</sup>

## Etude d'un bloc administratif

	4,52 cm <sup>2</sup>	2,51cm <sup>2</sup>		25,76cm <sup>2</sup>	
			A <sub>inf</sub>	5HA25+5HA14 32,24cm <sup>2</sup>	
<b>SF4</b>	5HA14 7,7 cm <sup>2</sup>	6HA8 3,02cm <sup>2</sup>	A <sub>sup</sub>	5HA32+5HA25 64,75cm <sup>2</sup>	6HA10=4,71cm <sup>2</sup>
			A <sub>inf</sub>	5HA40+5HA20 78,54cm <sup>2</sup>	
<b>SF5</b>	6HA12 6,76 cm <sup>2</sup>	6HA8 3,02cm <sup>2</sup>	A <sub>sup</sub>	5HA16+5HA14 17,75cm <sup>2</sup>	6HA10=4,71cm <sup>2</sup>
			A <sub>inf</sub>	5HA20+5HA16 25,76cm <sup>2</sup>	
<b>SF6</b>	4HA12 4,52 cm <sup>2</sup>	5HA8 2,51cm <sup>2</sup>	A <sub>sup</sub>	5HA20+5HA16 25,76cm <sup>2</sup>	6HA10=4,71cm <sup>2</sup>
			A <sub>inf</sub>	5HA25+5HA14 32,24cm <sup>2</sup>	
<b>SF7</b>	5HA12 5,65 cm <sup>2</sup>	5HA8 2,51cm <sup>2</sup>	A <sub>sup</sub>	5HA25+5HA20 40,25cm <sup>2</sup>	6HA10=4,71cm <sup>2</sup>
			A <sub>inf</sub>	5HA32+5HA25 64,75cm <sup>2</sup>	
<b>SF8</b>	4HA12 4,52 cm <sup>2</sup>	5HA8 2,51cm <sup>2</sup>	A <sub>sup</sub>	5HA25+5HA20 40,25cm <sup>2</sup>	6HA10=4,71cm <sup>2</sup>
			A <sub>inf</sub>	5HA32+5HA25 64,75cm <sup>2</sup>	
<b>SF9</b>	4HA12 4,52 cm <sup>2</sup>	5HA8 2,51cm <sup>2</sup>	A <sub>sup</sub>	5HA16+5HA14 17,75cm <sup>2</sup>	6HA10=4,71cm <sup>2</sup>
			A <sub>inf</sub>	5HA20+5HA16 25,76cm <sup>2</sup>	

Tableau VI-7 Ferrailage des différents types des semelles filantes

### ➤ Schéma de ferrailage

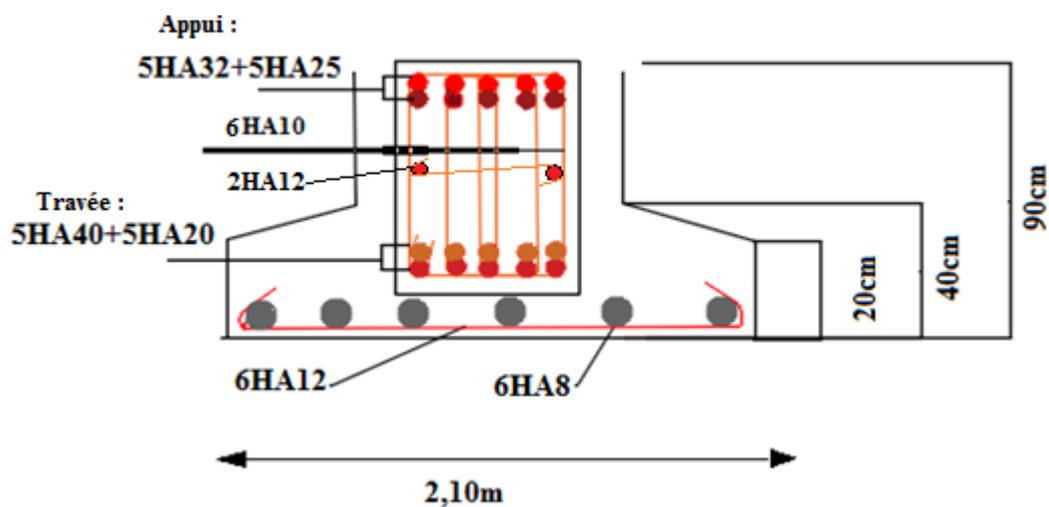


Figure VI-6 Schéma de ferrailage de la semelle filante SF1

### VI.3.2.4 Les longrines

Les longrines ont des formes de poutres reliant les différentes semelles filantes, de section  $b \times h$ , situées au niveau de l'infrastructure destinée à :

- Porter les murs de façades
- Solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

#### ➤ Dimensionnement

D'après **Art 10.1.1.b RPA99 V2003** la section minimale  $b \times h$  est :  $25 \times 30 \text{ cm}^2$  pour les sites de catégorie S3

La hauteur «  $h$  » des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{RPA99 V2003}$$

Avec :

$L_{max}$  : Longueur maximale entre axes des longrines ;  $L_{max} = 6m$

$$\Rightarrow \frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10} \Rightarrow 40cm \leq h \leq 60cm \Rightarrow \text{Soit : } h = 45cm ; b = 25cm$$

#### ➤ Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N/\alpha \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Art 10.1.1.b RPA99 V2003}$$

Avec :

$N$  : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée :

$$\begin{cases} \text{Site : Site S3} \\ \text{Zone: III} \end{cases} \Rightarrow \alpha = 10 \qquad \text{Art 10.1.1.b RPA99 V2003}$$

Nous avons  $N_u = 4332,14 \text{ KN}$ , d'après le RPA on a:  $\alpha = 10$  en zone II, site S3.

$$F_u = \frac{4332,19}{10} = 433,219 \text{ KN D'où : } F > 20 \text{ KN}$$

$$N_s = 3148,82 ;$$

$$F_s = \frac{3148,82}{10} = 314,882 \text{ KN D'où: } F > 20 \text{ KN}$$

#### A. Les armatures longitudinales

$$A_u = \frac{F_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0,433 \times 1,15}{400} = 12,44 \text{ cm}^2 ; A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{0,314}{200} = 15,7 \text{ cm}^2$$

- **Minimum d'armature exigé par le RPA :**

$$A_{min} = 0.6\% b.h = 0.6\% (25 \times 45) = 6,75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Art 10.1.1.b RPA99 V2003}$$

$$\text{Choit : } 8HA16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

#### B. Les armatures transversales ( $A_t$ )

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left[ \phi_l^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right] ; \phi_l^{min} : \text{Diamètre minimal des armatures longitudinales}$$

$$\phi_t \leq \min \left[ 10 ; \frac{500}{35} ; \frac{300}{10} \right] = \min (10 ; 14,28 ; 30) = 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

## Etude d'un bloc administratif

Soit un cadre et un étrier  $\phi_8$  :  $4HA8=2,01\text{cm}^2$

- **Espacement**

$$S_t \leq \min(20\text{cm} ; 15\phi_l) \dots\dots\dots \text{Art 10.1.1.b RPA99 V2003}$$

$$S_t \leq \min(20\text{cm} ; 15 \times 1,2) = 18\text{cm} ; \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

- **Schéma de ferrailage**

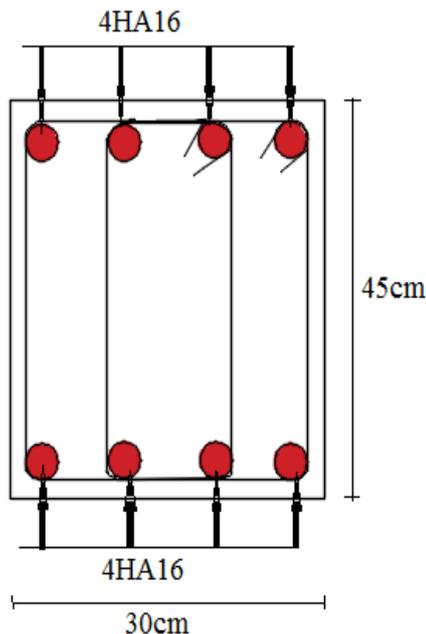


Figure VI-7 Schéma de ferrailage des longrines

### VI.4 Etude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau verticale en béton armé destiné à soutenir l'action des poussées des terres. Selon l'article 10.1.2RPA99 V 2003 il doit satisfaire les conditions suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans le sens vertical et horizontale

