



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
جامعة سعد دحلب -البليدة-  
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية العلوم الهندسية - دائرة الهندسة المدنية  
FACULTE DES SCIENCE DE L'INGENIEUR  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE  
PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER EN GENIE CIVIL  
OPTION : Structures

## Thème

***Conception & Calcul Parasismique d'Un  
Bâtiment en Rez-De-Chaussée + 7 étage +  
Sous-sol Contreventé par des Portiques et des  
Voiles en Béton Armé***

Encadré par :

***M<sup>me</sup> C. CHERFA***

Réalisé par :

***GUIDOUM Fouad & REGAYEG Abdi***

***Promotion 2022/2023***

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## REMERCIEMENTS

*On tient à remercier tout d'abord Dieu qui nous a donnés la force, le courage et la patience pour accomplir ce Modeste travail.*

*Nous tenon à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre promotrice M<sup>me</sup> CHERFA, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail et de l'enrichir par leurs propositions ainsi que nos chers parents pour leur réconfort et soutien durant tout notre parcours.*

*Enfin, on tient également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

## مـلـخـص

هذه المذكرة تهدف إلى قياس أبعاد العناصر المقاومة لبناء مؤلف من (07) طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي و الطابق السفلي. هذا المشروع متواجد في ولاية الجزائر و المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي (المنطقة الثالثة) حسب النظام الجزائري المضاد للزلازل **RPA99 ver2003**.

حساب الأبعاد الأولية لمقاطع العناصر الأساسية كان وفقا لقوانين ( **BAEL91 Modifié 99** ), (**RPA99 ver2003**) و(**CBA93**).

تم إجراء التحليل الديناميكي للهيكل باستخدام برنامج التحليل "structural analysis program" **ETABS (VI8.0.2)**.

تمّ تسليح الروافد و الأعمدة باستعمال **SOCOTEC** و تمت الفحوصات و المراجعة بنفس البرنامج.

تمّ دراسة الجدران الخرسانية بالطريقة الكلاسيكية.

و بخصوص الأساس، فضلنا تقنية الأساسات اللبشة و التي تم حسابها بالطريقة الكلاسيكية.

## Résumé

Le présent mémoire consiste en l'étude d'un bâtiment en R + 7 + sous-sol implanté dans la wilaya d'Alger qui est classée en zone sismique III selon le **RPA99 version 2003**.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au **BAEL91 Modifié 99**, **RPA99 ver2003** et au **CBA93**.

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse «structural analysis program» **ETABSVI8.0.2**

Les poteaux et les poutres ont été ferrailés avec le logiciel **SOCOTEC** les vérifications ont été menées par le même logiciel.

Les voiles ont été étudiés par la méthode classique à l'aide de modèle numérique.

Pour la fondation on a opté pour un radier nervuré qui a été calculé par la méthode classique.

## SUMMARY

This thesis is studding in 7 levels + 1 underground building located in Algiers town which is classified in the third seismic area according to **RPA99 modified on 2003**.

The load-bearing elements are pre-sized in accordance with the regulations **BAEL91 modified on 99**, **RPA99 modified on 2003** and **the CBA93**.

Dynamic analysis of the structure was performed using the analysis software "structural analysis program" **ETABS VI8.0.2**.

The pillars and beams reinforcement has been done with **SOCOTEC program**, checks were carried out by the same program.

The shear walls were studied by the classic method.

## *Liste des figures*

<b>Figure I.1.</b> Vue en plan de la structure. ....	2
<b>Figure I.2.</b> Diagramme Contraintes – Déformations ELU. ....	7
<b>Figure I.3.</b> Diagramme Contraintes – Déformations ELS. ....	8
<b>Figure I.4.</b> Diagramme Contraintes – Déformations de l’Acier. ....	8
<b>Figure.II.1.</b> Coupe transversale d’un plancher à corps creux.....	12
<b>Figure II.2.</b> Coupe transversale de l’acrotère.....	16
<b>Figure II.3.</b> Section réduite du poteau. ....	20
<b>Figure II.4.</b> Schéma des Types des Poteau.....	22
<b>Figure II.5.</b> Schéma du poteau central Le plus sollicité.....	23
<b>Figure II.6.</b> Schéma du poteau de rive le plus sollicité.....	23
<b>Figure II.7.</b> Schéma du poteau d’angle le plus sollicité.....	24
<b>Figure II.8.</b> Coupe de voile en élévation.....	33
<b>Figure III.1.</b> Vue en plan RDC des deux structures du <b>Modèle 1</b> .....	44
<b>Figure III.2.</b> Vue en plan des deux structures du <b>Modèle 2</b> .....	49
<b>Figure III.3.</b> Vue en 3D des deux structures du <b>Modèle 2</b> .....	49
<b>Figure III.4.</b> Vue en plan des deux structures du <b>Modèle Finale (SMLd)</b> .....	54
<b>Figure III.5.</b> Vue en 3D des deux structures du <b>Modèle Finale (SMLg)</b> .....	54
<b>Figure III.6.</b> Vue en plan des deux structures du <b>Modèle Finale avec Linteaux (SMLd)</b> .....	57
<b>Figure III.7.</b> Vue en 3D des deux structures du <b>Modèle Finale avec Linteaux (SMLg)</b> .....	57
<b>Figure III.8.</b> Vue en élévation des bouts des voiles du <b>Modèle Finale avec Linteaux (SMLd)</b> .....	57
<b>Figure IV.1.</b> Zone nodale. ....	65
<b>Figure IV.2.</b> Schéma de ferrailage des poteaux de sous-sol, RDC. ....	78
<b>Figure IV.3.</b> Schéma de ferrailage des poteaux de 1 <sup>er</sup> étage. ....	78
<b>Figure IV.4.</b> Schéma de ferrailage des poteaux de 2 <sup>ème</sup> étage. ....	78
<b>Figure IV.5.</b> Schéma de ferrailage des poteaux de 3 <sup>ème</sup> étage. ....	79
<b>Figure IV.6.</b> Schéma de ferrailage des poteaux de 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage. ....	79
<b>Figure IV.7.</b> Vérification de la flèche (SOCOTEC).....	91
<b>Figure IV.8.</b> Vue en plan poutres terrasses.....	93
<b>Figure IV.9.</b> Schéma de ferrailage des poutres porteuses du 7 <sup>ème</sup> étage. ....	94
<b>Figure IV.10.</b> Schéma de ferrailage des poutres porteuses du RDC au 6 <sup>ème</sup> étage.....	95
<b>Figure IV.11.</b> Schéma de ferrailage des poutres non porteuses du 7 <sup>ème</sup> étage.....	90

<b>Figure IV.12.</b> Schéma de ferrailage des poutres non porteuses du RDC au 6 <sup>ème</sup> étage.....	96
<b>Figure IV.13.</b> Éléments soumis à la flexion composée.....	97
<b>Figure IV.14.</b> Dimension en élévation d'un mur.....	98
<b>Figure IV.15.</b> Maillage d'un voile .....	101
<b>Figure IV.16.</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	102
<b>Figure IV.17.</b> Repérage des voiles.....	104
<b>Figure IV.18.</b> Schémas de ferrailage du voile V3 et V3', V4 et V4' (RDC). .....	115
<b>Figure IV.19.</b> Schémas de ferrailage du linteau type 1. ....	115
<b>Figure IV.20.</b> Schémas de ferrailage du linteau type 2. ....	116
<b>Figure IV.21.</b> Repérage des voiles. ....	100
<b>Figure IV.22.</b> Schémas de ferrailage du voile 4 et voile 5 (RDC). ....	118
<b>Figure IV.23.</b> Schémas de ferrailage du voile 4 et voile 5 (1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage). ....	118
<b>Figure IV.24.</b> Schémas de ferrailage du voile 4 et voile 5 (3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage). ....	119
<b>Figure IV.25.</b> Schémas de ferrailage du voile 4 et voile 5 (5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage). ....	119
<b>Figure IV.26.</b> Schémas de ferrailage du voile 4' et voile 5' (1 <sup>er</sup> étage). ....	119
<b>Figure IV.27.</b> Schémas de ferrailage du voile 4' et voile 5' (2 <sup>ème</sup> /3 <sup>ème</sup> étage). ....	119
<b>Figure IV.28.</b> Schémas de ferrailage du voile 4' et voile 5' (4 <sup>ème</sup> /5 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup> étage). ....	120
<b>Figure IV.29.</b> Schémas de ferrailage du voile 4' et voile 5' (RDC). ....	120
<b>Figure IV.30.</b> Schémas de ferrailage du voile 3 (1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup> /3 <sup>ème</sup> étage). ....	120
<b>Figure IV.31.</b> Schémas de ferrailage du voile 3 (4 <sup>er</sup> /5 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup> étage). ....	120
<b>Figure IV.32.</b> Schémas de ferrailage du voile 3 (RDC). ....	121
<b>Figure IV.33.</b> Schémas de ferrailage du linteau type 1. ....	121
<b>Figure IV.34.</b> Schémas de ferrailage du linteau type 2. ....	122
<b>Figure V.1.</b> Schéma du radier nervuré. ....	118
<b>Figure V.2.</b> Ferrailage de la Dalle du Radier. ....	128
<b>Figure V.3.</b> Ferrailage des nervures du sens porteur (x-x) en appuis et en travées. ....	132
<b>Figure V.4.</b> Ferrailage des nervures du sens porteur (y-y) en appuis et en travées. ....	132
<b>Figure V.5.</b> Schéma statique des débords. ....	133
<b>Figure V.6.</b> Ferrailage du débord. ....	134
<b>Figure V.7.</b> Ferrailage du Voile Périphérique en travée et en appui .....	141

## *Liste des tableaux*

<b>Tableau II.1.</b> Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	13
<b>Tableau II.2.</b> Charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	14
<b>Tableau II.3.</b> Charges permanentes des dalles pleines. ....	14
<b>Tableau II.4.</b> charge permanente du plancher s-sol .....	15
<b>Tableau II.5.</b> Charges permanentes du mur double cloison.....	15
<b>Tableau II.6.</b> Vérification des conditions exigées par le RPA99. ....	17
<b>Tableau II.7.</b> Surface et poids revenants au poteau de surface $S_1$ [D – 6]....	23
<b>Tableau II.8.</b> Surface et poids revenants au poteau de surface $S_2$ [D – 7].....	24
<b>Tableau II.9.</b> Surface et poids revenants au poteau de surface $S_3$ [E – 1]..	24
<b>Tableau II.10.</b> Descente des charges des poteaux pour les deux structures.....	25
<b>Tableau II.11.</b> Choix des sections des poteaux centraux (SMLd).....	25
<b>Tableau II.12.</b> Choix des sections des poteaux centraux (SMLg).....	26
<b>Tableau II.13.</b> Vérification de critère de résistance pour les poteaux centraux (SMLd). ....	26
<b>Tableau II.14.</b> Vérification de critère de résistance pour les poteaux centraux (SMLg).....	26
<b>Tableau II.15.</b> Vérification poteaux centraux à l'ELS.....	27
<b>Tableau II.16.</b> Choix des sections des poteaux des rives (SMLd)..	27
<b>Tableau II.17.</b> Choix des sections des poteaux des rives (SMLg).....	28
<b>Tableau II.18.</b> Vérification de critère de résistance pour les poteaux des rives (SMLd). ....	28
<b>Tableau II.19.</b> Vérification de critère de résistance pour les poteaux des rives (SMLg).....	28
<b>Tableau II.20.</b> Vérification poteaux des rives à l'ELS.....	29
<b>Tableau II.21.</b> Choix des sections des poteaux des ongles (SMLd)..	29
<b>Tableau II.22.</b> Choix des sections des poteaux des ongles (SMLg).....	30
<b>Tableau II.23.</b> Vérification de critère de résistance pour les poteaux des ongles (SMLd). ....	30
<b>Tableau II.24.</b> Vérification de critère de résistance pour les poteaux des ongles (SMLg).....	30
<b>Tableau II.25.</b> Vérification poteaux des ongles à l'ELS.....	31
<b>Tableau II.26.</b> Choix des sections des poteaux.....	32
<b>Tableau III.1.</b> Valeurs de la période caractéristiques .....	40
<b>Tableau III.2.</b> Valeur des pénalités.....	42
<b>Tableau III.3.</b> Longueurs, épaisseurs des voiles et section des poteaux du <b>Modèle 1</b> pour les deux structures .....	44
<b>Tableau III.4.</b> Période et participation massique du <b>Modèle 1 (SMLd)</b> .....	45
<b>Tableau III.5.</b> Période et participation massique du <b>Modèle 1 (SMLg)</b> .....	45
<b>Tableau III.6.</b> Récapitulatif des résultats des réponses sismiques des deux structures. ....	46

<b>Tableau III. 7.</b> Vérifications des déplacements inter-étages du <b>Modèle 1 (SMLd)</b> ..	46
<b>Tableau III. 8.</b> Vérifications des déplacements inter-étages du <b>Modèle 1 (SMLd)</b> ..	47
<b>Tableau III. 9.</b> Vérification de l'effort normal réduit <b>Modèle 1 (SMLd)</b> ..	48
<b>Tableau III. 10.</b> Vérification de l'effort normal réduit <b>Modèle 1 (SMLg)</b> .....	48
<b>Tableau III. 11.</b> Longueur, épaisseurs des voiles et section des poteaux du <b>Modèle 2 (SMLd et SMLg)</b> .....	49
<b>Tableau III. 12.</b> Période et participation massique du <b>Modèle 2 (SMLd)</b> .....	50
<b>Tableau III. 13.</b> Période et participation massique du <b>Modèle 2 (SMLg)</b> .....	50
<b>Tableau III. 14.</b> Récapitulatif des résultats des réponses sismiques des deux structures .....	51
<b>Tableau III. 15.</b> Vérifications des déplacements inter-étages du <b>Modèle 2 (SMLd)</b> .....	51
<b>Tableau III. 16.</b> Vérifications des déplacements inter-étages du <b>Modèle 2 (SMLg)</b> .....	52
<b>Tableau III. 17.</b> Résultats de l'analyse de la structure sans les voiles des derniers niveaux (SMLd).....	53
<b>Tableau III.18.</b> Longueur, épaisseurs des voiles et section des poteaux du <b>Modèle Final (SMLd)</b> .....	54
<b>Tableau III. 19.</b> Périodes et participation massique du <b>Modèle Final (SMLd)</b> .....	54
<b>Tableau III. 20.</b> Vérifications des déplacements inter-étages du <b>Modèle Final</b> .....	55
<b>Tableau III. 21.</b> Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du <b>Modèle Final</b> .....	56
<b>Tableau III. 22.</b> Longueur et épaisseurs des bouts de voiles et des linteaux (SMLd).....	57
<b>Tableau III. 23.</b> Périodes et participation massique du <b>Modèle Final avec Linteaux (SMLd)</b> .....	58
<b>Tableau III. 24.</b> Vérifications des déplacements inter-étages du <b>Modèle Final avec Linteaux (SMLd)</b> .....	59
<b>Tableau III. 25.</b> Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du <b>Modèle Final avec Linteaux (SMLd)</b> .....	59
<b>Tableau III. 26.</b> Justification des voiles sous charges verticales <b>Modèle Final avec Linteaux (SMLd)</b> .....	65
<b>Tableau III.27.</b> Justification des voiles sous charges verticales <b>Modèle Final avec Linteaux (SMLg)</b> .....	60
<b>Tableau III. 28.</b> Résultats de l'analyse de la structure pour 3 épaisseurs des voiles de contreventement .....	61
<b>Tableau IV.1.</b> Caractéristiques du béton et de l'acier. ....	63
<b>Tableau IV.2.</b> Ferrailages des poteaux en situations durable.....	66
<b>Tableau IV.3.</b> Ferrailages des poteaux en situation accidentelle : (0,8G±E) .....	67
<b>Tableau IV.4.</b> Ferrailages des poteaux carré situations accidentelle (G+Q+E) .....	68
<b>Tableau IV.5.</b> Choix des armatures des poteaux. ....	69
<b>Tableau IV.6.</b> Vérifications des contraintes des poteaux. ....	70

<b>Tableau IV.7.</b> Vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux. ....	72
<b>Tableau IV.8.</b> Diamètre des armatures transversales. ....	74
<b>Tableau IV.9.</b> Espacement des cadres des poteaux. ....	75
<b>Tableau IV.10.</b> Choix des armatures transversale pour les poteaux. ....	75
<b>Tableau IV.11.</b> Ferrailages des poutres porteuses situation durable. ....	82
<b>Tableau IV.12.</b> Ferrailages des poutres porteuses situation accidentelle $0.8G \pm E$ . ....	82
<b>Tableau IV.13.</b> Ferrailages des poutres porteuses situation accidentelle $G+Q \pm E$ . ....	82
<b>Tableau IV.14.</b> Ferrailages des poutres non porteuses situation durable. ....	83
<b>Tableau IV.15.</b> Ferrailages des poutres non porteuses situation accidentelle $0.8G \pm E$ . ....	83
<b>Tableau IV.16.</b> Ferrailages des poutres non porteuses situation accidentelle $G+Q \pm E$ . ....	83
<b>Tableau IV.17.</b> Choix des armatures pour les poutres porteuses (30*45). ....	84
<b>Tableau IV.18.</b> Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30*40). ....	84
<b>Tableau IV.19.</b> Vérification de condition de non fragilité. ....	84
<b>Tableau IV.20.</b> Vérification des poutres porteuse à l'ELS. ....	85
<b>Tableau IV.21.</b> Corrections des sections du béton et d'acier dans les poutres porteuses du 7 <sup>ème</sup> étage à l'ELS. ....	86
<b>Tableau IV.22.</b> Vérification des poutres non porteuse à l'ELS. ....	86
<b>Tableau IV.23.</b> Choix finals des armatures des poutres. ....	87
<b>Tableau IV.24.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse (30*45). ....	88
<b>Tableau IV.25.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses. ....	88
<b>Tableau IV.26.</b> Choix des armatures transversales pour les poutres. ....	89
<b>Tableau IV.27.</b> Vérification de la flèche. ....	90
<b>Tableau IV.28.</b> Vérification thermique. ....	94
<b>Tableau IV.29.</b> Valeur de coefficient K. ....	98
<b>Tableau IV.30.</b> Calcule de $\sigma_b$ et $\sigma_{bna}$ . ....	99
<b>Tableau IV.31.</b> Caractéristiques des voiles. ....	104
<b>Tableau IV.32.</b> Calcule de $\sigma_b$ et $\sigma_{bna}$ pour le voile V4. ....	105
<b>Tableau IV.33.</b> Calcule des armatures verticales pour le voile V4 (RDC). ....	106
<b>Tableau IV.34.</b> Calcule des armatures verticales pour le voile V3 et V3', V4 et V4'. ....	107
<b>Tableau IV.35.</b> Calcule des armatures verticales pour le voile V1 et, V2 et V2'. ....	108
<b>Tableau IV.36.</b> Calcule des aciers de coutures des voiles ..... ..	108
<b>Tableau IV.37.</b> Calcule des aciers horizontaux des voiles..... ..	108
<b>Tableau IV.38.</b> Calcule de ferrailage des linteaux..... ..	114
<b>Tableau IV.39.</b> Choix finals des armatures. ....	114

<b>Tableau V.1.</b> Hauteur de la nervure calculée par une procédure pratique. ....	121
<b>Tableau V.2.</b> Caractéristiques géométriques du radier. ....	121
<b>Tableau V.3.</b> Contraintes sous le radier à l'ELU. ....	124
<b>Tableau V.4.</b> Contraintes sous le radier à l'ELS. ....	124
<b>Tableau V.5.</b> Calcul des moments à l'ELU (dalle du radier). ....	126
<b>Tableau V.6.</b> Calcul des moments à l'ELS (dalle du radier). ....	126
<b>Tableau V.7.</b> Ferrailage des Panneaux du Radier. ....	127
<b>Tableau V.8.</b> Vérification des contraintes. ....	128
<b>Tableau V.9.</b> Ferrailage des nervures (sens porteur). ....	129
<b>Tableau V.10.</b> Ferrailage des nervures (sens non porteur). ....	129
<b>Tableau V.11.</b> Vérification des contraintes. ....	130
<b>Tableau V.12.</b> Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier. ....	134
<b>Tableau V.13.</b> Ferrailage du Voile Périphérique. ....	138
<b>Tableau V.14.</b> Vérification des Contraintes à l'ELS. ....	140

## *Liste des symboles*

$A$ :	Coefficient d'accélération de zone,
$A_s$ :	Aire d'une section d'acier.
$A_t$ :	Section d'armatures transversales.
$B$ :	Aire d'une section de béton.
$\phi$ :	Diamètre des armatures.
$\varphi$ :	Angle de frottement.
$Q$ :	Charge d'exploitation.
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$ :	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$ :	Contrainte de compression admissible du béton.
$\tau_u$ :	Contrainte ultime de cisaillement.
$\tau$ :	Contrainte tangentielle.
$\beta$ :	Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol}$ :	Contrainte du sol.
$\sigma_m$ :	Contrainte moyenne.
$G$ :	Charge permanente.
$\xi$ :	Déformation relative.
$V_0$ :	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$ :	Etat limite ultime.
$E.L.S$ :	Etat limite service.
$N_{ser}$ :	Effort normal pondéré aux états limites de service.
$N_u$ :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
$T_u$ :	Effort tranchant ultime.
$T$ :	Période.
$S_t$ :	Espacement.
$\lambda$ :	Elancement.
$F$ :	Force concentrée.
$f$ :	Flèche.
$\bar{f}$ :	Flèche admissible.
$L$ :	Longueur ou portée.
$L_f$ :	Longueur de flambement.

$d$ :	Hauteur utile.
$F_e$ :	Limite d'élasticité de l'acier.
$M_u$ :	Moment à l'état limite ultime.
$M_{ser}$ :	Moment à l'état limite de service.
$M_t$ :	Moment en travée.
$M_a$ :	Moment sur appuis.
$M_0$ :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
$I$ :	Moment d'inertie.
$f_i$ :	Flèche due aux charges instantanées.
$f_v$ :	Flèche due aux charges de longue durée.
$M$ :	Moment, Masse.
$E_{ij}$ :	Module d'élasticité instantané.
$E_{vj}$ :	Module d'élasticité différé.
$f_{c28}$ :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
$f_{t28}$ :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
$F_{cj}$ :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
$K$ :	Coefficient de raideur de sol.
$Y$ :	Position de l'axe neutre.
$A_g$ :	Section transversale brute du voile ou trumeau.
$\delta_{ek}$ :	déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
$\lambda$ :	Elancement.
$A$ :	Coefficient d'accélération de zone,
$A_s$ :	Aire d'une section d'acier.
$A_t$ :	Section d'armatures transversales.
$B$ :	Aire d'une section de béton.
$\phi$ :	Diamètre des armatures.
$\varphi$ :	Angle de frottement.
$Q$ :	Charge d'exploitation.
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$ :	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$ :	Contrainte de compression admissible du béton.
$\tau_u$ :	Contrainte ultime de cisaillement.
$\tau$ :	Contrainte tangentielle.

$\beta$	: Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol}$	: Contrainte du sol.
$\sigma_m$	: Contrainte moyenne.
$G$	: Charge permanente.
$\xi$	: Déformation relative.
$V_0$	: Effort tranchant a la base.
$E.L.U$	: Etat limite ultime.
$E.L.S$	: Etat limite service.
$N_{ser}$	: Effort normal pondéré aux états limites de service.
$N_u$	: Effort normal pondéré aux états limites ultime.
$T_u$	: Effort tranchant ultime.
$T$	: Période.
$S_f$	: Espacement.
$\lambda$	: Elancement.
$F$	: Force concentrée.
$f$	: Flèche.
$\bar{f}$	: Flèche admissible.
$L$	: Longueur ou portée.
$L_f$	: Longueur de flambement.
$d$	: Hauteur utile.
$F_e$	: Limite d'élasticité de l'acier.
$M_u$	: Moment à l'état limite ultime.
$M_{ser}$	: Moment à l'état limite de service.
$M_t$	: Moment en travée.
$M_a$	: Moment sur appuis.
$M_0$	: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
$I$	: Moment d'inertie.
$f_i$	: Flèche due aux charges instantanées.
$f_v$	: Flèche due aux charges de longue durée.
$M$	: Moment, Masse.
$E_{ij}$	: Module d'élasticité instantané.
$E_{vj}$	: Module d'élasticité différé.
$f_{c28}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
$f_{t28}$	: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
$F_{cj}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
$K$	: Coefficient de raideur de sol.

- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $A_g$  : Section transversale brute du voile ou trumeau.
- $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- $\lambda$  : Elancement.
- $A$  : Coefficient d'accélération de zone,
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\phi$  : Diamètre des armatures.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- V.L.N.A* : Vibration libre non amortie.

## SOMMAIRE

Remerciements	
Résumés	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction	

### *Chapitre I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2.1. Description de l'ouvrage.....	1
I.2.2. Caractéristiques géométriques.....	1
I.2.3. Conception de la structure.....	3
I.3. Caractéristique Des Matériaux.....	5
I.3.1. Le béton .....	5
I.3.1.1. Résistance mécanique.....	5
I.3.1.2. Module de déformation longitudinale.....	6
I.3.1.3. Coefficient de Poisson.....	6
I.3.1.4. Les Contrainte Limites .....	6
I.3.1.4.1. État limite ultime « ELU » .....	6
I.3.1.4.2. Etat limite de service « E.L.S » .....	7
I.3.2. L'acier .....	8
I.3.2.1. Contrainte limite de l'acier .....	8
I.3.2.2. Module d'Elasticité de l'Acier.....	9
I.4. Hypothèses de calcul aux états limites.....	9
I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU .....	9
I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS .....	10

## ***CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges***

II.1. Introduction.....	11
II.2. Pré-dimensionnement des planchers.....	11
II.2.1. Plancher en corps creux .....	11
II.2.2. Plancher en dalle pleine.....	12
II.3. Evaluation des charges.....	13
II.3.1. Plancher terrasse.....	13
II.3.2. Plancher étage courant .....	14
II.3.3 Plancher dalle pleine (RDC).....	14
II.3.4. Maçonnerie : Murs extérieurs (doubles cloisons).....	15
II.3.5 Acrotère .....	15
II.4. Pré-dimensionnement des éléments résistants .....	16
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres .....	16
II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux.....	18
II.4.2.1 Principe .....	18
II.4.2.2 Procédure de pré-dimensionnement .....	18
II.4.2.3 Pré-dimensionnements des poteaux .....	18
II.4.2.4. Calcul des poteaux.....	23
II.5. Pré dimensionnement des voiles .....	33
II.6. Conclusion.....	34

## ***Chapitre III. Etude Dynamique***

III.1. Introduction .....	35
III.2. Modélisation de la structure .....	35
III.2.1. Introduction .....	35
III.2.2. Modélisation des éléments structuraux (Rigidité).....	35
III.2.3. Modélisation de la masse .....	36
III.3. Conception du contreventement vertical .....	36

III.4. Etude sismique .....	37
III.4.1. Introduction .....	37
III.4.2. Choix de la méthode de calcul .....	37
III.4.2.1. Méthode statique équivalente .....	37
III.4.2.2. La méthode modale spectrale .....	38
III.4.3. Effort tranchant à la base .....	39
III.4.4. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente .....	39
III.4.5. Estimation de la période fondamentale de la structure « T » .....	40
III.4.6. Vérification des déplacements inter étage .....	42
III.5. Résultats de l'analyse dynamique .....	43

### ***Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants***

IV.1. Introduction .....	63
IV.2. Ferrailage des poteaux .....	63
IV.1.1. Introduction .....	63
IV.1.2. Combinaisons d'actions .....	64
IV.1.3. Recommandations du « BAEL91 modif 99 » .....	64
IV.1.4. Recommandations des « RPA 99 modif 2003 » .....	64
IV.1.5. Méthode de calcul .....	65
IV.1.6. Choix des armatures .....	69
IV.1.6.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	69
IV.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	70
IV.1.8. Ferrailage transversal des poteaux .....	72
IV.1.9. Longueur de recouvrement .....	76
IV.1.10. Ferrailage des poteaux du sous-sol .....	76
IV.1.11. Schéma de ferrailage de poteaux .....	78

IV.3. Ferrailage des poutres .....	80
IV.1.1. Introduction .....	80
IV.1.2. Les combinaisons d'actions .....	80
IV.1.3. Recommandations des règlements BAEL et RPA99 .....	80
IV.1.4. Calcul du ferrailage.....	81
IV.1.4.1 Poutre porteuse .....	82
IV.3.4.2 Poutre non porteuse .....	83
IV.3.5. Vérifications .....	84
IV.3.5.1. Condition de non-fragilité .....	84
IV.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS .....	85
IV.3.6.1. Poutre porteuse .....	85
IV.3.6.2. Poutre non porteuse .....	86
IV.3.7. Vérification de l'effort tranchant .....	87
IV.3.7.1. Poutre porteuse .....	88
IV.3.7.2. Poutre non porteuse .....	88
IV.3.8 Calcul des armatures transversales .....	89
IV.3.9. Recouvrement des armatures longitudinales .....	89
IV.3.10 Arrêt des barres .....	89
IV.3.11 Vérification de la flèche .....	90
IV.3.12. Vérification des poutres sous contraintes thermiques .....	92
IV.3.13. Dessin de ferrailage des poutres .....	94
IV.4. Ferrailage des voiles.....	97
IV.4.1. Introduction .....	97
IV.4.2.1 Longueur de flambement (murs non raidis latéralement) .....	98
IV.4.2.2. Efforts de compression en ELU .....	99
IV.4.2.3. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux (méthode simplifiée basée sur les contraintes).....	100
IV.4.2.3.1 Introduction .....	100
IV.4.2.3.2 Aciers verticaux .....	100
IV.4.2.3.3 Aciers horizontaux .....	101
IV.4.2.4. Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles.....	101
IV.4.2.5. Présentation des résultats .....	104

IV.4.2.5.1. Exemple de calcul (V4 ; V5) .....	105
IV.4.2.5.2. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) .....	106
IV.4.2.5.3. Aciers horizontaux .....	106
IV.4.2.5.4 Résultats du ferrailage pour le reste des voiles du bâtiment .....	107
IV.5. Ferrailage des linteaux .....	109
IV.5.1. Armatures Transversales $A_t$ .....	112
IV.5.2. Armatures de Peau (ou en section courante) $A_c$ .....	112
IV.5.3. Armatures Diagonales $A_D$ .....	112
IV.5.4. exemple de calcule de linteaux .....	112

## *Chapitre V. Étude des Fondations*

V.1. Introduction.....	117
V.2. Calcul des fondations .....	118
VI.2.1. Introduction .....	118
V.2.2. Pré dimensionnement du radier .....	119
V.2.2.1. Dalle .....	119
V.2.2.2 Nervures .....	120
V.2.3. Caractéristique géométrique du radier .....	121
V.2.4. Vérifications nécessaires .....	122
V.2.4.1. Vérification de la Stabilité du Radier.....	122
V.2.4.2. Vérification des contraintes sous le radier .....	123
V.2.4.3. Ferrailage du Radier .....	125
V.2.4.4. Ferrailage des nervures.....	129
V.2.4.5. Vérifications nécessaires des contraintes à l'ELS et contrainte tangentielle du béton .....	130
V.2.4.6. Armatures transversales .....	130
V.2.4.7. Armatures de peau .....	131
V.2.4.8. Ferrailage du Débord .....	133
V.2.5. Etude du voile périphérique .....	136
V.2.5.1. Pré-dimensionnement .....	136

V.2.5.2. Évaluation des Charges.....	136
V.2.5.3 Effort dans la Dalle .....	137
V.2.5.4 Calcul du Ferrailage .....	137
V.2.5.5. Condition de non fragilité .....	139
V.2.5.6 Vérification de l'Effort Tranchant .....	139
V.2.5.7 Vérification à l'ELS .....	140

Conclusion

Références bibliographiques

Organigrammes

Annexes

# *INTRODUCTION*

A travers les temps, les structures de bâtiments ont évoluées à la fois avec les technologies de mise en œuvre et les matériaux utilisés. Une construction sécurisée et économique à la fois est non seulement basée sur une bonne étude parasismique mais aussi sur un bon choix de matériaux, ces derniers ont beaucoup d'influence sur le comportement, poids et cout des structures.

Une multitude de matériaux ont fait leur apparition sur le marché ces dernières années grâce aux investissements et la recherche constante dans les technologies novatrices. Actuellement en Algérie, l'utilisation des nouveaux matériaux est limitée dans le domaine de construction malgré qu'ils présentent plus d'avantages qu'inconvénients par rapport aux matériaux traditionnels tels que la légèreté, l'ultra isolation, la facilite de mise en œuvre et la durabilité.

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil, nous sommes amenés à l'issu de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est non seulement d'être confronté à une situation provisionnelle d'ordre scientifique et technique mais aussi d'apprendre à utiliser les nouveaux matériaux dans les constructions de notre pays.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale.

L'étude sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser, bien que les informations nécessaires sur ceux utilisés dans les planchers et cloisons extérieurs et intérieurs et les revêtements soient détaillées dans l'annexe correspondant.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré-dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment ;
- Le troisième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment pour les deux matériaux, L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur logiciel de calcul ETABS Ver.18.0.2 ;
- Le quatrième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux ;
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure ;

On terminera le travail par une conclusion générale.

*CHAPITRE I*

*PRESENTATION  
DE L'OUVRAGE*

*ET*

*CARACTERISTIQUES  
DES MATERIAUX*

## **I.1. Introduction**

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

Les connaissances acquises pendant notre cursus seront utilisées pour concevoir une structure qui sera appelée à résister aux différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique.

## **I.2. Présentation de l'ouvrage**

Dans ce projet de fin d'études nous étudions un bâtiment en béton armé à usage d'habitation situé dans la commune de Telimly dans la wilaya d'Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le classement des zones établi par les Règlements Parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003).

### **I.2.1. Description de l'ouvrage**

Notre projet consiste à concevoir un bâtiment en (RDC+7 étages +sous-sol) de forme irrégulière à usage multiple : le RDC (commerce), les sept étages sont à usage d'appartements et le sous-sol à usage de parking.