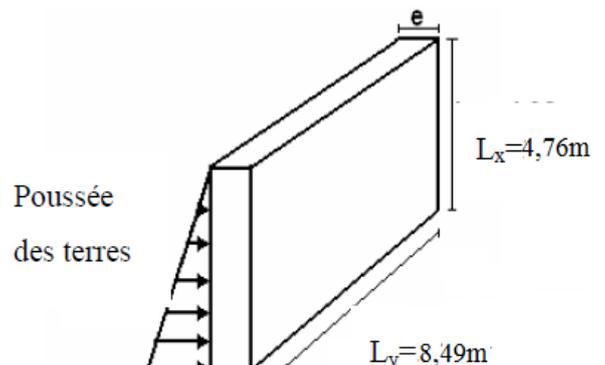


Figure VI-8 voile périphérique « panneau le plus sollicité »

Pour le cas présent :  $\left\{ \begin{array}{l} e = 30\text{cm} \\ h = 472\text{cm} \end{array} \right\}$

Caractéristiques du sol :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{densité } \gamma = 19\text{KN/m}^3 \\ \text{angle de frottement } \varphi = 15^\circ \\ \text{cohesion } c = 0,14\text{bars} \end{array} \right\} \dots\dots \text{rapport du sol}$

- Calcule des sollicitations :

## Etude d'un bloc administratif

- La poussée des terres :  $\sigma(G) = h[\gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)] \Rightarrow$   
 $\sigma(G) = 31,77 \text{KN/m}^2$
- Surcharge accidentelle : est la surcharge d'exploitation estimée à  $10 \text{KN/m}^2$   
 $\sigma(Q) = q \cdot tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow \sigma(Q) = 4,05 \text{KN/m}^2$

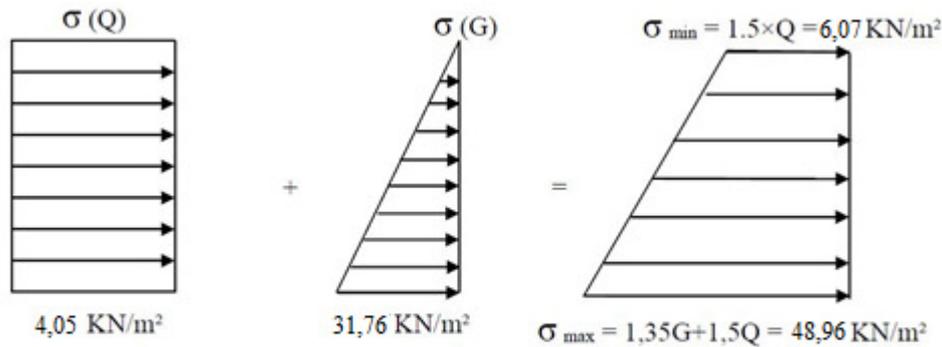


Figure VI-9 schéma de répartition des contraintes sur le voile périphérique

Le voile périphérique se calcule comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une section ( $b \times e = 1 \text{ml} \times 0,3 \text{m}$ ) chargé uniformément avec  $q_u = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$

Avec  $\sigma_{min} = 1,5 \times \sigma(Q) = 0,00607 \text{MPa}$

$$\sigma_{max} = 1,35\sigma(G) + 1,5\sigma(Q) = 0,04896 \text{MPa}$$

D'où  $q_u = \frac{3 \times 0,0451 + 0,00607}{4} = 0,05098 \text{MPa}$

Le panneau le plus sollicité est représenté sur la **Figure VI-8**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,76}{8,49} = 0,56 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

### VI.4.1 Ferrailage

Les sollicitations ainsi que le ferrailage du panneau le plus sollicité sont résumé dans les tableaux suivants ;

$$M_0^x = \frac{q_u \times L_x^2}{8} = 101,66 \text{KN.m}; M_t^x = 0,85M_0^x = 86,41 \text{KN.m}; M_a^x = -0,3M_0^x = -40,66 \text{KN.m}$$

A l'ELU $v = 0$					
Le sens	$\rho$	$\mu$	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
Sens xx	0,56	0,088	101,66	86,41	-40,66
Sens yy	0,56	0,25	25,42	24,61	-40,66

Tableau VI-8 Sollicitation à l'ELU « voile périphérique »

Avec

## Etude d'un bloc administratif

$$A_{y \min} = \begin{cases} 0,1\% \times b \times h \dots\dots RPA99 V 2003 \\ 8\% \times e \times b \dots\dots BAEL91 \end{cases}; A_{x \min} = \begin{cases} 0,1\% \times b \times e \dots\dots RPA99 V 2003 \\ A_{y \min} \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \dots\dots BAEL91 \end{cases}$$

		$A_{\text{calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{min}}^{\text{RPA}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Le choix
Travée	Sens x	10,43	3	2,92	6HA16=12,06cm <sup>2</sup> /ml
	Sens y	2,49	3	2,4	5HA10=3,93cm <sup>2</sup> /ml
Appui		4,78	3	/	5HA12=5,65cm <sup>2</sup> /ml

Tableau VI-9 Ferrailage du voile périphérique

### ➤ Espacement

La fissuration est nuisible d'où :  $St \leq \begin{cases} \min(2e ; 25\text{cm}) \dots\dots \text{sens x} \\ \min(3e ; 33\text{cm}) \dots\dots \text{sens y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} St_x = 16\text{cm} \\ St_y = 25\text{cm} \end{cases}$

## VI.4.2 Vérifications

### ➤ Cisaillement (annexe VI)

$V_x \text{ (KN)}$	$V_y \text{ (KN)}$	$\tau_{ux} \text{ (MPa)}$	$\tau_{uy} \text{ (MPa)}$	$\bar{\tau}_u \text{ (MPa)}$	Observation
94,76	80,88	0,351	0,300	2,5	Vérifiées

Tableau VI-10 Vérification de cisaillement « voile périphérique »

### ➤ Vérification des contraintes

Le calcul à l'ELS est résumé dans le tableau .... Avec :

$$\sigma_{\min} = \frac{4,05 \text{ KN}}{\text{m}^2}; \sigma_{\max} = 35,82 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_s = \sigma_{\text{moy}} = 27,88 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS $v = 0, 2$		$\mu$	$M_0 \text{ (KN.m)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	A (cm <sup>2</sup> )	Le choix
Travée	Sens x	0,0923	58,30	/	49,55	5,41	5HA12=5,65cm <sup>2</sup>
	Sens y	0,4254	24,8	/	21,08	2,26	5HA10=3,93cm <sup>2</sup>
Appui		/	/	-23,32	/	2,51	5HA10=3,93cm <sup>2</sup>

Tableau VI-11 Sollicitation à l'ELS « voile périphérique »

		$M_s \text{ (KN.m)}$	Y (cm)	$\sigma_b \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$
Travée	Sens x	49,55	5,97	6,63	350,32	15	201,63
	Sens y	21,08	5,08	3,27	211,64	15	201,63
Appui		-23,32	5,08	3,62	234,3	15	201,63

Tableau VI-12 Vérification des contraintes « voile périphérique »

On remarque que la contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée donc on recalcule à l'ELS en augmentant la section des armatures

	$M_s \text{ (KN.m)}$	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	Observations

## Etude d'un bloc administratif

Travée	Sens x	49,55	6HA16=12,06cm <sup>2</sup> /ml	4,95	169,34	Toutes les contraintes sont vérifiées
	Sens y	21,08	5HA12=5,65cm <sup>2</sup> /ml	2,82	149,21	
appui		-23,32	5HA12=5,65cm <sup>2</sup> /ml	3,12	164,85	

Tableau VI-13 Recalculé à l'ELS « voile périphérique »