La hauteur totale de la structure est de 26.1m, donc le bâtiment est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne (Groupe 2) (Article 3.2 du RPA 99 / version 2003).

### **I.2.2. Caractéristiques géométriques**

#### **a - Dimension en plan :**

- Longueur totale du bâtiment : 27.9 m
- Largeur totale du bâtiment : 21.15 m

#### **b -Dimension en élévation :**

- Hauteur du RDC : 4.08 m
- Hauteur des étages courants : 3.06 m
- Hauteur de sous-sol : 3.74 m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère : 25.5 m
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère : 26.1 m

**CHAPITRE I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux**



PLAN RDC NIV<sup>o</sup> = +0.00m

Figure I.1. Vue en plan de la structure.

### **I.2.3. Conception de la structure**

#### **a- Choix du système de contreventement :**

Notre bâtiment dépasse trois niveaux (11 m) et est situé en zone III. Le contreventement par portiques est donc écarté selon [1], donc notre choix va se porter sur un système de contreventement mixte voiles et portiques avec interaction voiles/portiques ( $R=5$ ).

D'après le RPA, pour ce système de contreventement, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- 1) - Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales (il s'agit de voiles non porteurs).
- 2) - Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux (un maillage serré reliant les portiques aux voiles dans le modèle numérique, est destiné à assurer ce qui est dit en (2)).
- 3) - Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins  
25 % de l'effort tranchant d'étage.

Il est clair que nous justifierons le choix de ce système de contreventement (à travers la valeur affectée à  $R=5$ ) en fin du chapitre3 (les points (1) et (3)).

#### **b- Plancher :**

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour deux types de planchers :

- **Plancher corps creux avec 2 types d'entrevous :**

- Entrevous en gravier 3/8 pour la première structure, destinée par SMLd.
- Entrevous en polystyrène pour la deuxième structure, destinée par SMLg.

Un plancher semi-préfabriqué en « Poutrelles + corps creux + dalle de compression », pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'inertie et donc l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

- **Plancher dalle pleine :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et plancher RDC et dans la cage d'escaliers.

## ***CHAPITRE I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux***

### **c- Maçonnerie :**

Pour la première structure (SMLd) ;

- Les murs extérieurs sont faits en doubles cloison en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.
- Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur. Et pour la deuxième structure (SMLg) ;
- Les murs extérieurs sont constitués de plaques en ciment.
- Les murs intérieurs sont constitués de plaques en plâtre.
- Dalle de sol en PVC
- Plafond en fibre de verre

### **d- L'escalier :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier qui sert à faciliter les déplacements verticaux entre les étages, dans notre cas on a un seul type d'escalier : escalier droit avec deux volées et un palier de repos intermédiaire.

### **e - Les balcons :**

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

### **f - Revêtement :**

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds de la structure SMLd.
- Fibre en verre pour les plafonds de la structure SMLg.

### **g - L'acrotère :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé ayant une hauteur de 60 cm.

### **h - Fondation :**

Le sol d'assise de la construction est un sol : meuble.

La contrainte du sol est  $\sigma$  admissible : 1,8 bars.

### **I.3. Caractéristiques Des Matériaux**

L'objectif de ce paragraphe est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés : béton, acier.

#### **I.3.1. Le béton**

Le choix de la qualité du béton, doit répondre aux conditions du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 99/version 2003.

##### **I.3.1.1. Résistance mécanique**

- **Résistance à la compression : (d'après CBA93Art A-2-1-1-1) [3]**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par  $f_{c28}$ .

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,658 * f_{c28} * \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{c28} \\ j \gg 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 * f_{c28} \end{cases}$$

Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm<sup>2</sup>) et de hauteur 32cm.

Pour notre projet on adoptera :  $f_{c28} = 30$  MPa.

- **Résistance à la traction : (d'après CBA93Art A-2-1-1-2) [3]**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la Compression par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28}$  et à la traction  $f_{i28}$  telle que :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \text{ donc } f_{i28} = 2,4 \text{ MPa.}$$

### I.3.1.2. Module de déformation longitudinale : [3]

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

- **Module de déformation instantanée : [3]**

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{i28} = 34179,56 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différée : [3]**

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{v28} = 11496,76 \text{ MPa}$$

- **La masse volumique du béton armé :**

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

### I.3.1.3. Coefficient de Poisson : [3]

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

$$\nu = 0.2 \quad \text{Pour ELS (béton non fissuré).}$$

$$\nu = 0 \quad \text{Pour ELU (béton fissuré).}$$

### I.3.1.4. Les Contrainte Limites [4]

#### I.3.1.4.1. État limite ultime « ELU » :

Dans le cas d'une vérification à l'E.LU, on devra justifier :

- la résistance de tous les éléments de la construction
- la stabilité de ces éléments compte tenu des effets du 2ème ordre.
- l'équilibre statique de l'ouvrage.

## CHAPITRE I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.5$  Sollicitations durables.

$\gamma_b = 1.15$  Sollicitations accidentelles

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée " t " d'application de la combinaison d'action.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \rightarrow Si : t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 \rightarrow Si : 1 \text{ h} < t < 24 \text{ h} \\ \theta = 0.85 \rightarrow Si : t < 1 \text{ h} \end{array} \right.$$

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique.

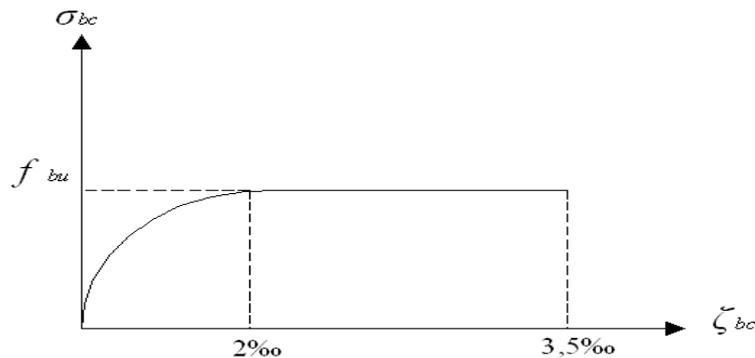


Figure I.2. Diagramme Contraintes – Déformations ELU.

### I.3.1.4.2. Etat limite de service « E.L.S » : [2]

C'est un état au-delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- Le confort
- Et/ou la durabilité

## CHAPITRE I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

La contrainte limite de service est donnée par :

Pour :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

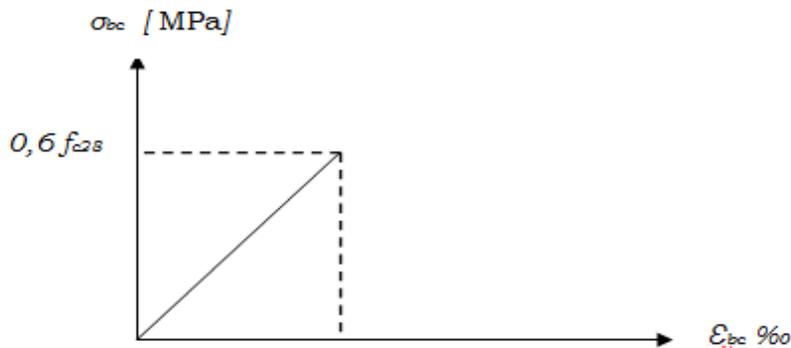


Figure I.3. Diagramme Contraintes – Déformations ELS.

### I.3.2. L'acier

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa Bonne résistance à la traction. Ce qui en fait la solution idéale pour compenser la faible résistance du béton à la traction, son rôle est donc de reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. [4]

Dans notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) : FeE500.

#### I.3.2.1. Contrainte limite de l'acier

##### a- Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant avec :

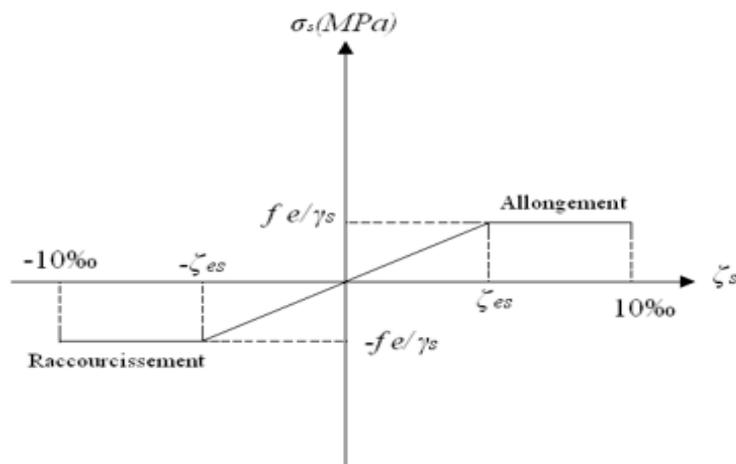


Figure I.4. Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.

## CHAPITRE I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ cas d'actions courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ cas d'actions accidentelles.} \end{cases}$$

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier :  $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

### b-Etat limite de service « E.L.S » :

• Fissuration peu nuisible, pas de vérification

• Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; \max(0.5 fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$

• Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = 0,8 \min\left(\frac{2}{3} fe; \max(fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$

$\eta$  : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1$  pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$  pour des aciers de H.A.

#### I.3.2.1. Module d'Elasticité de l'Acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à :  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$  MPa

### I.4. Hypothèses de calcul aux états limites

#### I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU

Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

- Le béton tendu est négligé dans le calcul.

- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à  $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$  dans le cas de flexion simple ou composée et de  $2 \text{ ‰}$  dans le cas de compression simple.

## CHAPITRE I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

- La contrainte de calcul, notée «  $\sigma_s$  » et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Haute adhérence: :  $\sigma_s = 435MPa$     *Situation durable*  
 $\sigma_s = 500MPa$     *Situation accidentelle*

### I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS

- Conservation des sections planes.

- La résistance de traction de béton est négligée.

- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques sont données par :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

- Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est :

$$\eta = E_s / E_b = 1$$

## *CHAPITRE II*

### *PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS*

*ET*

### *EVALUATION DES CHARGES*

## II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments.

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est fait selon le [3] et le [1].

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

## II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Un plancher dans le domaine du bâtiment est un ouvrage formant une plateforme horizontale ou une séparation entre les différents étages d'une construction.

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Planchers en dalle pleine.

### II.2.1. Plancher en corps creux :

C'est une dalle horizontale associée à un système de poutres (principales, secondaires poutrelles,...).

L'épaisseur de la dalle est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h_t}{l} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{l}{25} \leq h_t \leq \frac{l}{20} \dots\dots\dots [4]$$

Avec :

L : est mesuré entre nus d'appuis.

h<sub>t</sub> : hauteur totale du plancher.

$$L = \min [L \text{ max (sens x) ; } L \text{ max (sens y)}]$$

On a :

$$L = 5 - 0,3 = 4,7 \text{ m}$$

$$(470 / 25) \leq h_t \leq (470 / 20)$$

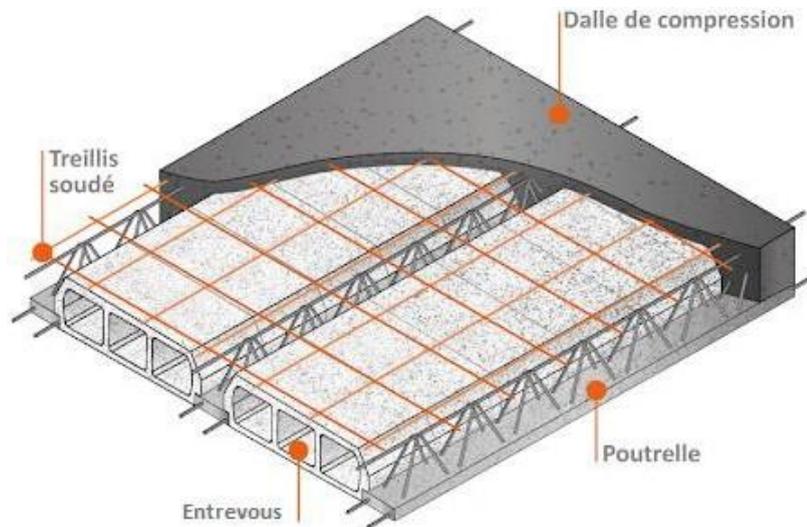
$$18,8 \leq h_t \leq 23,5 \text{ cm.}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

<b>h<sub>t</sub> = (16+5) cm</b>
----------------------------------

avec : ➡ 16 cm (hauteur du corps creux)

➡ 5 cm (épaisseur de la dalle de compression).



**Figure.II.1.** Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

### **II.2.2. Plancher en dalle pleine :**

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

#### **a- Résistance au feu**

$h = 7,0$  cm ..... pour une heure de coupe-feu

$h = 11$  cm..... pour deux heures de coupe-feu

D'où :  $h = 11$  cm.

#### **b- Isolation phonique**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

## CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.

### c- Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes [2]:

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{50} \leq h \leq \frac{L_x}{40}$

$L_x$  : la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas :  $L_x = 4,2$  m.

On aura donc :  $\frac{420}{50} \leq h \leq \frac{420}{40}$  [cm].

Soit :  $8,4 \leq h \leq 10,5$  [cm].

On limite donc notre épaisseur à : **e =15cm.** (minCBA93).

### II.3. Evaluation des charges

Dans ce qui suit on désigne par :

- CC 3/8 : dalle en corps creux 3/8 ; - CCP : dalle en corps creux polystyrène.

#### II.3.1. Plancher terrasse

##### a-Charge permanente (plancher en corps creux) :

Tableau II.1. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	0,05	18	0,9
Etanchéité multicouche	-	-	0,12
forme de pente	0,1	22	2,2
Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
Dalle à corps creux (3/8)	0,21	-	3,05
Dalle à corps creux (polystyrène)	0,21	-	1,85
Faux plafond en fibre de verre et plâtre pour dalle en CCP			0,09
Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
<b><math>\Sigma</math> Charges (Dalle en CC3/8)</b>			<b>6,63</b>
<b><math>\Sigma</math> Charges (Dalle en CCP)</b>			<b>5,32</b>

##### b- Charge d'exploitation :

$Q = 1,0$  kN/m<sup>2</sup> (plancher terrasse inaccessible).

### II.3.2. Plancher étage courant

#### a- Charge permanente (plancher en corps creux) :

Tableau II.2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage, (CC3/8)	0,02	20	0,4
Dalle de Sol en PVC, (CCP)	-	-	0,09
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle à corps creux (3/8)	0,21	-	3,05
Dalle à corps creux (polystyrène)	0,21	-	1,85
Faux plafond en fibre de verre et plâtre, (CCP)	-	-	0,09
Enduit au plâtre, (CC3/8)	0,02	10	0,2
Cloisons de séparation (maçonnerie) , (CC3/8)	-	-	1
Cloisons de séparation (Placoplatre) , (CCP)	-	-	0,18
<b><math>\Sigma</math> Charges (Dalle en CC3/8)</b>			<b>5,59</b>
<b><math>\Sigma</math> Charges (Dalle en CCP)</b>			<b>3,15</b>

#### b- Charge d'exploitation :

Hébergement collectif

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Balcons

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

### II.3.3. Plancher dalle pleine (RDC)

#### a- Charge permanente :

Tableau II.3. Charges permanentes des dalles pleines.

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage, (SMLd)	0,02	20	0,4
Dalle de Sol en PVC, (SMLg)	-	-	0,09
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
Cloisons de séparation (maçonnerie) , (SMLd)	-	-	1
Cloisons de séparation (Placoplatre) , (SMLg)	-	-	0,18
<b><math>\Sigma</math> Charges (Cloisons en maçonnerie) , (SMLd)</b>			<b>6,11</b>
<b><math>\Sigma</math> Charges , (SMLg)</b>			<b>4,98</b>

#### b- Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2 \text{ (Commerce)}$$

--

**Tableau II.4.** Charge permanente du plancher s-sol.

**CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.**

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Couche de chape	-	-	0,28
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit de ciment (pour plafond)	0,02	10	0,2
<b><math>\Sigma</math> Charges</b>			<b>4,63</b>

c- Charge d'exploitation : Q = 2,5 kN/m<sup>2</sup> (parking)

### II.3.4. Maçonnerie : Murs extérieurs (doubles cloisons)

**Tableau II.5.** Charges permanentes du mur double cloison.

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0,2
Brique creuse	0,1	9	0,9
Lame d'air	0,05	0	0
Brique creuse	0,15	9	1,35
<b><math>\Sigma</math> Charges, (SMLd)</b>			<b>2,81</b>
Placoplatre standard	0,015	8	0,12
Montant Métallique intérieur	-	78,5	0,02
Isolant intérieur	0,04	0,5	0,02
Lame d'air	0,05	0	0
Montant Métallique extérieur	-	78,5	0,032
Isolant extérieur	0,07	0,5	0,035
Plaque de ciment AQUAPANEL	0,0125	12,3	0,15375
<b><math>\Sigma</math> Charges, (SMLg)</b>			<b>0,38</b>

### II.3.5 Acrotère

L'acrotère est un élément non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante (charge statique).

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

## CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.

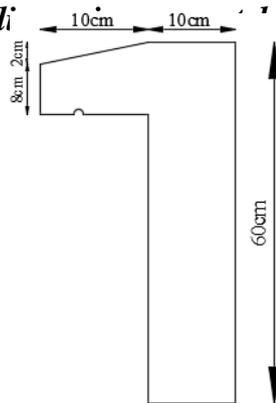


Figure II.2. Coupe transversale de l'acrotère

- **Evaluation de la charge permanente :**

$$S = (0,10 * 0,60) + (0,08 * 0,10) + (0,10 * 0,02) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G \text{ acrotère} = 25 * 0,069 = 1,725 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits en ciment ( $e_p = 2\text{cm}$ ) ( $\rho = 18\text{KN/m}^3$ )

$$G_2 = \rho * p * e \quad \text{avec : } \rho : \text{ poids volumique du ciment}$$

P : périmètre transversale de l'acrotère

e : épaisseur des enduits de ciments = 2cm

$$p = 0,6 + 0,1 + 0,1 + 0,08 + 0,1 + 0,5 = 1,48 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 * 1,48 * 0,02 = 0,53 \text{ KN/m}$$

$$G = G \text{ acrotère} + G_2 = 1,25 + 0,53 = 2,26 \text{ KN/ml}$$

### II.4. Pré-dimensionnement des éléments résistants

#### II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par le **BAEL91/modifié 99** [2] et en vérifiant les résultats trouvés par les exigences des **RPA99 /version 2003** [1].



**a- Poutres porteuses :**

**CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Elments et Evaluation Des Charges.**

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\frac{L^{max}}{15} \leq h \leq \frac{L^{max}}{10} \quad ; \quad 0,3 h \leq b \leq 0,6 h$$

Avec :

$L_{max}$  : la portée la plus grande des poutres.

$h$  : la hauteur de la section.

$b$  : la largeur de la section.

On a :

$$L_{max} = 500 - 30 = 470\text{cm} \quad ; \quad \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10}$$

La hauteur :

$$31,3 \leq h \leq 47. \quad \text{On prend : } \quad \mathbf{h = 45cm}$$

La largeur :

$$0,3*45 \leq b \leq 0,7*45$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5\text{cm}. \quad \text{On prend : } \quad \mathbf{b = 30cm}$$

**b- Poutres non porteuse :**

On a :

$$L_{max} = 450 - 30 = 420\text{cm} \quad ; \quad \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

La hauteur :

$$28 \leq h \leq 42. \quad \text{On prend : } \quad \mathbf{h = 40cm}$$

La largeur :

$$0,3*40 \leq b \leq 0,7*40$$

$$12 \leq b \leq 28\text{cm}. \quad \text{On prend : } \quad \mathbf{b = 30cm}$$

**Tableau II.6.** Vérification des conditions exigées par le RPA99.

Conditions	Poutre porteuse (30*45)	Poutres non porteuse (30*40)	Observation
$h \geq 30\text{cm}$	45cm	40cm	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30cm	30cm	Vérifiée
$h / b \leq 4$	$h / b \leq 1,5$	$h / b \leq 1,33$	Vérifiée

## **II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux**

### **II.4.2.1 Principe**

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités (un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle).

Pour se faire, on calcule les surfaces de plancher reprises par chaque poteau, le poteau reprenant la plus grande surface donnera les charges les plus importantes. On utilise un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

### **II.4.2.2 Procédure de pré-dimensionnement**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Les poteaux sont calculés aux états limites ultimes (ELU) en compression simple.
- la section obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99 /version 2003**.
- Vérification des sections à l'ELS selon le **BAEL91/modifié 99**.
- Vérification des sections trouvées à l'ELU.

### **II.4.2.3 Pré-dimensionnements des poteaux**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la Compression selon la formule suivante :

$$N_u \leq \left( \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :

- $\gamma_b = 1,5$  situation durable
- $\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

- $\gamma_s = 1,15$  situation durable
- $\gamma_s = 1$  situation accidentelle



$f_{c28}$  : limite élastique de l'acier,  $f_e = 500\text{MPa}$

**CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.**

**A** : section d'acier comprimé,  $A = B / 100$

**G** : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

**Q** : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

**Nu** =  $1,35 G + 1,5 Q$  : effort normal ultime de la compression.

**B<sub>r</sub>** : section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

**α** : Coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$\lambda$  : L'élanement du poteau considéré,  $\lambda = i / L_f$  ;

On prend  $L_f = 0,7L_0 = 0,7h_e$  (poteau est à ses extrémités, soit encastrement dans un massif de fondation, soit assemblé à des poutres de plancher).

**Remarque** : il est préférable de prendre  $\lambda \leq 350$  a : dimension de la section du béton du poteau.

**L<sub>f</sub>** : longueur de flambement

**i** : rayon de giration de la section du béton seul avec :

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

**I** : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculairement au plan de flambement

**A<sub>S</sub>** : section d'acier minimale

**f<sub>c28</sub>**: contrainte de compression du béton à 28 jours ....  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

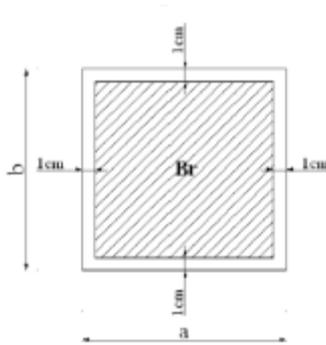
**f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique des aciers .....  $f_e = 500 \text{ MPa}$

**B** : aire totale de la section Poteau carrée ( $B = a * b$ )



**Br** : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur  
**CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.**  
 Sur tout sa périphérie tel que :

Poteaux rectangulaires ..... $B_r = (a - 2\text{cm}) (b - 2\text{cm})$



**Figure II.3.** Section réduite du poteau.

**Selon [2] :**

Il faut assurer que :  $0,2\% \leq A_s/B \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $A_s = 1\% B$  pour les poteaux carrés il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$  On tire de l'équation de  $N_u$  la valeur de  $B_r$  telle que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{C28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Le minimum requis par l'**RPA99 /version 2003** D'après l'article 7 .4.1, pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

**- Poteaux rectangulaire ou carrée :**

-Min (b, h)  $\geq 30$  cm

-Min (b, h)  $\geq h_e/20$

-  $1/4 < a/b < 4$  ; Avec :

a ; b : Dimensions de la section.



he : Hauteur d'étage.  
***CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.***

**Vérification de la section trouvée à l'ELS :**

**CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.**

Dans la descente des charges, on détermine l'effort normal à l'ELS ( $N_s$ ) qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\frac{N_s}{B + n A_s} \leq 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_s$  : effort normal pondéré à l'ELS tel que :  $N_s = G + Q$

$B$  : section de béton du poteau.

$n$  : coefficient d'équivalence,  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

$A_s$  : section des armatures, supposée égale à 1% $B$ .

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leurs valeurs on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

**Vérification de la section trouvée à l'ELU :**

On devra vérifier les sections choisies à l'ELU c'est-à-dire :

$$\sigma_b = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu} = 17MPa$$



des Charges.

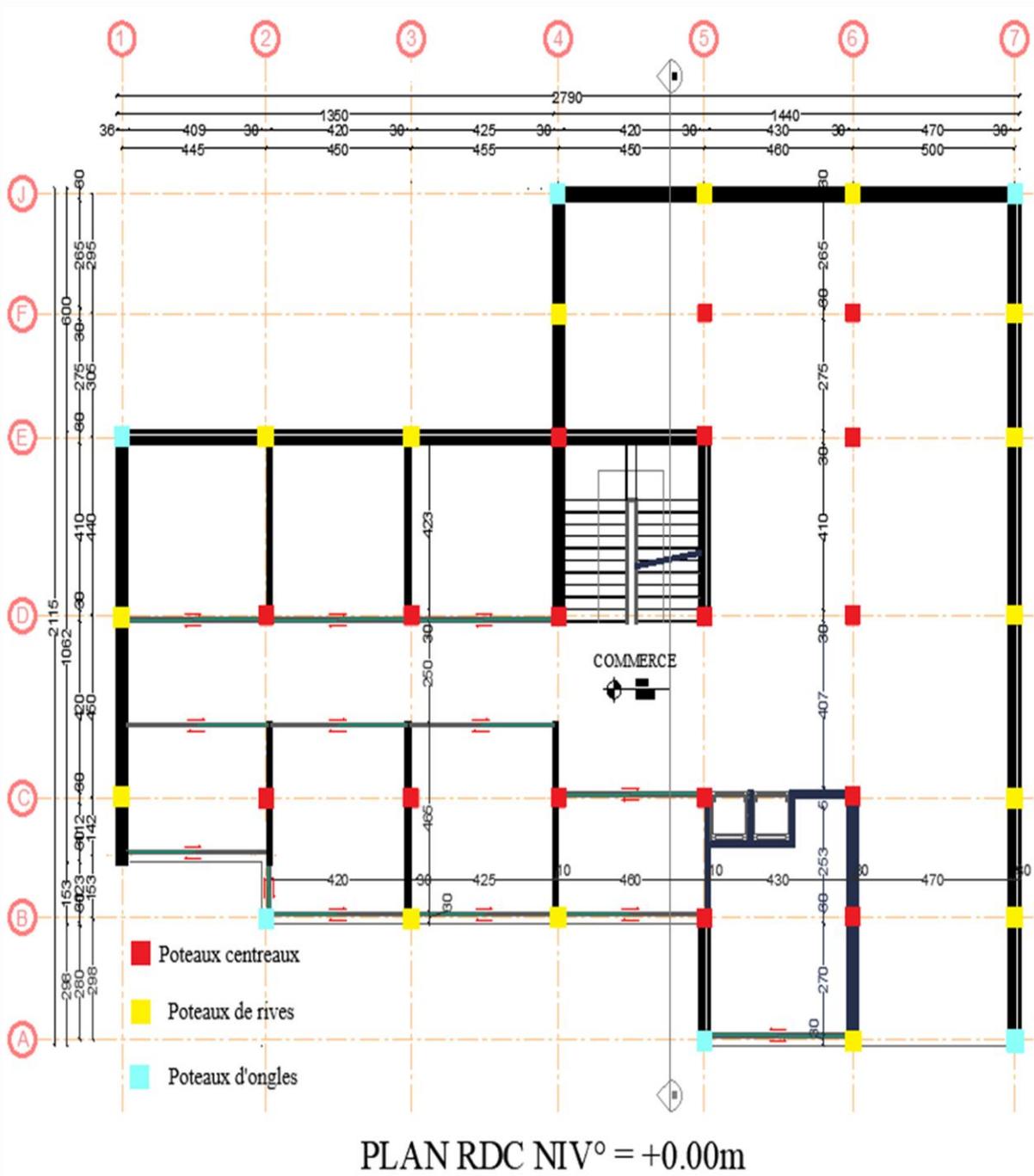


Figure II.4. Schéma des Types des Poteau.



## II.4.2.4. Calcul des poteaux

### CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.

**N.B :** dans ce qui suit, SMLd indiqué la structure réalisé avec les matériaux lourds alors que SMLg indiqué la structure réalisé avec les matériaux légers.

#### a - Détermination du poteau le plus sollicité :

##### a.1 - Poteau de surface S<sub>1</sub> [D-6]; (Annexe B) :

Soit S<sub>1</sub> la surface reprise par le poteau central le plus sollicité

$$S_1 = 18,68 \text{ m}^2$$

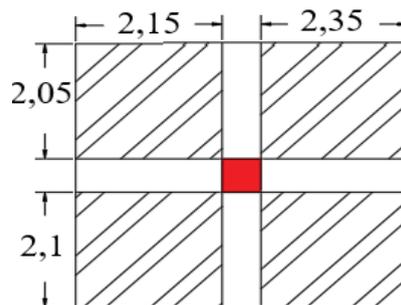


Figure II.5. Schéma du poteau central Le plus sollicité.

Tableau.II.7. Surface et poids revenants au poteau de surface S<sub>1</sub> [D – 6].

	S <sub>1</sub> (m <sup>2</sup> )	G <sub>terr</sub> (kN)	G <sub>D.P.RDC</sub> (kN)	G <sub>E.C</sub> (kN)	G <sub>poutre</sub> (kN)	Poteau S.Sol (kN)	Poteau RDC (kN)	Poteau E,C (kN)
SMLd	18,68	123,85	114,1	104,39	13,38	7,52	8,28	5,99
SMLg	18,68	99,38	92,62	58,45	13,38	7,52	8,28	5,99

##### a.2 - Poteau de rive de surface S<sub>2</sub> [D -7]; (Annexe B) :

Soit S<sub>2</sub> la surface reprise par le poteau de rive le plus sollicité

$$S_2 = 9,75 \text{ m}^2$$

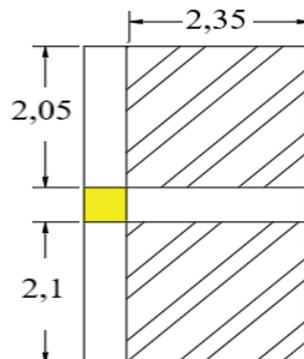


Figure II.6. Schéma du poteau de rive le plus sollicité.

Tableau II.8. Surface et poids revenants au poteau de surface  $S_2$  [D-7]

CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.

	$S_2$ (m <sup>2</sup> )	$G_{Accrt}$ (kN)	$G_{poutre}$ (kN)	Poteau S,Sol (kN)	Poteau RDC (kN)	Poteau E.C (kN)
SMLd	9,75	10,06	10,57	7,52	8,28	5,99
SMLg	9,75	10,06	10,57	7,52	8,28	5,99
	Poids des plancher			Poids des murs extérieurs (kN)		
	$G_{terr}$ (kN)	$G_{E.C}$ (kN)	$G_{D.P.RDC}$ (kN)	Mur du SSol	Mur du RDC	Mur de l'E.C
SMLd	64,64	54,5	57,57	38,95	42,9	31,08
SMLg	51,87	30,52	48,36	5,27	5,8	4,19

a. 3 - Poteau d'angle de surface  $S_3$  [E -1]; (Annexe B) :

Soit  $S_3$  la surface reprise par le poteau d'angle le plus sollicité

$$S_3 = 4,25 \text{ m}^2$$

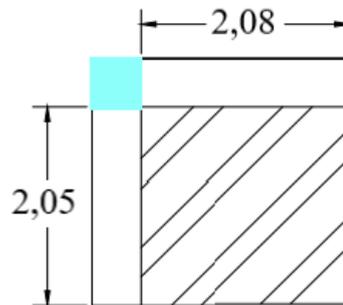


Figure II.7. Schéma du poteau d'angle le plus sollicité.

Tableau II.9. Surface et poids revenants au poteau de surface  $S_3$  [E - 1].

	$S_2$ (m <sup>2</sup> )	$G_{Accrt}$ (kN)	$G_{poutre}$ (kN)	Poteau S,Sol (kN)	Poteau RDC (kN)	Poteau E.C (kN)
SMLd	4,25	10,19	6,66	7,52	8,28	5,99
SMLg	4,25	10,19	6,66	7,52	8,28	5,99
	Poids des plancher			Poids des murs extérieurs (kN)		
	$G_{terr}$ (kN)	$G_{E.C}$ (kN)	$G_{D.P.RDC}$ (kN)	Mur du SSol	Mur du RDC	Mur de l'E.C
SMLd	28,18	23,76	25,97	38,71	42,66	30,83
SMLg	22,61	13,30	21,08	5,24	5,77	4,17

--

Tableau II.10. Descente des charges des poteaux pour les deux structures.

**CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.**

Niv.	Poteau de Surface S <sub>1</sub>			Poteau de Surface S <sub>2</sub>			Poteau de Surface S <sub>3</sub>		
	SMLd	SMLg		SMLd	SMLg		SMLd	SMLg	
	G (kN)	Q (kN)	G (kN)	G (kN)	Q (kN)	G (kN)	G (kN)	Q (kN)	G (kN)
N1	137,20	18,68	112,73	79,37	9,75	67,41	45,08	4,25	39,51
N2	260,96	46,70	190,55	176,66	22,83	115,59	112,37	10,63	69,68
N3	384,72	71,92	268,37	273,95	35,15	163,77	179,66	16,36	99,85
N4	508,48	94,33	346,19	371,24	46,11	211,95	246,95	21,46	130,02
N5	632,24	113,95	424,01	468,53	55,69	260,13	314,24	25,93	160,19
N6	756,00	130,76	501,83	565,82	63,91	308,31	381,53	29,75	190,36
N7	879,76	144,77	579,65	663,11	70,76	356,49	448,82	32,94	220,53
N8	1003,52	158,78	657,47	760,40	77,61	404,67	516,11	36,13	250,70
N9	1142,12	224,16	771,75	876,60	109,56	473,27	599,73	51,00	292,54

**b - Pré-dimensionnement des poteaux centraux :**

**b.1 - Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple :**

la section réduite du béton est :

$$Br \geq \frac{\beta Nu}{\frac{fbc}{0,9} + 0,85 \frac{A's \times \sigma s}{B}} \rightarrow Br \geq 0,4428 Nu$$

Tableau.II.11.: Choix des sections des poteaux centraux (SMLd).