### VI.4.3 Schéma de ferrailage

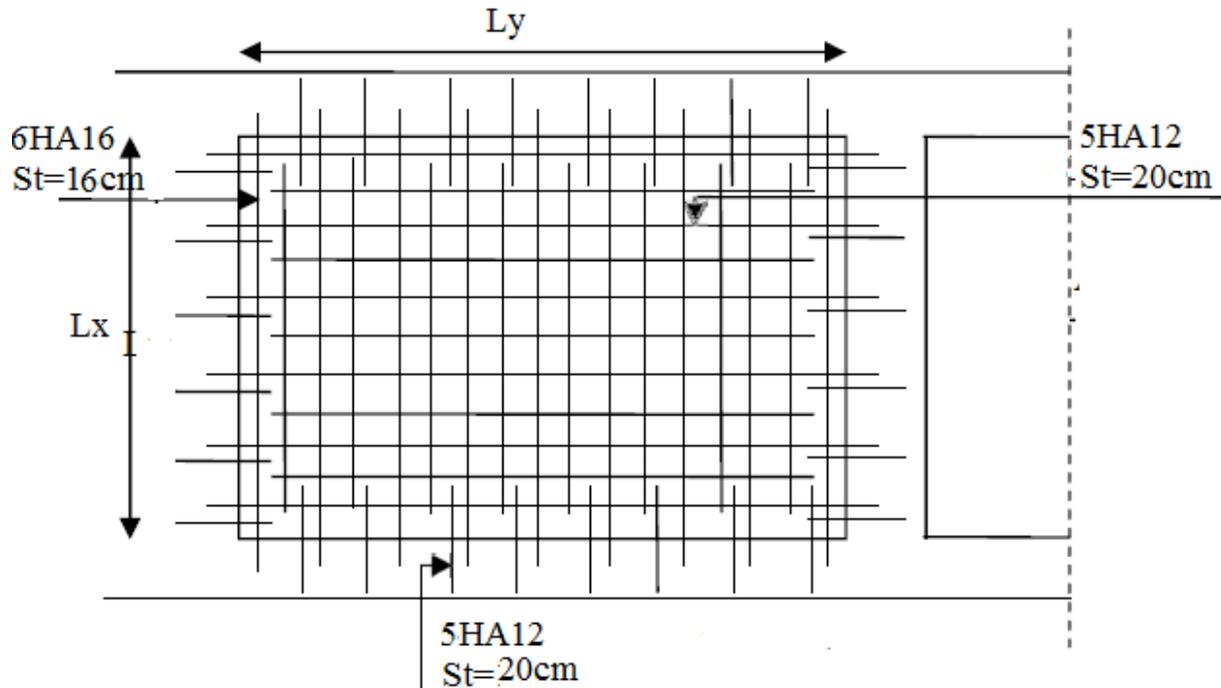


Figure VI-10 Schéma de ferrailage « voile périphérique la vue en plan »

### VI.5 Conclusion

Le calcul des fondations s'est fait sur plusieurs étapes. Pour le choix du type de fondations de la structure nous avons procédé, en premier lieu, à un calcul avec semelles isolées. Il s'est avéré après le calcul que ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement. En second lieu nous avons procédé au calcul des semelles filantes en considérant la fille la plus sollicitée, après le calcul il s'est avéré que c'est la semelle la plus adéquate. Le dimensionnement nous a donné une largeur de la semelle de l'ordre de 2,10.m qui est inférieur à la largeur de la plus petite travée qui est de l'ordre de 3m, ce qui veut dire que la solution d'une semelle filante est satisfaisante.

### *Conclusion générale*

Une bonne étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études aux plans de la conception et du calcul, aussi sur l'exploitation des données du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la maîtrise des matériaux et des produits de construction, conformément aux exigences réglementaires. Le dimensionnement d'une structure commence d'abord par la définition des objectifs de comportement toute en posant des hypothèses de calculs et l'application des règlements en vigueur. La conception architecturale, la nature du site d'implantation, et la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur sont les paramètres sur les quelle repose le dimensionnement de la structure. Les soucis de l'ingénieur génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis avis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à Caroubier wilaya de ALGER qui est une zone sismique élevée.

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment, et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La modélisation doit autant que possible englober tout les éléments de la structure, secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ✓ La bonne disposition des voiles joue un rôle important dans la vérification de la période, ainsi que dans la justification de l'interaction « Voiles-Portiques ».
- ✓ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ✓ Pour l'infrastructure, la semelle filante est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.
- ✓ Egalement, la période de réalisation de ce projet, nous a été bénéfique, car c'est une épreuve de planification, d'organisation, de gestion de temps et de travail en groupe.

Les problèmes rencontrés, lors de notre préparation, ont été résolus par la recherche bibliographique et l'entretien avec notre promotrice.

## Bibliographie

### ➤ Règlements :

- ✓ Règle BAEL 91 modifié 99.
- ✓ Règles parasismiques Algériennes 99 version 2003.
- ✓ Règles de conception et de calcul en BA (CBA 93).
- ✓ Document technique réglementaire (DTR C.B.2.2)

### ➤ Logiciels :

- ✓ Excel2007.
- ✓ Word2007.
- ✓ Autocade2019.
- ✓ Etabs 2016.

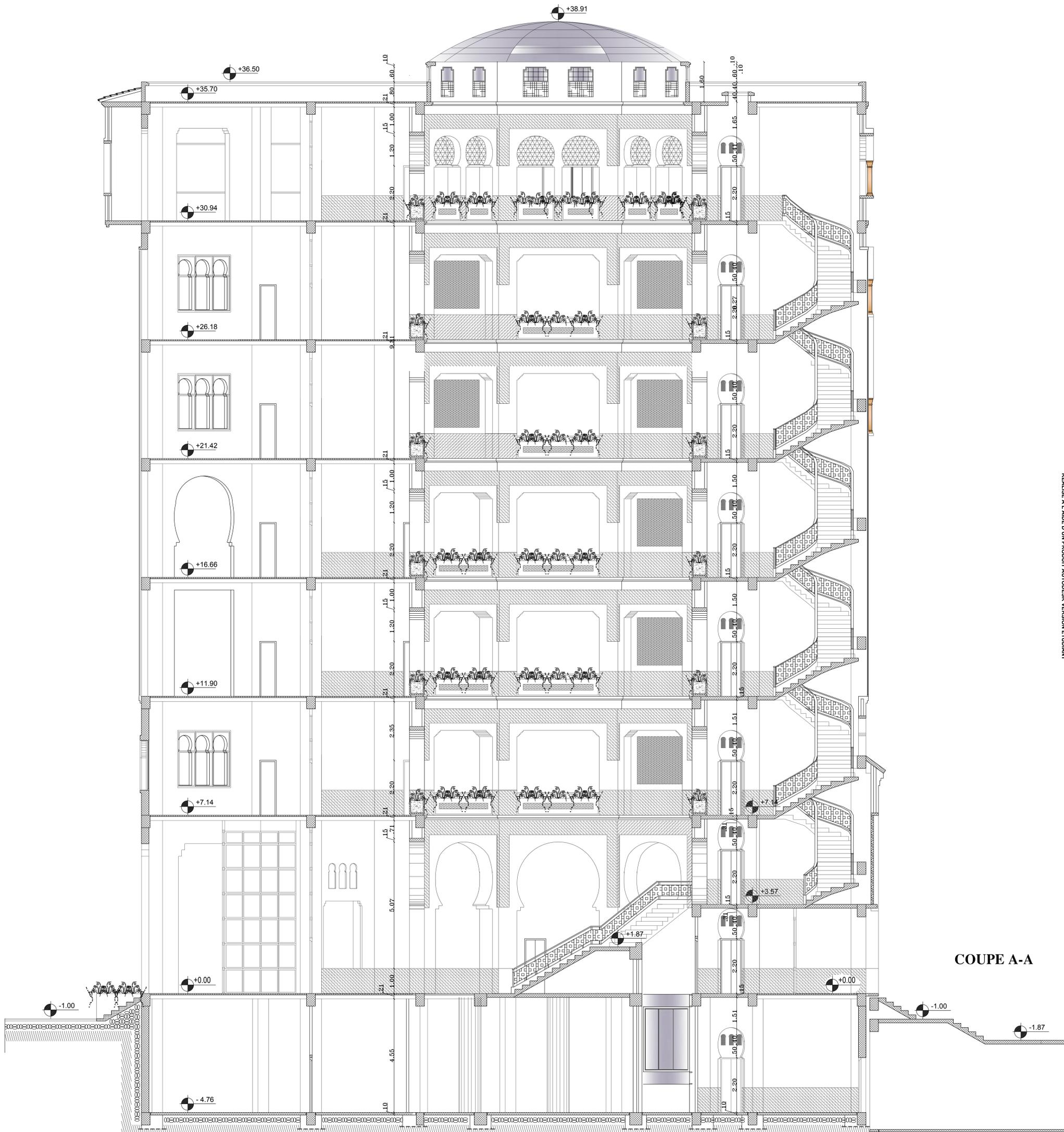
### ➤ Livre :

- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment « tome 1 » .....HENRY THONIER.
- ✓ Etude des structure en béton armée .....Jean-Marie Husson.