Poteau du Niveau	G (kN)	Q (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	Côté	Min RPA	Choix
7	137,20	18,68	213,24	112,92	12,63	30 × 30	30 × 30
6	260,96	46,70	422,35	223,64	16,95	30 × 30	30 × 30
5	384,72	71,92	627,25	332,15	20,22	30 × 30	30 × 30
4	508,48	94,33	827,95	438,42	22,94	30 × 30	30 × 30
3	632,24	113,95	1024,45	542,47	25,29	30 × 30	30 × 30
2	756,00	130,76	1216,74	644,30	27,38	30 × 30	30 × 30
1	879,76	144,77	1404,83	743,90	29,27	30 × 30	30 × 30
RDC	1003,52	158,78	1592,92	843,50	31,04	30 × 30	35 × 35
SSol	1142,12	224,16	1878,10	994,51	33,54	30 × 30	35 × 35

--

Tableau II.12 : Choix des sections des poteaux centraux (SMLg)

**CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.**

Poteau du Niveau	G (kN)	Q (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	Côté	Min RPA	Choix
7	112,73	18,68	180,21	95,42	11,77	30 × 30	30 × 30
6	190,55	46,70	327,29	173,31	15,16	30 × 30	30 × 30
5	268,37	71,92	470,18	248,97	17,78	30 × 30	30 × 30
4	346,19	94,33	608,86	322,41	19,96	30 × 30	30 × 30
3	424,01	113,95	743,34	393,62	21,84	30 × 30	30 × 30
2	501,83	130,76	873,61	462,60	23,51	30 × 30	30 × 30
1	579,65	144,77	999,68	529,36	25,01	30 × 30	30 × 30
RDC	657,47	158,78	1125,75	596,12	26,42	30 × 30	30 × 30
SSol	771,75	224,16	1378,10	729,75	29,01	30 × 30	30 × 30

**b.2- Vérification de critère de résistance :**  $\sigma_b = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu} = 17MPa$

Tableau.II.13.: Vérification de critère de résistance pour les poteaux centraux (SMLd).

Poteau du Niveau	N <sub>u</sub> (kN)	Choix	N <sub>u</sub> /B (MPa)	Vérifiée
7	213,24	30 × 30	2,46	Oui
6	422,35	30 × 30	4,78	Oui
5	627,25	30 × 30	7,06	Oui
4	827,95	30 × 30	9,29	Oui
3	1024,45	30 × 30	11,47	Oui
2	1216,74	30 × 30	13,61	Oui
1	1404,83	30 × 30	15,70	Oui
RDC	1592,92	35 × 35	13	Oui
SSol	1878,10	35 × 35	15,33	Oui

Tableau.II.14.: Vérification de critère de résistance pour les poteaux centraux (SMLg).

Poteau du Niveau	N <sub>u</sub> (kN)	Choix	N <sub>u</sub> /B (MPa)	Vérifiée
7	180,21	30 × 30	2,00	Oui
6	327,29	30 × 30	3,64	Oui
5	470,18	30 × 30	5,22	Oui
4	608,86	30 × 30	6,77	Oui
3	743,34	30 × 30	8,26	Oui
2	873,61	30 × 30	9,71	Oui
1	999,68	30 × 30	11,11	Oui
RDC	1125,75	30 × 30	12,51	Oui
SSol	1378,10	30 × 30	15,31	Oui

**CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.**

**b.3- Vérification à l'ELS.**  $\sigma_{ser} = 0,8 \text{ MPa}$   $\sigma_{c28} = 18 \text{ MPa}$

**Tableau.II.15. :** Vérification poteaux centraux à l'ELS.

Poteau du Niveau	SMLd			SMLg			Vérif.
	Choix	Ns (kN)	Nu / 1,5B (MPa)	Choix	Ns (kN)	Nu / 1,5B (MPa)	
7	30 × 30	155,88	1,15	30 × 30	131,41	0,97	Oui
6	30 × 30	307,66	2,28	30 × 30	237,25	1,76	Oui
5	30 × 30	456,64	3,38	30 × 30	340,29	2,52	Oui
4	30 × 30	602,81	4,47	30 × 30	440,52	3,26	Oui
3	30 × 30	746,19	5,53	30 × 30	537,96	3,98	Oui
2	30 × 30	886,76	6,57	30 × 30	632,59	4,69	Oui
1	30 × 30	1024,53	7,59	30 × 30	724,42	5,37	Oui
RDC	35 × 35	1162,30	6,46	30 × 30	816,25	6,05	Oui
SSol	35 × 35	1366,28	7,59	30 × 30	995,91	7,38	Oui

**c- Pré-dimensionnement des poteaux de rive :**

**c.1- Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple :**

la section réduite du béton est :

$$Br \geq \frac{\beta Nu}{\frac{fbc}{0,9} + 0,85 \frac{A's \times \sigma_s}{B}} \rightarrow Br \geq 0,4428 Nu$$

**Tableau.II.16.:** Choix des sections des poteaux de rive (SMLd).

Poteau du Niveau	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	Côté	Min RPA	Choix
7	79,37	9,75	120,84	63,99	10,00	30 × 30	30 × 30
6	176,66	22,83	272,73	144,42	14,02	30 × 30	30 × 30
5	273,95	35,15	422,56	223,76	16,96	30 × 30	30 × 30
4	371,24	46,11	570,33	302,01	19,38	30 × 30	30 × 30
3	468,53	55,69	716,06	379,17	21,47	30 × 30	30 × 30
2	565,82	63,91	859,72	455,25	23,34	30 × 30	30 × 30
1	663,11	70,76	1001,33	530,24	25,03	30 × 30	30 × 30
RDC	760,40	77,61	1142,95	605,22	26,60	30 × 30	30 × 30
SSol	876,60	109,56	1347,75	713,67	28,71	30 × 30	30 × 30

**Tableau II.17:** Choix des sections des poteaux de rive (SMLg).  
**CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.**

Poteau du Niveau	$G$ (kN)	$Q$ (kN)	$N_u$ (kN)	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	Côté	Min RPA	Choix
7	67,41	9,75	104,70	55,44	9,45	30 × 30	30 × 30
6	115,59	22,83	190,28	100,76	12,04	30 × 30	30 × 30
5	163,77	35,15	273,82	144,99	14,04	30 × 30	30 × 30
4	211,95	46,11	355,29	188,14	15,72	30 × 30	30 × 30
3	260,13	55,69	434,72	230,19	17,17	30 × 30	30 × 30
2	308,31	63,91	512,08	271,16	18,47	30 × 30	30 × 30
1	356,49	70,76	587,40	311,04	19,64	30 × 30	30 × 30
RDC	404,67	77,61	662,71	350,93	20,73	30 × 30	30 × 30
SSol	473,27	109,56	803,25	425,35	22,62	30 × 30	30 × 30

c. 2- Vérification de critère de résistance :  $\sigma_b = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu} = 17MPa$

**Tableau.II.18.:** Vérification de critère de résistance pour les poteaux des rives (SMLd).

Poteau du Niveau	$N_u$ (kN)	Choix	$N_u/B$ (MPa)	Vérifiée
7	120,84	30 × 30	1,34	Oui
6	272,73	30 × 30	3,03	Oui
5	422,56	30 × 30	4,70	Oui
4	570,33	30 × 30	6,34	Oui
3	716,06	30 × 30	7,96	Oui
2	859,72	30 × 30	9,55	Oui
1	1001,33	30 × 30	11,13	Oui
RDC	1142,95	30 × 30	12,70	Oui
SSol	1347,75	30 × 30	14,98	Oui

**Tableau.II.19.:** Vérification de critère de résistance pour les poteaux de rive (SMLg).

Poteau du Niveau	$N_u$ (kN)	Choix	$N_u/B$ (MPa)	Vérifiée
7	104,70	30 × 30	1,16	Oui
6	190,28	30 × 30	2,11	Oui
5	273,82	30 × 30	3,04	Oui
4	355,29	30 × 30	3,95	Oui
3	434,72	30 × 30	4,83	Oui
2	512,08	30 × 30	5,69	Oui
1	587,40	30 × 30	6,53	Oui
RDC	662,71	30 × 30	7,36	Oui
SSol	803,25	30 × 30	8,93	Oui



**c.3- Vérification à l'ELS :** **CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.**  
 $\sigma_{ser} = 0,85 \frac{N}{1,15B} = 0,85 \frac{18MPa}{1,15B}$

**Tableau.II.20. :** Vérification poteaux de rive à l'ELS.

Poteau du Niveau	SMLd			SMLg			Vérif.
	Choix	Ns (kN)	Nu /1,5B (MPa)	Choix	Ns (kN)	Nu /1,5B (MPa)	
7	30 × 30	88,50	0,66	30 × 30	76,54	0,57	Oui
6	30 × 30	199,49	1,48	30 × 30	138,42	1,03	Oui
5	30 × 30	309,10	2,29	30 × 30	198,92	1,47	Oui
4	30 × 30	417,35	3,09	30 × 30	258,06	1,91	Oui
3	30 × 30	524,22	3,88	30 × 30	315,82	2,34	Oui
2	30 × 30	629,73	4,66	30 × 30	372,22	2,76	Oui
1	30 × 30	733,87	5,44	30 × 30	427,25	3,16	Oui
RDC	30 × 30	838,01	6,21	30 × 30	482,28	3,57	Oui
SSol	30 × 30	986,16	7,30	30 × 30	582,83	4,32	Oui

**d - Pré-dimensionnement de poteaux d'angle:**

**d.1 - Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple :**

la section réduite du béton est :

$$Br \geq \frac{\beta Nu}{\frac{fbc}{0,9} + 0,85 \frac{A's \times \sigma s}{B}} \rightarrow Br \geq 0,4428 Nu$$

**Tableau.II.21.:** Choix des sections des poteaux d'angle (SMLd).

Poteau du Niveau	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm²)	Côté	Min RPA	Choix
7	45,08	4,25	67,23	35,60	7,97	30 × 30	30 × 30
6	112,37	10,63	167,64	88,77	11,42	30 × 30	30 × 30
5	179,66	16,36	267,08	141,43	13,89	30 × 30	30 × 30
4	246,95	21,46	365,58	193,58	15,91	30 × 30	30 × 30
3	314,24	25,93	463,11	245,23	17,66	30 × 30	30 × 30
2	381,53	29,75	559,69	296,37	19,22	30 × 30	30 × 30
1	448,82	32,94	655,31	347,01	20,63	30 × 30	30 × 30
RDC	516,11	36,13	750,94	397,64	21,94	30 × 30	30 × 30
SSol	599,73	51,00	886,14	469,24	23,66	30 × 30	30 × 30

--

**Tableau II.22:** Choix des sections des poteaux d'angle (SMLg).  
**CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.**

Poteau du Niveau	G (kN)	Q (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	Côté	Min RPA	Choix
7	39,51	4,25	59,71	31,62	7,62	30 × 30	30 × 30
6	69,68	10,63	110,01	58,25	9,63	30 × 30	30 × 30
5	99,85	16,36	159,34	84,38	11,19	30 × 30	30 × 30
4	130,02	21,46	207,72	109,99	12,49	30 × 30	30 × 30
3	160,19	25,93	255,14	135,11	13,62	30 × 30	30 × 30
2	190,36	29,75	301,61	159,71	14,64	30 × 30	30 × 30
1	220,53	32,94	347,12	183,81	15,56	30 × 30	30 × 30
RDC	250,70	36,13	392,63	207,91	16,42	30 × 30	30 × 30
SSol	292,54	51,00	471,43	249,64	17,80	30 × 30	30 × 30

**d. 2- Vérification de critère de résistance :**  $\sigma_b = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu} = 17 MPa$

**Tableau.II.23.:** Vérification de critère de résistance pour les poteaux d'angle (SMLd).

Poteau du Niveau	N <sub>u</sub> (kN)	Choix	N <sub>u</sub> /B (MPa)	Vérifiée
7	67,23	30 × 30	0,75	Oui
6	167,64	30 × 30	1,86	Oui
5	267,08	30 × 30	2,97	Oui
4	365,58	30 × 30	4,06	Oui
3	463,11	30 × 30	5,15	Oui
2	559,69	30 × 30	6,22	Oui
1	655,31	30 × 30	7,28	Oui
RDC	750,94	30 × 30	8,34	Oui
SSol	886,14	30 × 30	9,85	Oui

**Tableau.II.24.:** Vérification de critère de résistance pour les poteaux d'angle (SMLg).

Poteau du Niveau	N <sub>u</sub> (kN)	Choix	N <sub>u</sub> /B (MPa)	Vérifiée
7	59,71	30 × 30	0,66	Oui
6	110,01	30 × 30	1,22	Oui
5	159,34	30 × 30	1,77	Oui
4	207,72	30 × 30	2,31	Oui
3	255,14	30 × 30	2,83	Oui
2	301,61	30 × 30	3,35	Oui
1	347,12	30 × 30	3,86	Oui
RDC	392,63	30 × 30	4,36	Oui
SSol	471,43	30 × 30	5,24	Oui



**CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.**  
**d.3- Vérification à l'ELS.**  $\sigma_{ser} = \frac{N}{c28} = 18MPa$   
 $\leq 0,8 \times 1,15B$

**Tableau.II.25. :** Vérification poteaux d'angle à l'ELS.

Poteau du Niveau	SMLd			SMLg			Vérif,
	Choix	Ns (kN)	Nu /1,5B (MPa)	Choix	Ns (kN)	Nu /1,5B (MPa)	
7	30 × 30	49,33	0,37	30 × 30	43,76	0,32	Oui
6	30 × 30	123,00	0,91	30 × 30	80,31	0,59	Oui
5	30 × 30	196,02	1,45	30 × 30	116,21	0,86	Oui
4	30 × 30	268,41	1,99	30 × 30	151,48	1,12	Oui
3	30 × 30	340,17	2,52	30 × 30	186,12	1,38	Oui
2	30 × 30	411,28	3,05	30 × 30	220,11	1,63	Oui
1	30 × 30	481,76	3,57	30 × 30	253,47	1,88	Oui
RDC	30 × 30	552,24	4,09	30 × 30	286,83	2,12	Oui
SSol	30 × 30	650,73	4,82	30 × 30	343,54	2,54	Oui

**e - Choix finals de section des poteaux :**

D'après l'article **7.4.1 de l'RPA 99 / modifié 2003**, il est dit que : " Pour le conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections comparable à celles des poteaux centraux ".

Remarquons que dans notre cas les sections de béton calculées pour les poteaux de rive sont bien égales (à tous les niveaux) à celles calculées pour les poteaux d'angle, ce qui n'est pas le cas pour les poteaux centraux (différences de 5 cm au sous- sol, RDC), alors qu'elles sont toutes égales pour (SMLg).

A partir de ce qui précède et aussi dans le but de minimiser les données à introduire dans le modèle numérique, nous avons décidé d'adopter pour les poteaux d'angle et de rive des sections identiques à celles du poteau central.



**Tableau II.26. Choix des sections des poteaux.**  
**CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.**

<i>Type de poteau</i> <i>Poteau du</i>	<i>Poteau central</i>	<i>Poteau de rive</i>	<i>Poteau d'angle</i>	<i>Choix finale</i>
<i>7ème</i>	30*30	30*30	30*30	<b>30*30</b>
<i>6ème</i>	30*30	30*30	30*30	<b>30*30</b>
<i>5ème</i>	30*30	30*30	30*30	<b>30*30</b>
<i>4ème</i>	30*30	30*30	30*30	<b>30*30</b>
<i>3ème</i>	30*30	30*30	30*30	<b>30*30</b>
<i>2ème</i>	30*30	30*30	30*30	<b>30*30</b>
<i>1èr</i>	30*30	30*30	30*30	<b>30*30</b>
<i>RDC</i>	35*35	30*30	30*30	<b>35*35</b>
<i>Sous-sol</i>	35*35	30*30	30*30	<b>35*35</b>



## II.5 Pré dimensionnement des voiles

### CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.

#### Voiles de contreventement :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du Bâtiment ; pour leurs pré-dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations de l'article 7.7.1 du RPA 99 / modifié 2003.

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

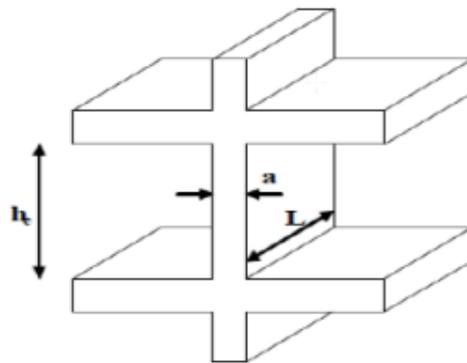


Figure II.8. Coupe de voile en élévation.

D'après l'RPA99 v 2003 :  $a \geq \frac{h_e}{20}$  pour un voile non libre dans les deux côtés.

$a$  : épaisseur du voile

$h_e$  : hauteur libre de l'étage

- Pour le RDC :

$$h_e = 4,08 - 0,45 = 3,63m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 18,15cm$$

- Pour les étages courants :

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 13,05cm$$

D'après le « RPA 99 modifié en 2003 » :  $a_{min} = 15$  cm.

Soit :  $a = 20$  cm L'épaisseur adoptée pour les voiles de tous les étages.

## CHAPITRE II. Pré-dimensionnement des Eléments et Evaluation Des Charges.

### Voiles périphériques de sous-sol :

Ils travaillent comme une dalle pleine reposant sur 04 cotés :

$$l_x/l_y = (3,34+1,2 - 0,45) / 5 = 0,67 \rightarrow 0,4 \leq l_x/l_y \leq 2,5$$
$$\rightarrow (1/35) \leq h/l_x \leq (1/27)$$

Avec :

$h$  : épaisseur de la dalle pleine (ici voile)

$l_x$  : La petite portée de la dalle

$l_y$  : La grande portée de la dalle

$$l_x = l_{\text{ssol}} - h_{\text{poutre}} + h_{\text{névur}} - h_{\text{radier}} = 3,74 - 0,4 + 1,2 - 0,45 = 409\text{cm} \rightarrow 11,69 \leq h \leq 15,14 \text{ cm}$$

Pour faciliter le coffrage on a gardé la même épaisseur que pour les voiles de contreventement

$$\rightarrow \text{Soit : } a = 20 \text{ cm}$$

### II.6. Conclusion

- ▶ Le choix d'épaisseur des planchers est le même pour les deux structures avec un plancher en corps creux de **16 + 5cm** est dalle pleine de **15cm**.
- ▶ Une différence de  $0,84 - 2,04 \text{ kN/m}^2$  entre les charges permanentes des deux structures.
- ▶ Une différence de  $2,43 \text{ kN/m}^2$  entre les charges des murs extérieurs des deux structures.
- ▶ Pour les deux cas d'étude, on a choisi les dimensions d'éléments résistants au suivant :
- ▶ Des poutres porteuses :  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$
- ▶ Des poutres non porteuses :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- ▶ Des poteaux carrés :  $a = 35 \text{ cm}$  (S.Sol),  $a = 35 \text{ cm}$  (RDC) pour la SMLd
- ▶  $a = 30 \text{ cm}$  (1er étage jusqu'à le 7ème étage) pour la première structure, SMLd.
- ▶ Des poteaux carrés:  $a = 30 \text{ cm}$  pour tous les étages de la deuxième structure, SMLg.
- ▶ Des voiles de **20cm** d'épaisseur pour les deux structures (SMLd et SMLg).

# *CHAPITRE III*

*ETUDE DYNAMIQUE*

*EN ZONE SISMIQUE*

### **III.1. Introduction**

Le séisme est un phénomène naturel qui se propage sous forme d'ondes qui à leurs tours engendrent un mouvement du sol et par conséquent des mouvements verticaux et horizontaux.

Ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période...) sous l'effet du séisme.

### **III.2. Modélisation de la structure**

#### **III.2.1. Introduction**

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière, la structure donc est introduite dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts dus au séisme. Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel **ETABS 18.0.2**. La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, Ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement, le chargement, les conditions aux limites,.....).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

#### **III.2.2. Modélisation des éléments structuraux (Rigidité)**

On suppose que la structure à « p » nœuds et au total (n) DDL numérotés de 1 à n, on considère six DDL par nœud, on aura donc :  $n = 6 \times p$ .

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud :

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
  - Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
  - Les planchers sont simulés par des diaphragmes (infiniment rigides dans leur plan) et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

### **III.2.3. Modélisation de la masse**

- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta \times Q)$  avec  $\beta = 0,2$  « RPA 99 / version 2003 ».
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres etc.... est prise égale à celle du béton.
- La masse de l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie) ont été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie sur les poutres délimitant la cage d'escalier.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.

### **III.3. Conception du contreventement vertical**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement c'est-à-dire les voiles d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Éloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

## **III.4. Etude sismique**

### **III.4.1. Introduction**

En zone sismique, toute structure est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors de ce dernier.

### **III.4.2. Choix de la méthode de calcul**

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « RPA 99 / version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

- 1. La méthode statique équivalente.**
- 2. La méthode d'analyse modale spectrale.**
- 3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.**

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune de ces méthodes.

#### **III.4.2.1. Méthode statique équivalente**

##### **a- Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure [1].

**b- Conditions d'applications**

Parmi les conditions d'applications de la méthode statique équivalente on cite [1] :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur maximale qui est égale à 30 m en zones III.

La méthode statique équivalente n'est donc pas applicable dans le cas du bâtiment étudié car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieure à 30 m, nous utiliserons donc **la méthode d'analyse modale spectrale** pour l'analyse sismique.

**III.4.2.2. La méthode modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable, tel que le nôtre.

**a- Principe**

Les maximums des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont Représentés par un spectre de calcul, puis sont combinés afin d'obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes de vibration à prendre en compte est tel que la somme des masses modales effectives de ces modes soit aux moins égale à 90% de la masse totale de la structure. Dans le cas où l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K > 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k < 0,20 \text{ sec ... (4-14) [1]}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

**b- Analyse spectrale**

Le principe consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Donc l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \left(\frac{Q}{R} - 1\right))\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

$g$  : Accélération de la pesanteur.

Les autres paramètres sont donnés dans les paragraphes subséquents.

#### III.4.3. Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques (dynamique) à la base (l'effort tranchant à la base) «  $V_t^x$  et  $V_t^y$  » ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente «  $V_x$ ;  $V_y$  ».

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) en les multipliant par le rapport :  $r = \frac{0,8V}{V_t}$ .

#### III.4.4. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente

La force sismique totale «  $V$  » appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1 du RPA99) :  $A = 0,25$  (Zone III et groupe 2).

$R$  : Coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3 du RPA99).

Pour notre structure nous avons choisi un système de contreventement mixte assurés par des voiles et des portiques avec justification d'interaction (portiques - voiles).

## Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique

C'est-à-dire  $R = 5$ .

Cette valeur sera justifiée à la fin de ce chapitre.

$W$  : poids total de la structure, donné par le logiciel ETABS en utilisant la combinaison «  $G + \beta Q$  » Avec  $\beta = 0,2$  (Bâtiments d'habitation (logement)).

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données dans le tableau **4.7 du RPA99/version 2003**.

**Tableau III.1.** Valeurs de la période caractéristiques.

<i>Site</i>	<i>S3</i>
$T_1(s)$	0,15
$T_2(s)$	0,50

Le facteur de correction de l'amortissement est donné par :

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

Pour notre cas on a pris  $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$  ( $\xi$  : pourcentage d'amortissement critique)

### III.4.5. Estimation de la période fondamentale de la structure « $T$ »

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left( C_T \times h_N^{3/4}, 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right)$$

Avec :

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage  
,  $C_T = 0,05$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  
,  $h_N = 25,50$  m

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

-  $L_x = 27,9$  m. (selon x)

-  $L_y = 21,15$  m. (selon y)

#### A.N

$T = C_T \times h_N^{3/4} = T = 0,05 \times (25,50)^{3/4} = 0,57$  s dans les deux directions.

$$T_x = 0,09 \frac{25,50}{\sqrt{27,90}} = 0,43s$$

$$T_y = 0,09 \frac{25,50}{\sqrt{21,15}} = 0,50s$$

- sens (x-x) :  $T_x = \min (0,57 ; 0,43) = 0,43$  s.

- sens (y-y) :  $T_y = \min (0,57 ; 0,5) = 0,5$  s.

#### Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » : $D_x$

$$= D_y = 2,5\eta = 2,5 * 0,8819 = 2,205$$

Q : Facteur de qualité de la structure.  
la structure.

-La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \Sigma P_q$

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 du RPA99 ver 2003.

## Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique

**Tableau III.2.** Valeur des pénalités.

Critère « q »	P <sub>q</sub>	
	X	Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	<b>0,05</b>	<b>0,05</b>
2. Redondance en plan	<b>0</b>	<b>0,05</b>
3. Régularité en plan	<b>0,05</b>	<b>0,05</b>
4. Régularité en élévation	<b>0</b>	<b>0</b>
5. Contrôle de la qualité des matériaux	<b>0</b>	<b>0</b>
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	<b>0</b>	<b>0</b>
Totale	<b>0,10</b>	<b>0,15</b>

- $Q_{xx} = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1) = 1,10$
- $Q_{yy} = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1) = 1,15$

### III.4.6. Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée (l'article 5.10 [1])

$$\Delta_K^X \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01 * h_c$

Où :  $h_c$  représente la hauteur de l'étage

Avec :

$$\delta_K^X = R * r_x * \delta_{eK}^X \quad \text{et} \quad \delta_K^Y = R * r_y * \delta_{eK}^Y$$

$$\Delta_K^X = \delta_K^X - \delta_{K-1}^X \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y = \delta_K^Y - \delta_{K-1}^Y$$

$\Delta_K^X$  : Correspond au déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x

$\Delta_K^Y$  : Correspond au déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens y-y

$\delta_{eK}^X$  : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau «k» dans le sens x-x

$\delta_{eK}^Y$  : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau «k» dans le sens y-y

**Rappel :** Dans la suite de l'étude;

- SMLd veut dire structure réalisée avec les matériaux lourds.
- SMLg veut dire structure réalisée avec les matériaux légers.

### III.5. Résultats de l'analyse dynamique

Au cours de la réalisation de l'étude dynamique de notre structure, nous avons rencontré plusieurs contraintes dues à la complexité et l'irrégularité de cette dernière.

Pour s'assurer que notre structure soit non seulement stable, mais aussi économique, nous avons considéré l'impact de plusieurs paramètres tel que : la disposition, la longueur, la suppression des voiles au niveau des derniers étages ainsi que l'épaisseur des voiles.

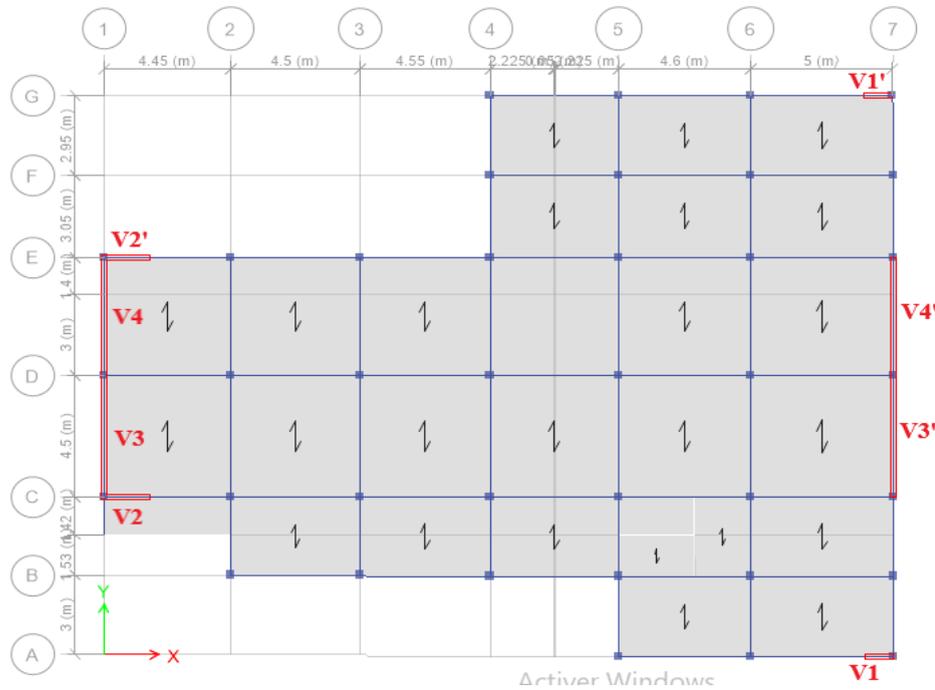
Plusieurs modèles ont été analysés avant d'arriver au modèle final ayant vérifié tout les paramètres considérés.

Les résultats de l'analyse seront présentés selon les 9 étapes suivantes :

- ① Résultats du **Modèle 1** n'ayant pas vérifié les déplacements inter-étage mais dont la disposition des voiles est finale ( pour les deux structures à savoir SMLd et SMLg).
- ② Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux du **Modèle 1** ce qui donnera le **Modèle 2**.
- ③ Résultats du **Modèle 2** correspondant à la disposition finale des voiles de contreventements (avec  $e_{voile} = 20$  cm) et vérifiant les déplacements inter-étage ainsi que l'effort normal réduit.
- ④ Etape de comparaison entre la SMLd et la SMLg.
- ⑤ Elimination des voiles sur les trois derniers niveaux du bâtiment (SMLd).
- ⑥ Présentations des résultats du **MODELE FINAL (SMLd)** sans les voiles du trois dernières niveaux.
- ⑦ Présentations des résultats du **MODELE FINAL avec Linteaux (SMLd)** sans les voiles du trois dernières niveaux.
- ⑧ Justification du choix de coefficient de comportement du **MODELE FINAL avec Linteaux (SMLd)**

- ⑨ Influence de l'épaisseur des voiles de contreventement sur la rigidité latérale du bâtiment.

① **Modèle 1**



**Figure III.1.** Vue en plan RDC des deux structures du **Modèle 1**.

**Remarque :**

- la disposition des voiles du modèle 1 est la même pour la structure avec matériaux lourds et celle avec matériaux légers.
- Les dimensions des poteaux du modèle 1 sont ceux déduits de l'étape de pré dimensionnement.

**Tableau III.3.** Longueurs, épaisseurs des voiles et sections des poteaux du **Modèle 1**.

<i>Voile</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	<i>Longueur (m)</i>
<i>V1 et V1,</i>	20	1
<i>V2 et V2,</i>	20	1,6
<i>V3 et V3,</i>	20	4,5
<i>V4 et V4,</i>	20	4,4

<i>Etage</i>	<i>Poteaux</i>
<i>1<sup>er</sup> au 7<sup>ème</sup></i>	30*30
<i>RDC ( SMLg )</i>	30*30
<i>RDC ( SMLd )</i>	35*35

**a- Caractéristiques dynamique propres du Modèle 1**

**Tableau III.4. Périodes et participation massique du Modèle 1 (SMLd)**

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
<b>1</b>	1,193	<b>0,7812</b>	3,97E-06	0,7812	3,967E-06
<b>2</b>	0,449	1,06E-05	<b>0,6231</b>	0,7812	0,6231
<b>3</b>	0,35	0,1222	0	0,9034	0,6231
<b>4</b>	0,29	9,09E-06	0,093	0,9034	0,7161
<b>5</b>	0,171	0,0486	8,34E-07	0,952	0,7161
<b>6</b>	0,104	2,93E-06	0,1857	<b>0,952</b>	<b>0,9018</b>

**Tableau III.5. Périodes et participation massique du Modèle 1 (SMLg)**

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
<b>1</b>	1,004	<b>0,7865</b>	4,7-E06	0,7865	4,7E-06
<b>2</b>	0,381	1,4-E05	<b>0,6311</b>	0,7865	0,6311
<b>3</b>	0,293	0,1214	1,8-E06	0,9079	0,6311
<b>4</b>	0,244	4,8-E06	0,0891	0,9079	0,7202
<b>5</b>	0,142	0,0467	7,7E-07	0,9546	0,7202
<b>6</b>	0,086	0	0,1844	<b>0,9546</b>	<b>0,9045</b>

**b- Constatations**

L'analyse modale a donné les résultats suivants :

- Les périodes fondamentales selon x et selon y (1,193s et 0,449s) de la SMLd sont plus grandes que leurs homologues obtenue pour la SMLg (1,004s et 0,381s).
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 78,12 %, Pour la **SMLd** et de l'ordre de 78,65 %, pour la **SMLg**).
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 62,31 %, Pour la **SMLd** et de l'ordre de 63,11 %, pour la **SMLg**).
- 6 modes utiles pour les deux structures.

**c- Résultantes des forces sismiques (exemple de calcul SMLd)**

$$V_x = \frac{0,25 \cdot (2,025) \cdot (1,1)}{5} 38488,7916 \quad \rightarrow \quad V_x = 4286,69 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \cdot (2,025) \cdot (1,15)}{5} 38488,7916 \quad \rightarrow \quad V_y = 4481,54 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 2528,17 \text{ kN} < 0,8V_x = 3429,35 \text{ kN} \\ V_{ty} = 3767,05 \text{ kN} > 0,8V_y = 3585,23 \text{ kN} \end{cases} \quad r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,356$$

**Tableau III.6.** Récapitulatif des résultats des réponses sismiques des deux structures.

<i>SMLd</i>	<i>W</i> (kN)	38488,79	<i>V<sub>x</sub></i> (kN)	4286,69	<b>0,8<i>V<sub>x</sub></i></b> (kN)	3429,35	<i>V<sub>tx</sub></i> (kN)	2528,17	<i>r<sub>x</sub></i>	1,356
			<i>V<sub>y</sub></i> (kN)	4481,54	<b>0,8<i>V<sub>y</sub></i></b> (kN)	3585,23	<i>V<sub>ty</sub></i> (kN)	3767,05	<i>r<sub>y</sub></i>	/
<i>SMLg</i>	<i>W</i> (kN)	25821,29	<i>V<sub>x</sub></i> (kN)	2875,85	<b>0,8<i>V<sub>x</sub></i></b> (kN)	2300,68	<i>V<sub>tx</sub></i> (kN)	1896,82	<i>r<sub>x</sub></i>	1,213
			<i>V<sub>y</sub></i> (kN)	3006,57	<b>0,8<i>V<sub>y</sub></i></b> (kN)	2405,25	<i>V<sub>ty</sub></i> (kN)	2576,27	<i>r<sub>y</sub></i>	/

**Remarque :**

D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient  $r_x$  (ou  $r_y$ ) selon la direction.