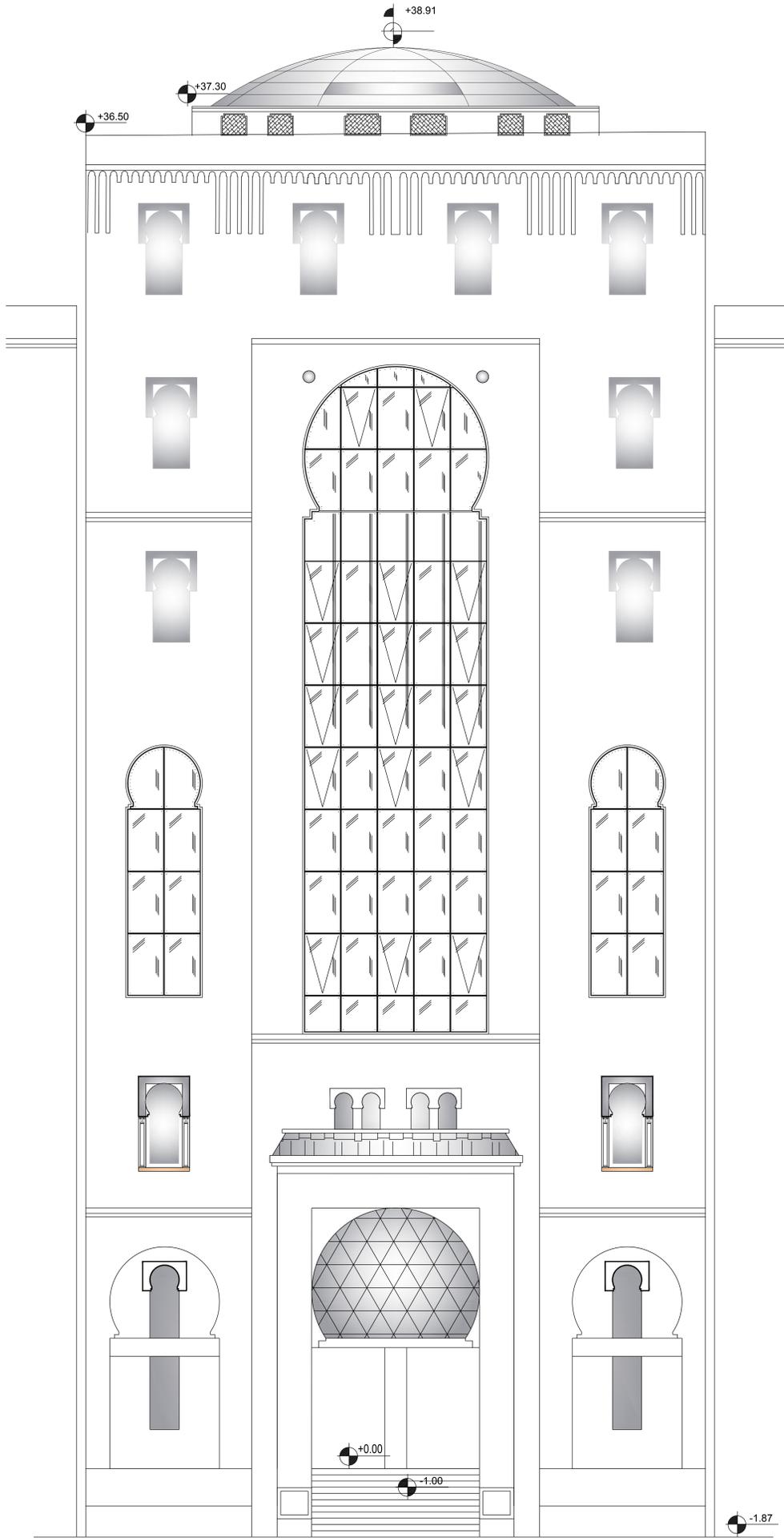
### ➤ Autre documents :

- ✓ Cour de béton armé 3<sup>eme</sup> année.
- ✓ Cour de béton armé Master 1.
- ✓ Cour résistance des matériaux.
- ✓ Mémoires de fin d'étude des années passées.

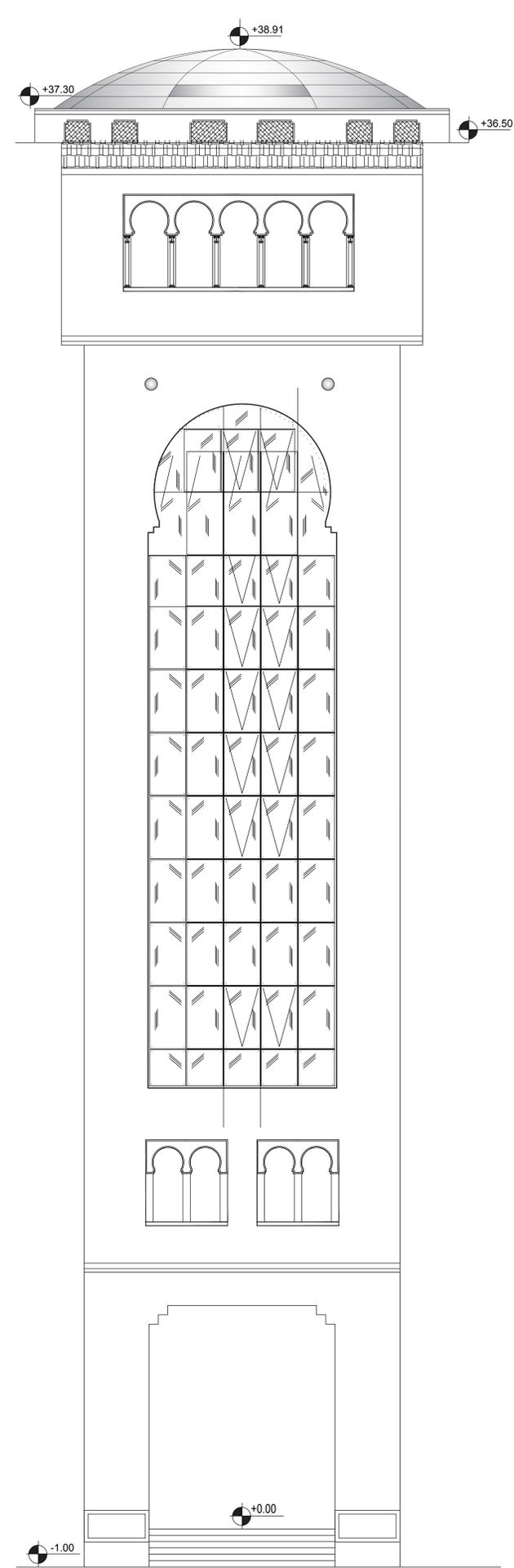
**Annexes**



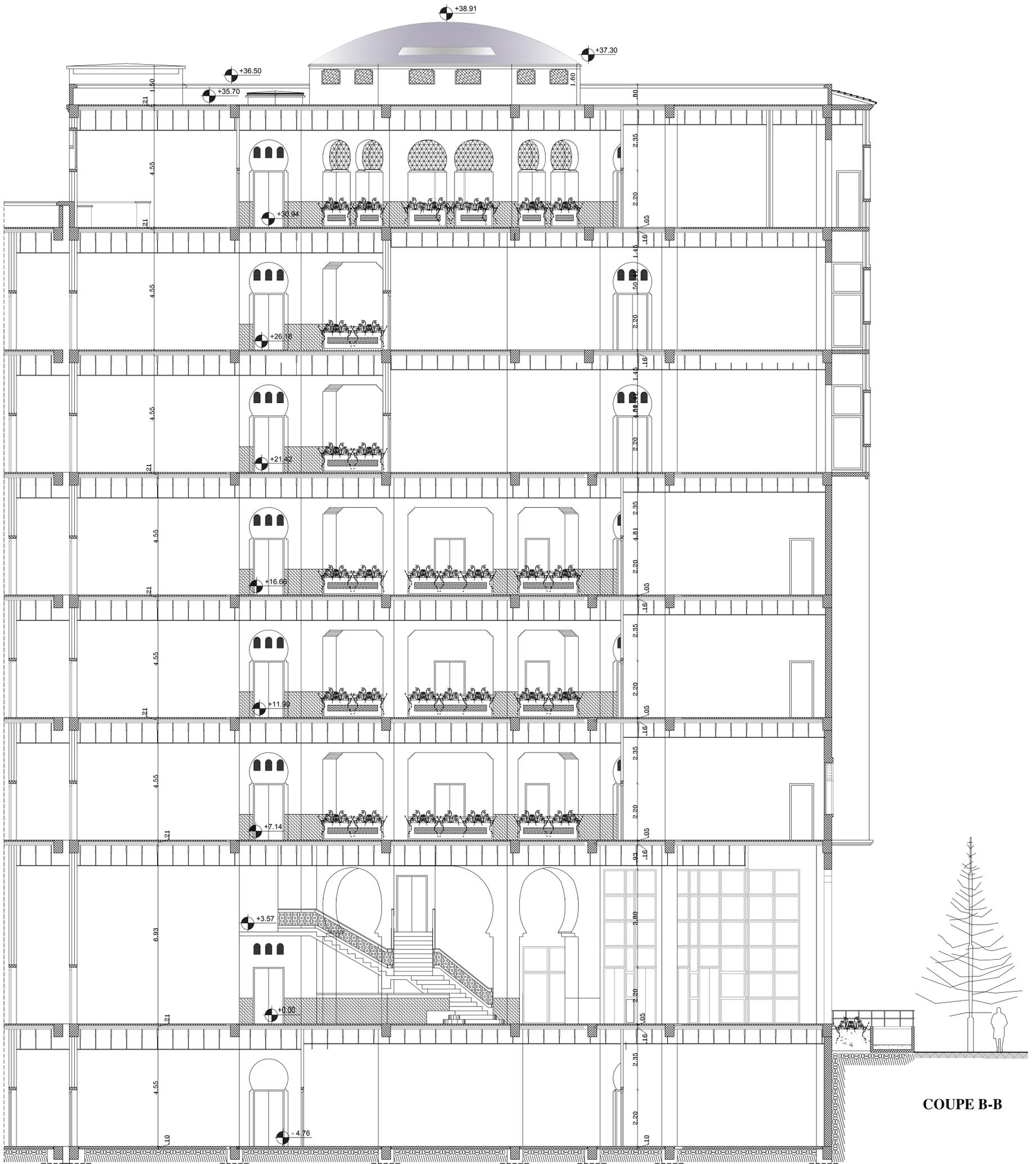
COUPE A-A



FACADE SUD-EST

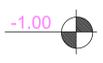
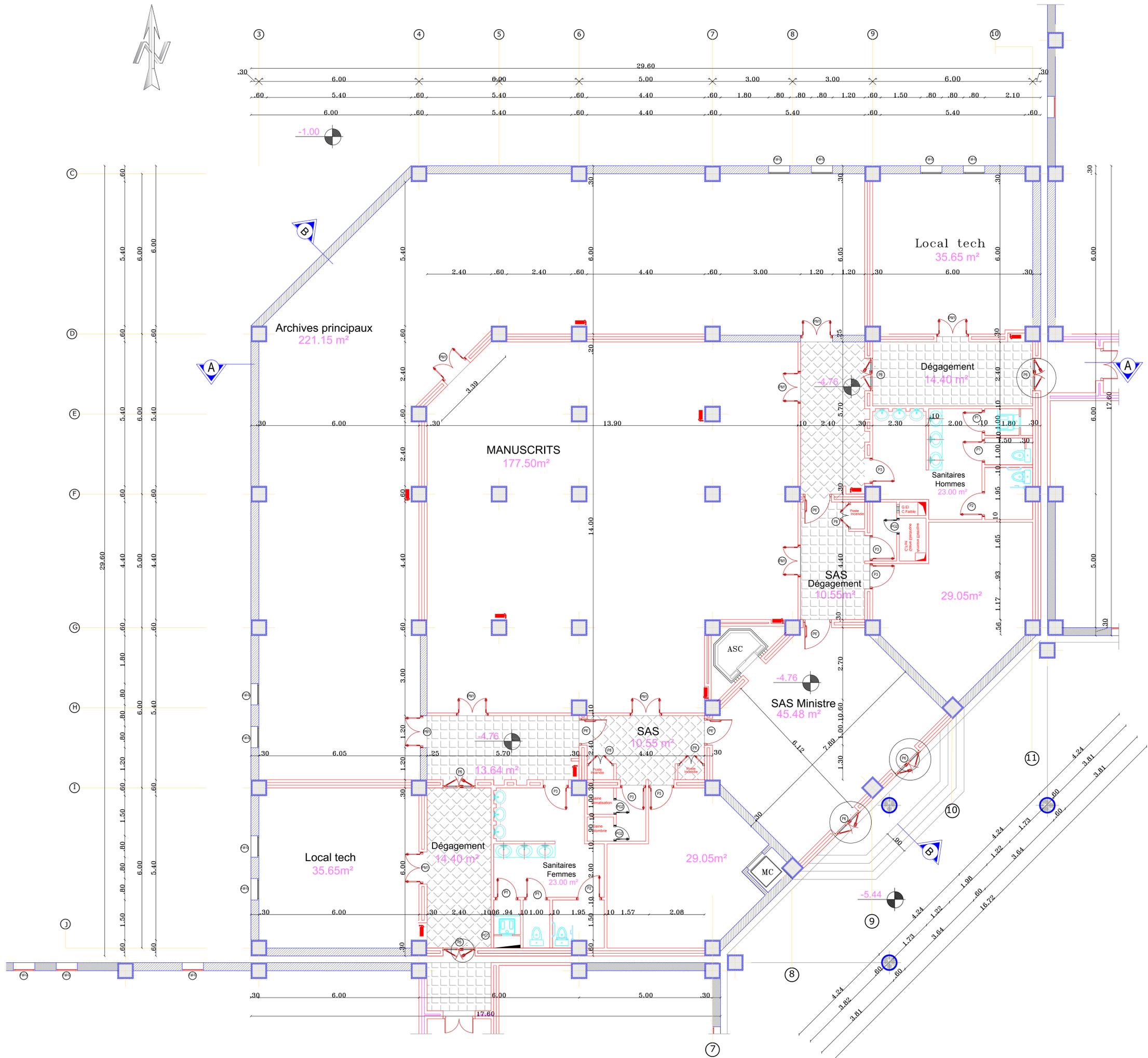