**d- Vérification des déplacements inter étage**

**Tableau III.7.** Vérifications des déplacements inter-étages du **Modèle 1 (SMLd)**.

Etage	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	<i>Obs,</i>	
								<i>x</i>	<i>y</i>
7	38,918	12,962	263,953	64,810	22,388	9,485	30,6	OK	OK
6	35,617	11,065	241,565	55,325	26,960	9,740	30,6	OK	OK
5	31,642	9,117	214,605	45,585	32,460	<b>9,760</b>	30,6	NO	OK
4	26,856	7,165	182,145	35,825	37,391	9,460	30,6	NO	OK
3	21,343	5,273	144,754	26,365	40,789	8,755	30,6	NO	OK
2	15,329	3,522	103,966	17,610	<b>41,433</b>	7,575	30,6	NO	OK

### Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique

<b>I</b>	9,22	2,007	62,533	10,035	37,520	5,865	30,6	NO	OK
<b>RDC</b>	3,688	0,834	25,013	4,170	25,013	4,170	40,8	OK	OK

**Tableau III.8.** Vérifications des déplacements inter-étages du **Modèle 1 (SMLg)**.

Etage	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obs,	
								X	y
<b>7</b>	30,509	9,169	185,024	45,845	16,265	6,770	30,6	OK	OK
<b>6</b>	27,827	7,815	168,759	39,075	19,261	<b>6,915</b>	30,6	OK	OK
<b>5</b>	24,651	6,432	149,498	32,160	22,821	6,895	30,6	OK	OK
<b>4</b>	20,888	5,053	126,677	25,265	25,987	6,660	30,6	OK	OK
<b>3</b>	16,603	3,721	100,690	18,605	28,164	6,150	30,6	OK	OK
<b>2</b>	11,959	2,491	72,526	12,455	<b>28,522</b>	5,330	30,6	OK	OK
<b>I</b>	7,256	1,425	44,005	7,125	26,156	4,165	30,6	OK	OK
<b>RDC</b>	2,943	0,592	17,848	2,960	17,848	2,960	40,8	OK	OK

- Les déplacements inter-étage parallèlement au sens x-x ne sont pas vérifiés du 1<sup>er</sup> au 5<sup>ème</sup> étage pour la SMLd, par contre ils sont largement vérifiés parallèlement à y-y ce qui implique que la rigidité latérale selon y-y est trop grande.

- Néanmoins, nous avons préféré de vérifier en premier lieu l'effort normal réduit dans les poteaux, ce qui nécessitera peut-être l'augmentation de la section des poteaux et donc augmentera la rigidité latérale selon x-x et aussi selon y-y (chose qui n'est pas souhaitable vu que les déplacements selon y-y sont déjà vérifiés).

## ② Vérification de l'effort normale réduit dans les poteaux du Modèle 1

### Vérification spécifique aux sollicitations normales

D'après l'article [7.4.3.1], Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$N_d$  : L'effort normal s'exerçant sur une section de béton sous combinaison sismique (G+Q+E).

### **Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique**

$B_c$  : L'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (30MPa).

**Tableau III.9.** Vérification de l'effort normal réduit **Modèle 1 (SMLd).**

Niveau	$B_c$ ( $cm^2$ )	$N_d$ (kN)	$\nu \leq 0,3$	Obs	$B_c$ ( $cm^2$ )	$N_d$ (kN)	$\nu \leq 0,3$	Obs
<b>RDC</b>	35*35	1540,5422	0,419	NO	55*55	2426,0106	0,267	OK
<b>1</b>	30*30	1338,5014	0,496	NO	50*50	1380,2468	0,184	OK
<b>2</b>	30*30	1142,6342	0,423	NO	45*45	1174,3261	0,193	OK
<b>3</b>	30*30	948,9719	0,351	NO	40*40	972,5344	0,203	OK
<b>4</b>	30*30	757,352	0,281	OK	35*35	774,1952	0,211	OK
<b>5</b>	30*30	566,9614	0,210	OK	35*35	579,0051	0,158	OK
<b>6</b>	30*30	377,0356	0,140	OK	35*35	384,7526	0,105	OK
<b>7</b>	30*30	191,0083	0,071	OK	35*35	199,328	0,054	OK

**Tableau III.10.** Vérification de l'effort normal réduit **Modèle 1 (SMLg).**

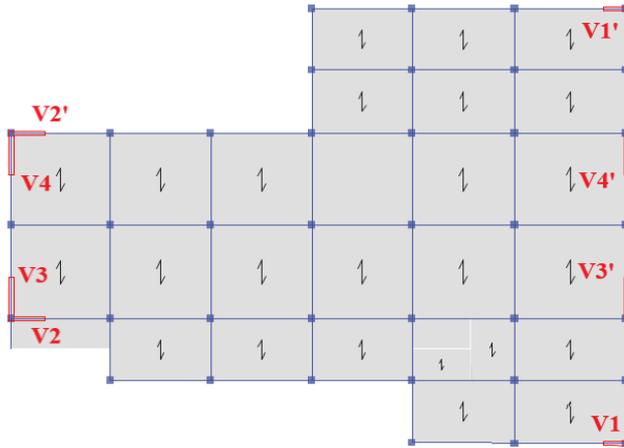
Niveau	$B_c$ ( $cm^2$ )	$N_d$ (kN)	$\nu \leq 0,3$	Obs	$B_c$ ( $cm^2$ )	$N_d$ (kN)	$\nu \leq 0,3$	Obs
<b>RDC</b>	30*30	1245,1404	0,461	NO	50*50	1397,7829	0,186	OK
<b>1</b>	30*30	1082,8323	0,401	NO	45*45	1119,6898	0,184	OK
<b>2</b>	30*30	925,6597	0,343	NO	40*40	955,24	0,199	OK
<b>3</b>	30*30	770,848	0,285	OK	35*35	794,1594	0,216	OK
<b>4</b>	30*30	618,1879	0,229	OK	35*35	636,3774	0,173	OK
<b>5</b>	30*30	466,6595	0,173	OK	35*35	479,8353	0,131	OK
<b>6</b>	30*30	315,6738	0,117	OK	35*35	324,277	0,088	OK
<b>7</b>	30*30	164,8269	0,061	OK	35*35	171,9702	0,047	OK

- L'augmentation des sections des poteaux (qui vérifie l'effort normal réduit) va sans aucun doute augmenter la rigidité latérale selon x et y (chose qui n'est pas nécessaire), c'est pourquoi nous avons décidé de diminuer les longueurs des voiles de manière graduelle (donc bout de voile), le Modèle Final correspondant aux modifications précédentes est donné au paragraphe ③.
- Le Modèle 2 de l'étape ③ est le Modèle 1 dont les sections des poteaux (colonne 6 du

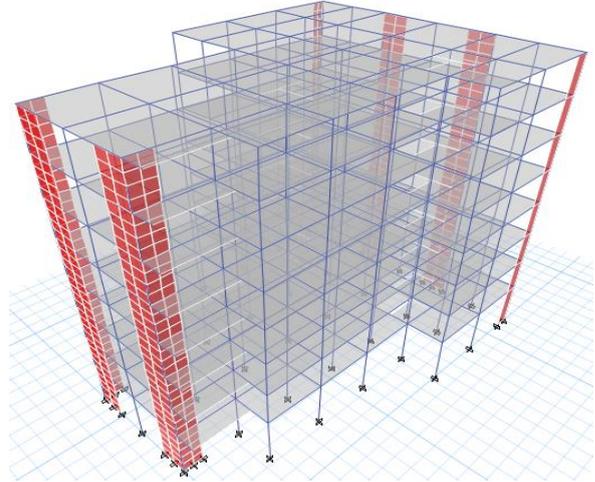
## Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique

Tableau. III.9 pour la SMLd, et colonne 6 du Tableau III.10 pour la SMLg) Vérifient l'effort normal réduit.

### ③ Modèle 2



**Figure III.2.** Vue en plan des deux structures du **Modèle 2**.



**Figure III.3.** Vue en 3D du bâtiment du **Modèle 2**.

Après l'augmentation des sections de poteaux de manière graduelle (plus 5 cm à chaque fois) et en parallèle la diminution de la longueur des voiles (aussi faite graduellement) suivi Nous avons aboutis au Modèle 2 dont la structure (pour la SMLd et la SMLg) comporte 8 bouts de voiles dont les dimensions ainsi que les sections des poteaux sont données dans les tableaux III.11 :

**Tableau III.11.** Longueur, épaisseurs des voiles et section des poteaux du **Modèle 2** (SMLd et SMLg).

<i>Voile</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Etage</i>	<i>Pot. SMLd (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Pot. SMLg (cm<sup>2</sup>)</i>
<i>V1 et V1'</i>	20	1	<i>4<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup></i>	35*35	35*35
<i>V2 et V2'</i>	20	1,5	<i>3<sup>ème</sup></i>	40*40	35*35
<i>V3 et V3'</i>	20	2	<i>2<sup>ème</sup></i>	45*45	40*40
<i>V4 et V4'</i>	20	2	<i>1<sup>er</sup></i>	50*50	45*45
			<i>RDC</i>	55*55	50*50

**a- Caractéristiques dynamique propres du Modèle 2**

**Tableau III.12.** Période et participation massique du **Modèle 2 (SMLd)**.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
<i>1</i>	0,98	0,7576	0,0005	0,7576	0,0005
<i>2</i>	0,867	0,0006	0,7405	0,7582	0,741
<i>3</i>	0,703	0	0,0012	0,7582	0,7422
<i>4</i>	0,315	0,1379	3,06E-06	0,896	0,7423
<i>5</i>	0,263	1,7E-05	0,1429	0,896	0,8852
<i>6</i>	0,199	7,4E-06	0,0066	0,896	0,8917
<i>7</i>	0,164	0,0529	0	0,9489	0,8917
<i>8</i>	0,129	1,6E-06	0,0553	0,9489	0,947

**Tableau III.13.** Période et participation massique du **Modèle 2 (SMLg)**.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
<i>1</i>	0,847	0,7671	0,0005	0,7703	0,0004
<i>2</i>	0,734	0,0005	0,7443	0,7707	0,7466
<i>3</i>	0,576	0,0001	0,0012	0,7709	0,7478
<i>4</i>	0,265	0,1321	0,00002714	0,9029	0,7478
<i>5</i>	0,215	0,000005049	0,1373	0,903	0,8864
<i>6</i>	0,158	0,00000138	0,0056	0,903	0,8927
<i>7</i>	0,137	0,053	6,008E-07	0,9559	0,8927
<i>8</i>	0,103	0	0,0546	0,9559	0,9473

**b- Constatations :**

L'analyse modale a donné les résultats suivants :

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation pure parallèle à x-x (de l'ordre de 75,76 %, pour la SMLd et de l'ordre de 76,71 %, pour la SMLg).

- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation pure parallèle à y-y (de l'ordre de 74,05 %, pour la SMLd et de l'ordre de 74,43 %, pour la SMLg).

## Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique

- Le troisième mode est un mode de rotation pour les deux structures.
- 8 modes utiles pour les deux structures.

### c- Résultantes des forces sismiques

$$V_x = \frac{0,25 \cdot (2,025) \cdot (1,1)}{5} 39115,7938 \quad \rightarrow \quad V_x = 4356,52 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \cdot (2,025) \cdot (1,15)}{5} 39115,7938 \quad \rightarrow \quad V_y = 4554,55 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{tx} = 2827,67 \text{ kN} < 0,8V_x = 3485,22 \text{ kN} \\ V_{ty} = 3012,72 \text{ kN} < 0,8V_y = 3643,64 \text{ kN} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,232 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1,209 \end{array} \right.$$

**Tableau V.14.** Résultantes des forces sismiques pour les deux structures.

<i>SMLd</i>	<i>W</i> (kN)	39115,79	<i>V<sub>x</sub></i> (kN)	4356,52	<b>0,8<i>V<sub>x</sub></i></b> (kN)	3485,22	<i>V<sub>tx</sub></i> (kN)	2829,67	<i>r<sub>x</sub></i>	1,232
			<i>V<sub>y</sub></i> (kN)	4554,55	<b>0,8<i>V<sub>y</sub></i></b> (kN)	3643,64	<i>V<sub>ty</sub></i> (kN)	3012,72	<i>r<sub>y</sub></i>	1,209
<i>SMLg</i>	<i>W</i> (kN)	26029,98	<i>V<sub>x</sub></i> (kN)	2899,09	<b>0,8<i>V<sub>x</sub></i></b> (kN)	2319,27	<i>V<sub>tx</sub></i> (kN)	2068,01	<i>r<sub>x</sub></i>	1,121
			<i>V<sub>y</sub></i> (kN)	3030,87	<b>0,8<i>V<sub>y</sub></i></b> (kN)	2424,69	<i>V<sub>ty</sub></i> (kN)	2211,85	<i>r<sub>y</sub></i>	1,096

### d- Vérification des déplacements inter étage

**Tableau III.15.** Vérifications des déplacements inter-étages du **Modèle 2 (SMLd)**.

<b>Etage</b>	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	<i>Obs.</i>	
								<i>x</i>	<i>y</i>
<b>7</b>	30,044	26,736	185,021	161,675	15,537	15,045	30,6	OK	OK
<b>6</b>	27,521	24,248	169,484	146,630	20,132	18,492	30,6	OK	OK
<b>5</b>	24,252	21,19	149,352	128,138	25,021	22,187	30,6	OK	OK
<b>4</b>	20,189	17,521	124,331	105,951	28,550	24,823	30,6	OK	OK
<b>3</b>	15,553	13,416	95,781	81,128	<b>28,581</b>	<b>24,835</b>	30,6	OK	OK
<b>2</b>	10,912	9,309	67,200	56,292	26,807	23,100	30,6	OK	OK
<b>1</b>	6,559	5,489	40,393	33,192	23,198	19,326	30,6	OK	OK

### Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique

<b>RDC</b>	2,792	2,293	17,194	13,866	17,194	13,866	40,8	OK	OK
------------	-------	-------	--------	--------	--------	--------	------	----	----

**Tableau III.16.** Vérifications des déplacements inter-étages du **Modèle 2 (SMLg)**.

Etage	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obs.	
									x
<b>7</b>	25,532	20,918	144,503	114,610	11,891	10,695	30,6	OK	OK
<b>6</b>	23,431	18,966	132,612	103,915	15,162	12,903	30,6	OK	OK
<b>5</b>	20,752	16,611	117,449	91,012	18,711	15,407	30,6	OK	OK
<b>4</b>	17,446	13,799	98,739	75,605	21,654	17,401	30,6	OK	OK
<b>3</b>	13,62	10,623	77,085	58,204	<b>23,176</b>	<b>18,147</b>	30,6	OK	OK
<b>2</b>	9,525	7,311	53,908	40,057	21,541	16,870	30,6	OK	OK
<b>1</b>	5,719	4,232	32,368	23,187	18,360	13,944	30,6	OK	OK
<b>RDC</b>	2,475	1,687	14,008	9,243	14,008	9,243	40,8	OK	OK

#### ④ Etape de comparaison entre la SMLd et la SMLg

A partir des colonnes 6 et 7 des tableaux III.7 et III.8 on peut constater que, pour la même distribution des voiles de contreventement et pour les mêmes dimensions des éléments résistants (à l'exception des poteaux du RDC), la SMLg offre en moyenne 30% de plus que la SMLd, en terme de rigidité latérale.

En conclusion, l'utilisation des matériaux légers (à la place des matériaux lourds) conduit nécessairement vers une structure plus économique que la SMLd pour un même niveau de sécurité exigé.

**Tableau III.16.Bis** Différence entre SMLd et SMLg (Modèle 1)

ETAGE	SMLD $\Delta_K^x$ (mm)	SMLG $\Delta_K^x$ (mm)	Différence Selon xx	SMLD $\Delta_K^y$ (mm)	SMLG $\Delta_K^y$ (mm)	Différence Selon yy
<b>7</b>	22,388	16,265	27,35	9,76	6,895	29,35
<b>6</b>	26,96	19,261	28,56	9,46	6,66	29,60
<b>5</b>	32,46	22,821	29,69	8,755	6,15	29,75
<b>4</b>	37,391	25,987	30,50	7,575	5,33	29,64
<b>3</b>	40,789	28,164	30,95	5,865	4,165	28,98

### Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique

<b>2</b>	<b>41,433</b>	<b>28,522</b>	31,16	4,17	2,96	29,02
<b>1</b>	37,52	26,156	30,29	9,485	6,77	28,62
<b>RDC</b>	25,013	17,848	28,64	9,74	6,915	29,00

Nous allons continuer l'analyse avec la SMLD. Le Modèle 2 (SMLd) vérifie les critères de sécurité imposés par le règlement parasismique, cependant dans le but de concevoir une structure à la fois sécuritaire et aussi économique, nous avons décidé d'étudier l'influence de l'élimination des voiles dans les étages supérieures sur la rigidité latérale de bâtiment, cette étude paramétrique constituer l'étape ⑤ du présent chapitre.