FACADE NORD-OUEST

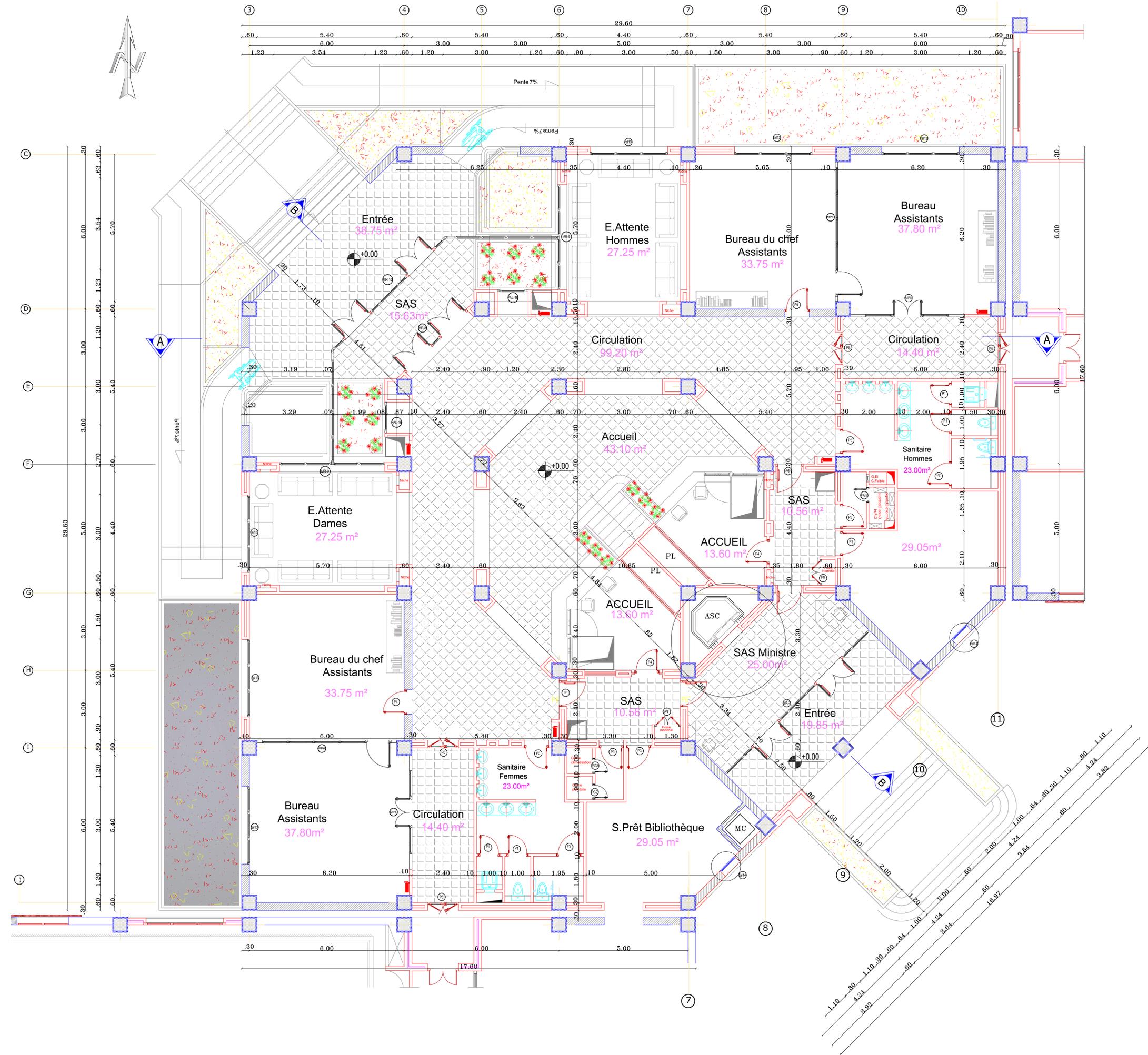


COUPE B-B

# Plan Sous-sol

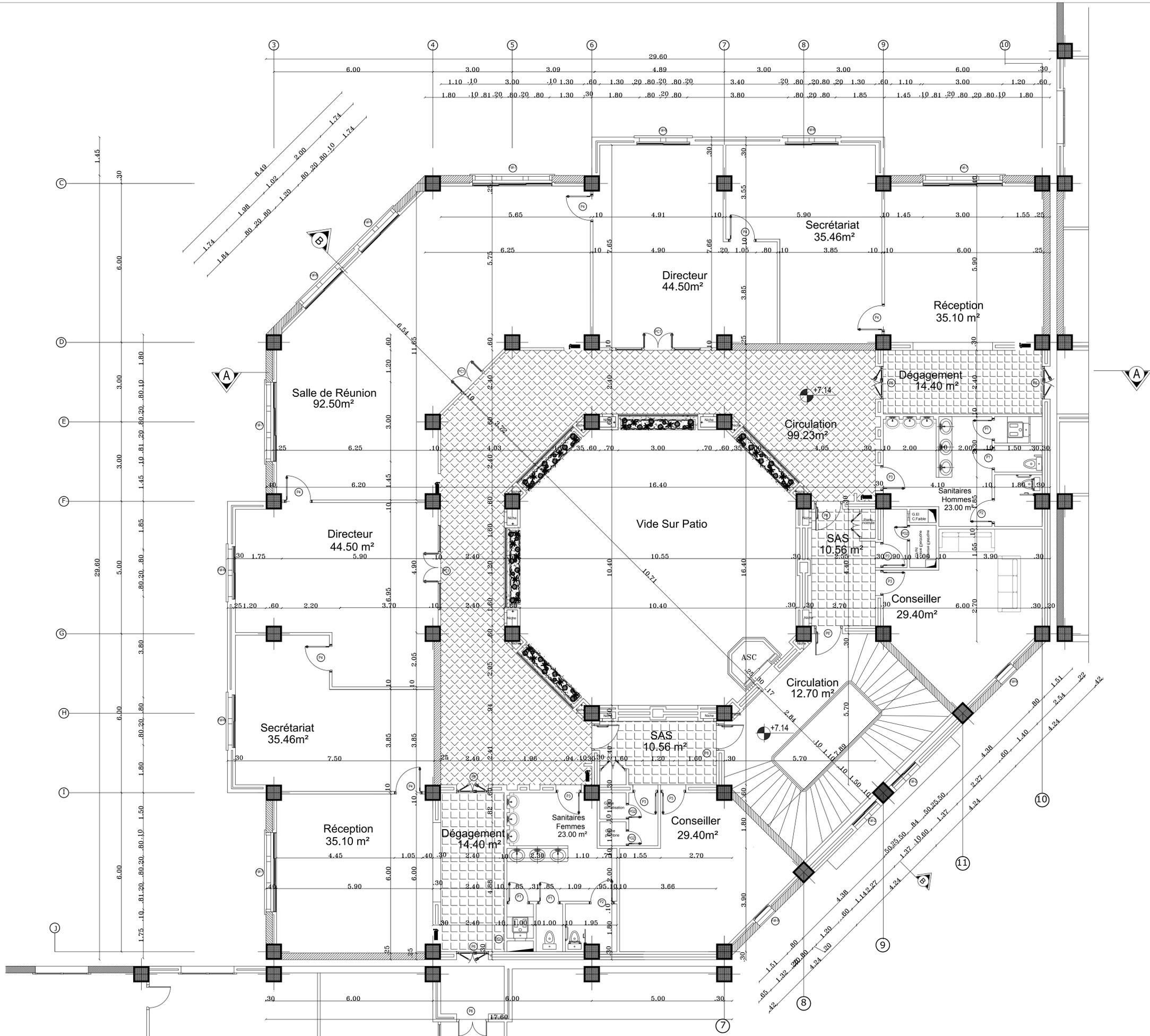


# Plan RDC



Plans étages 01

/02 / 03 /04 / 05



REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

# Plan étage 06





## **Annexe I**

### **Les plans de la structure**

## Annexe II

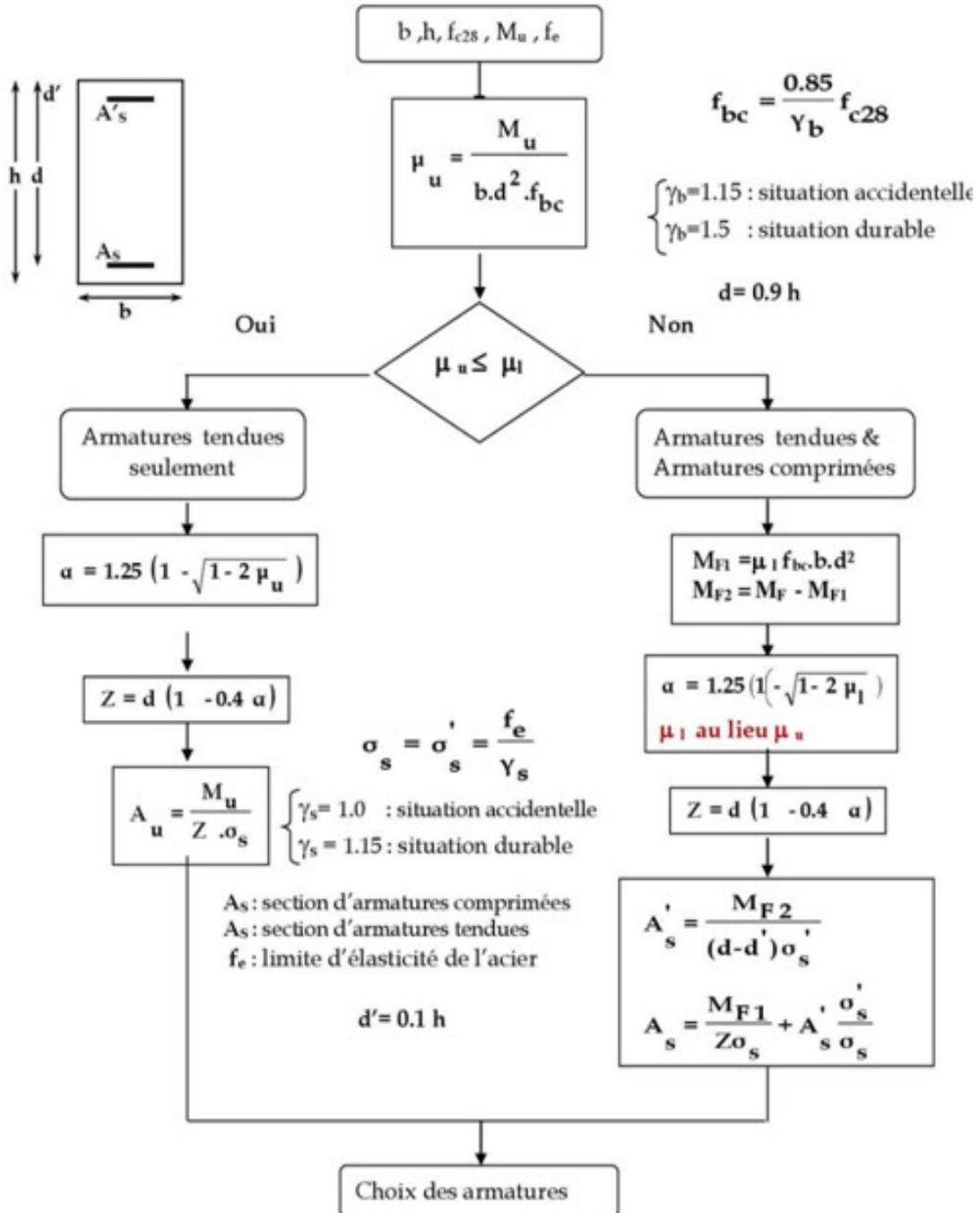
### Tableau de ferrailage

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm

$\phi$	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	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	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	49.04	80.42	125.66
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	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	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	62.83	98.17	160.85	251.33

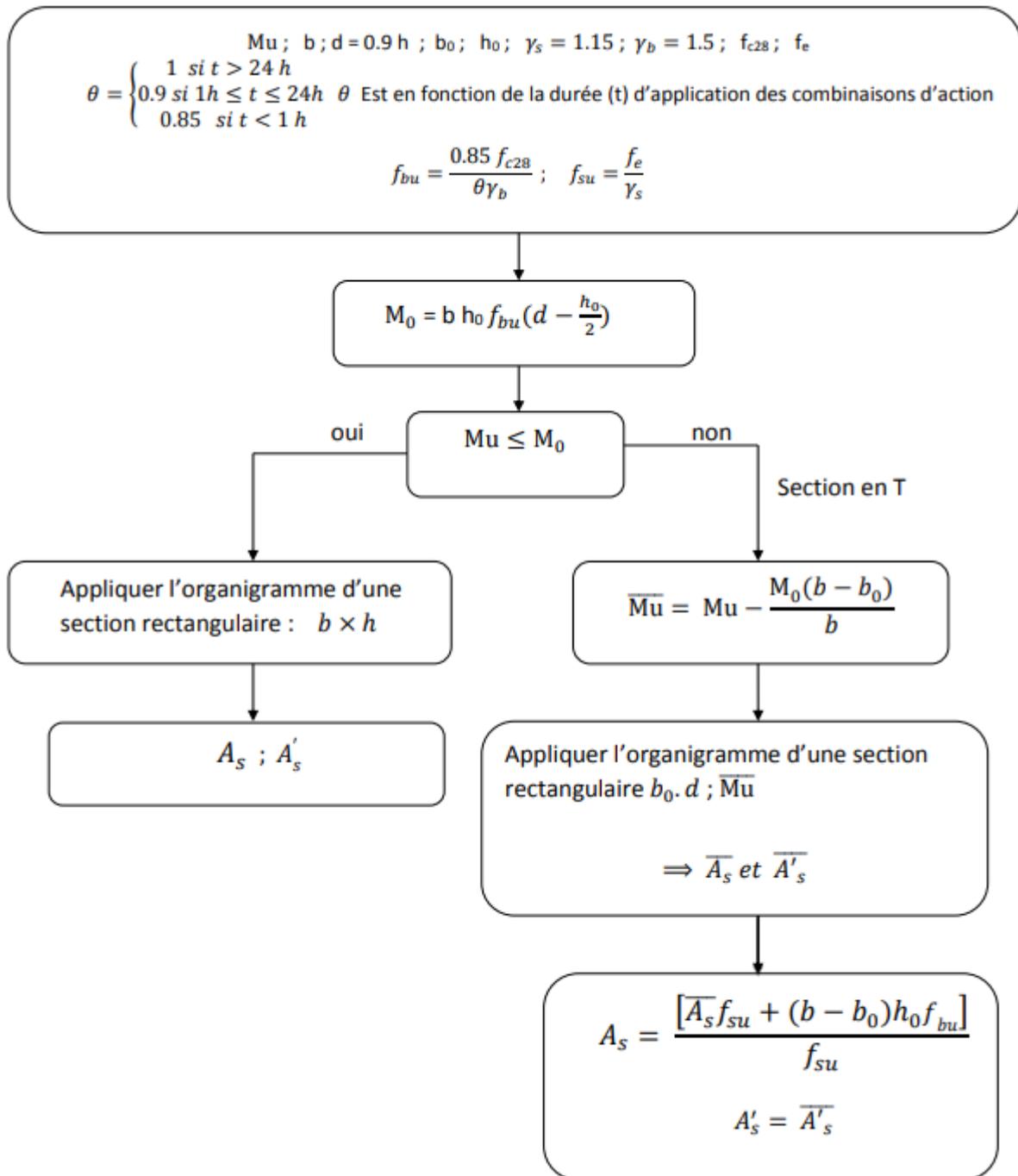
### Annexe III

#### Flexion simple $b \times h$



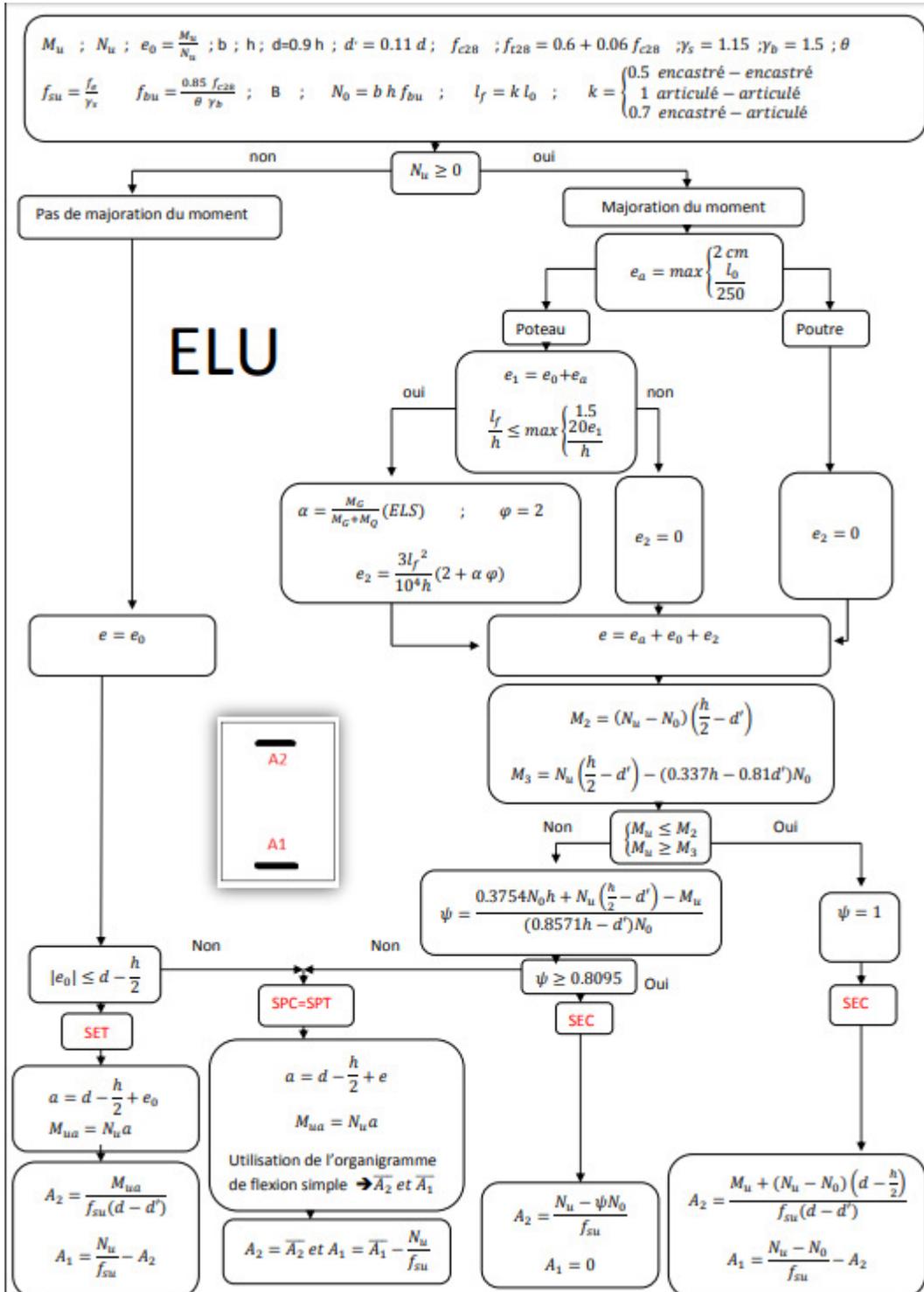
## Annexe IV

### Flexion simple section en T

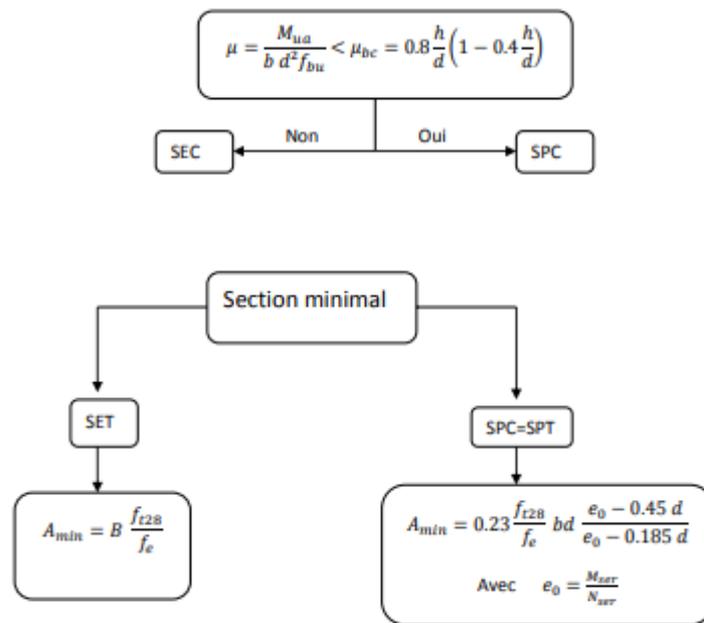


# Annexes V

## Flexion composée

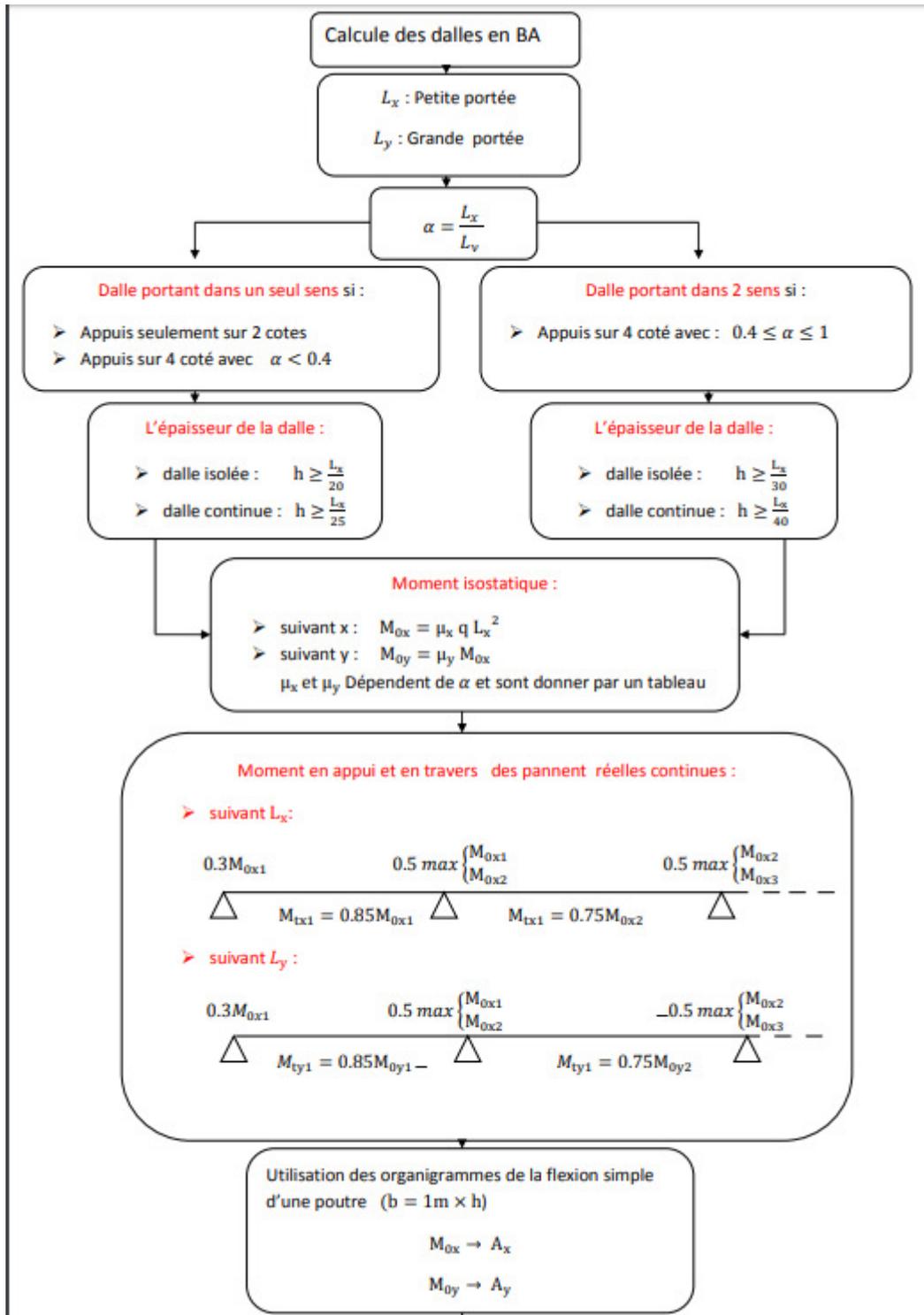


Remarque :



## Annexe VI

### Calcul des dalles



### Section minimale des armatures

➤ selon  $L_y$  :

$$A_{ymin} (\text{cm}^2/\text{m}) \begin{cases} 12h & \text{pour RL} \\ 8h & \text{pour HA 400} \\ 6h & \text{pour HA 500} \end{cases} \quad h \text{ en mètre}$$

➤ selon  $L_x$  :

$$A_{xmin} (\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{3 - \alpha}{2} A_{ymin}$$

### Effort tranchant

➤  $\alpha < 0.4$  :

$$V_{ux} = q_u \frac{L_x}{2} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = 0$$

➤  $0.4 \leq \alpha \leq 1$  :

$$V_{ux} = \frac{q_u L_x L_y}{L_x + 2L_y} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

besoin d'armature transversale

non

$$\tau_u - \frac{V_u}{d b} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

oui

Pas d'armature transversale

### Espacement maximale

#### FPP

$$S_{tx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4h \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

#### FP ou FTP

$$S_{tx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 2h \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

## Annexe VII

### Conclusion rapport du sol

Siège du ministère des affaires religieuses « CARROUBIER »

#### IV.- CONCLUSION

L'analyse des données et résultats des investigations réalisées dans le cadre de la présente étude montre que :

\* Le terrain est constitué par des argiles sableuses rougeâtres surmontant des sables moyens à grossiers grisâtre à passages de blocs gréseux beiges.

\* L'analyse chimique du sol révèle une agressivité nulle vis-à-vis du béton selon la norme NFP.18-011 du 06/92.

\* Les essais de laboratoire réalisés sur les argiles sableuses révèlent qu'elles sont denses, moyennement compressibles et non gonflantes.

\* D'après les résultats des essais pressiométriques et selon le RPA 99 ; addenda 2003, le site peut être classé dans la catégorie S3 (site meuble)

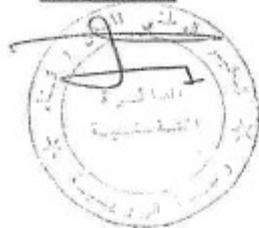
De ce fait, nous vous conseillons la conception de fondation suivante:

- \* Des fondations superficielles.
- \* Un taux de travail admissible de 2,0 bar.
- \* Un ancrage à 2,0 m de profondeur à partir de la côte du terrain naturel.

L'INGENIEUR CHARGE D'ETUDE

LE DIRECTEUR D'UNITE

F. ABOUB



A handwritten signature in black ink, consisting of a large loop and a vertical stroke.

Annexe IX

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES RTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	1	0,0441	1
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					