#### ⑤ Elimination des voiles sur les trois derniers niveaux

Dans ce qui suit, nous avons démarré avec la structure correspondant au **Modèle 2** à laquelle nous avons enlevé les voiles des derniers niveaux dans la **SMLd**:

Le récapitulatif des résultats de l'analyse dynamique est données dans le tableau suivants.

**Tableau III.17.** Résultats de l'analyse de la structure sans les voiles des derniers niveaux.

		<i>Avec tous les voiles (Modele 2)</i>	<i>Sans les voiles du 7<sup>ème</sup> étage</i>	<i>Sans les voiles du 7<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages</i>	<i>Sans les voiles du 7<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages</i>
<b><i>T1 (s)</i></b>		0,980	0,979	0,981	0,987
<b><i>T2 (s)</i></b>		0,867	0,87	0,880	0,9
<b><i>Participation massique (%)</i></b>	<b><i>x-x</i></b>	75,76	75,49	75,1	74,43
	<b><i>y-y</i></b>	74,05	73,64	72,81	71
<b><i>Nombres de mode Utiles</i></b>		8	8	8	8
<b><i>W (kN)</i></b>		39115,79	38916,89	38717,99	38519,09
<b><i>V<sub>dyn</sub> (kN)</i></b>	<b><i>x-x</i></b>	2829,67	2804,17	2769,09	2733,23
	<b><i>y-y</i></b>	3012,72	2964,5	2891,36	2770,91
<b><i>0,8*V</i></b>	<b><i>x-x</i></b>	3485,22	3467,5	3449,77	3432,05
	<b><i>y-y</i></b>	3643,64	3625,1	3606,58	3588,05
<b><i>r<sub>x</sub></i></b>		1,232	1,237	1,246	1,256
<b><i>r<sub>y</sub></i></b>		1,209	1,223	1,247	1,295
<b><i>Max ( Δkx ) (mm)</i></b>		28,581	28,793	29,414	30,237
<b><i>Max ( Δky ) (mm)</i></b>		24,835	25,374	26,008	30,223
<b><i>[ Δ ](mm)</i></b>		30,6	30,6	30,6	30,6

#### Constatations

Nous avons essayé de supprimer les voiles du 4<sup>ème</sup> étage mais le comportement en VLNA du

## Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique

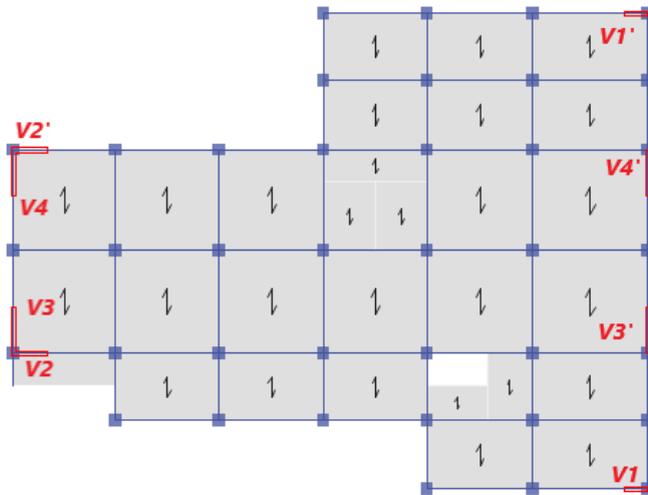
bâtiment s'est détérioré et les déplacements inter-étage maximum ont dépassé les valeurs admissibles.

### Conclusion

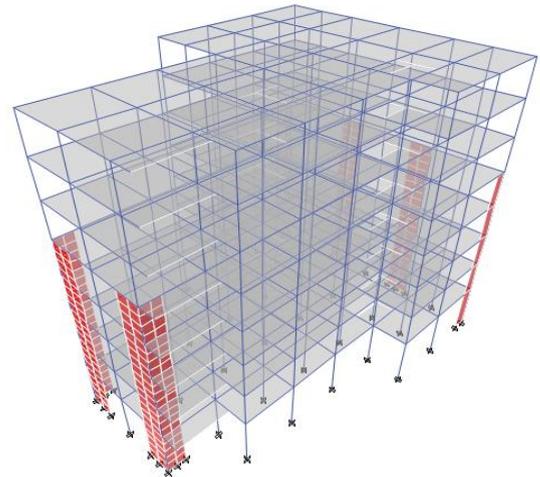
Le modèle final retenu correspond au bâtiment du **Modèle 2** sans les voiles sur les trois derniers niveaux et que nous appellerons « **Modèle Final SMLd** ».

### ⑥ Modèle Final (SMLd) sans les voiles des 3 dernières niveaux

Il s'agit de la structure correspondant au **Modèle Final** sans les voiles du 7<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages, et avec distribution des bouts de voiles le plus économique possible à la limites des vérifications en terme des déplacements inter-étage.



**Figure III.4.** Vue en plan du **Modèle Final (SMLd)**.



**Figure III.5.** Vue en 3D du **Modèle Final (SMLd)**.

**Tableau III.18.** Longueur, épaisseurs des voiles et section des poteaux du **Modèle Final (SMLd)**.

voile	Épaisseur (cm)	Longueur (m)
V1 et V1'	20	1
V2 et V2'	20	1,5
V3 et V3'	20	2
V4 et V4'	20	2

Étage	Poteaux (cm <sup>2</sup> )
4 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup>	35*35
3 <sup>ème</sup>	40*40
2 <sup>ème</sup>	45*45
1 <sup>er</sup>	50*50
RDC	55*55

#### a- Caractéristiques dynamique propres du Modèle Final (SMLd).

**Tableau III.19.** Périodes et participation massique du **Modèle Final (SMLd)**.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,987	<b>0,7443</b>	0,0007	0,7443	0,0007
2	0,9	0,0007	<b>0,71</b>	0,745	0,7106
3	0,749	7,9E-06	0,0003	0,745	0,7109
4	0,344	0,128	0,0001	0,873	0,711

### Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique

<b>5</b>	0,326	4,5E-05	0,1361	0,8731	0,8471
<b>6</b>	0,29	4,2E-06	0,0003	0,8731	0,8475
<b>7</b>	0,192	0,0588	2,0-E06	0,9319	0,8475
<b>8</b>	0,173	1,8-E06	0,0555	0,9319	0,903

#### b- Constatations

L'analyse modale a donné les résultats suivants :

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation pure parallèle à x-x (de l'ordre de 74,43 %).
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation pure parallèle à y-y (de l'ordre de 71 %).
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- 8 modes utiles.

#### c- Résultantes des forces sismiques

$$V_x = \frac{0,25 \cdot (2,025) \cdot (1,1)}{5} 38519,086 \quad \rightarrow \quad V_x = 4290,06 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \cdot (2,025) \cdot (1,15)}{5} 38519,086 \quad \rightarrow \quad V_y = 4485,07 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 2733,23 \text{ kN} < 0,8V_x = 3432,05 \text{ kN} \\ V_{ty} = 2770,91 \text{ kN} > 0,8V_y = 3588,05 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,256 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1,295 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,256 \\ r_y = 1,295 \end{cases}$$

#### d- Vérification des déplacements inter étages

**Tableau III.20.** Vérifications des déplacements inter-étages du **Modèle Final**.

Etage	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obs.	
								x	y
<b>7</b>	30,585	28,457	192,024	184,245	13,065	18,569	30,6	OK	OK
<b>6</b>	28,504	25,589	178,959	165,676	22,765	28,734	30,6	OK	OK
<b>5</b>	24,878	21,151	156,193	136,942	30,149	<b>30,223</b>	30,6	OK	OK
<b>4</b>	20,076	16,483	126,045	106,719	<b>30,237</b>	25,956	30,6	OK	OK
<b>3</b>	15,26	12,474	95,808	80,763	29,006	25,166	30,6	OK	OK

### **Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique**

<b>2</b>	10,64	8,587	66,802	55,596	26,796	23,017	30,6	OK	OK
<b>1</b>	6,372	5,032	40,006	32,580	23,017	19,041	30,6	OK	OK
<b>RDC</b>	2,706	2,091	16,989	13,538	16,989	13,538	40,8	OK	OK

#### **a- Vérification spécifique aux sollicitations normales du Modèle Final**

**Tableau III.21.** Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du **Modèle Final**.

<i>Niveau</i>	<i>Nd (kN)</i>	<i>Bc (cm<sup>2</sup>)</i>	<i><math>\nu \leq 0,3</math></i>	<i>Observation</i>
<b>RDC</b>	2153,9135	55*55	<b>0,237</b>	OK
<b>1</b>	1379,1945	50*50	<b>0,184</b>	OK
<b>2</b>	1173,2966	45*45	<b>0,193</b>	OK
<b>3</b>	971,5146	40*40	<b>0,202</b>	OK
<b>4</b>	773,2231	35*35	<b>0,210</b>	OK
<b>5</b>	577,9168	35*35	<b>0,157</b>	OK
<b>6</b>	384,2908	35*35	<b>0,105</b>	OK
<b>7</b>	202,0983	35*35	<b>0,055</b>	OK

#### **Conclusion :**

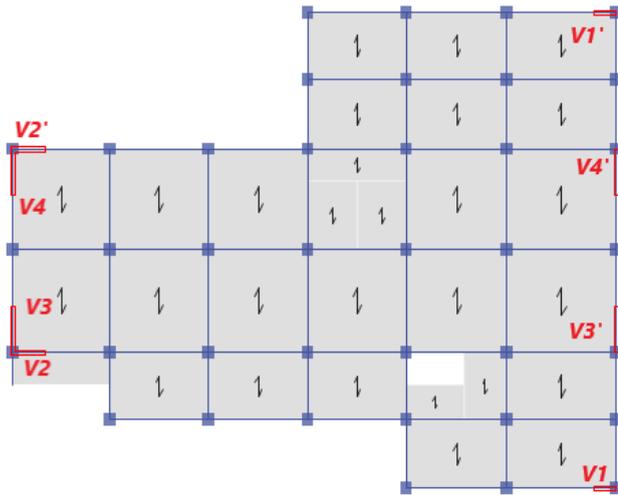
A partir de l'analyse des résultats de l'étape ⑥ il s'avère que le modèle final peut être retenu pour le ferrailage dans le chapitre suivant.

Cependant il est à noter que le modèle comporte des bouts de voile ce qui va induire des efforts (moments) importants (sous combinaison sismique) dans les poutres attachées aux bouts de voile impliquant un ferrailage conséquent dans ces poutres.

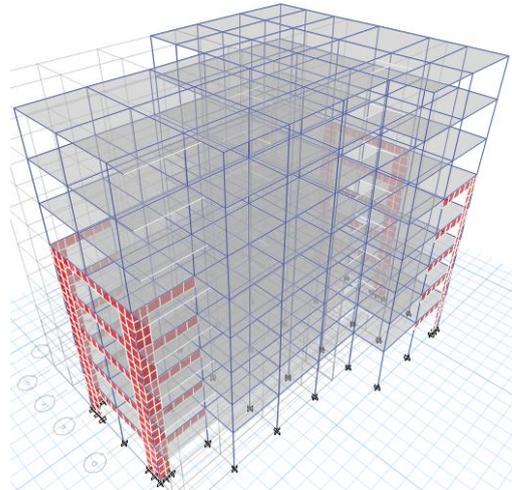
C'est pour quoi est dans le but d'éviter ce qui précède nous avons choisis de rajouter un linteau (en béton armé) de 80cm de haut (sous la partie de la poutre qui n'est pas relié au bout de voile) qui relie le bout de voile au poteau voisin (voire figure III.8).

Les résultats de l'analyse de Modèle Final avec linteau sont présentés ci-après.

⑦ Présentation des résultats de l'analyse du **MODELE FINAL** avec linteau (SMLd) sans les voiles des 3 dernier niveaux.



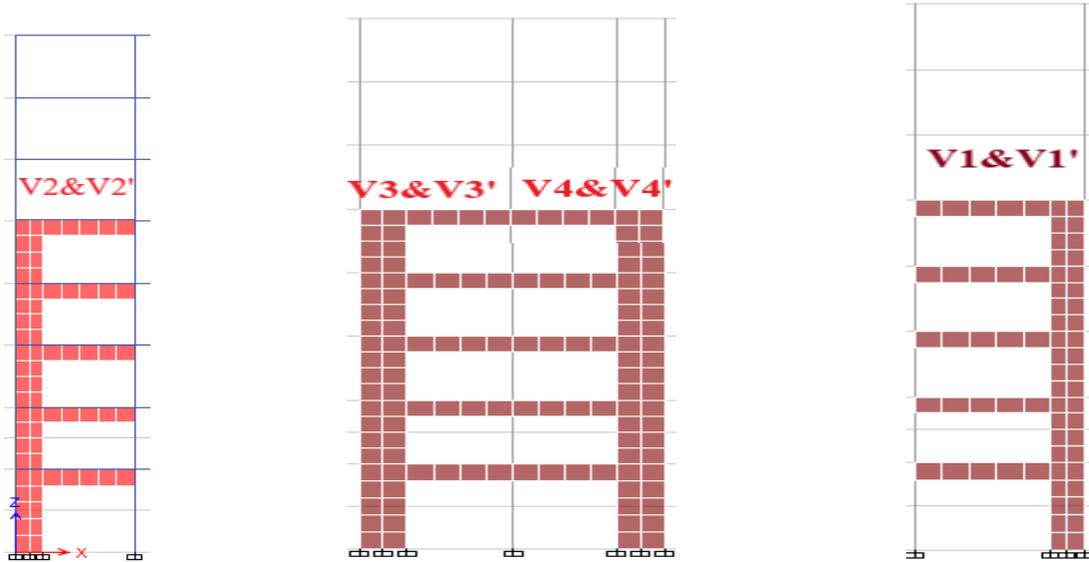
**Figure III.6.** Vue en plan de la structure du Modèle Final avec Linteaux (SMLd).



**Figure III.7.** Vue en 3D de la structure du Modèle Final avec Linteaux (SMLd).

**Tableau III.22.** Longueur et épaisseurs des bouts de voiles et des linteaux (SMLd).

<i>Bouts de voiles</i>	<i>e (cm)</i>	<i>L<sub>b.voile sans linteaux</sub> (m)</i>	<i>Longueur des linteaux (m) h<sub>linteau</sub>=80cm</i>
<i>V1 et V1'</i>	20	1	4
<i>V2 et V2'</i>	20	1	3,45
<i>V3 et V3'</i>	20	1,4	3,1
<i>V4 et V4'</i>	20	1,4	3



**Figure III.8.** Vue en élévation des bouts des voiles du **Modèle Final avec Linteaux (SMLd)**.

**a - Caractéristiques dynamique propres du Modèle Final avec Linteaux.**

**Tableau III.23.** Périodes et participation massique du **Modèle Final avec Linteaux (SMLd)**.

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
<b>1</b>	0,807	0,7051	0,0037	0,7051	0,0037
<b>2</b>	0,76	0,004	0,6695	0,7091	0,6733
<b>3</b>	0,614	0,0003	2,5E-05	0,7094	0,6733
<b>4</b>	0,32	0,172	0,0001	0,8813	0,6734
<b>5</b>	0,312	0,0001	0,1995	0,8814	0,8729
<b>6</b>	0,26	2,5E-06	0,0018	0,8814	0,8746
<b>7</b>	0,176	0,0506	3,7E-06	0,932	0,8746
<b>8</b>	0,17	5,4E-06	0,0436	0,932	0,9183

**b - Constatations**

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 70,51 %)
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 66,95 %)
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- 8 modes utiles.

**c- Résultantes des forces sismiques**

### Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique

$$V_x = \frac{0,25 \cdot (2,025) \cdot (1,1)}{5} 38766,8309 \quad \rightarrow \quad V_x = 4317,66 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \cdot (2,025) \cdot (1,15)}{5} 38766,8309 \quad \rightarrow \quad V_y = 4513,91 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 3042,45 \text{ kN} < 0,8V_x = 3454,13 \text{ kN} \\ V_{ty} = 3063,81 \text{ kN} > 0,8V_y = 3611,13 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,135 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1,179 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,135 \\ r_y = 1,179 \end{cases}$$

#### d- Vérification des déplacements inter étages

**Tableau III.24.** Vérifications des déplacements inter-étages du **Modèle Final avec Linteaux (SMLd).**

<i>Etage</i>	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	<i>Obs.</i>	
								x	y
<b>7</b>	25,02	23,344	142,028	137,571	14,248	14,727	30.6	OK	OK
<b>6</b>	22,51	20,845	127,779	122,844	24,193	24,981	30.6	OK	OK
<b>5</b>	18,248	16,606	<b>103,586</b>	97,862	<b>28,462</b>	<b>28,293</b>	30.6	OK	OK
<b>4</b>	13,234	11,805	75,124	69,569	17,245	14,910	30.6	OK	OK
<b>3</b>	10,196	9,275	57,878	54,659	16,587	15,193	30.6	OK	OK
<b>2</b>	7,274	6,697	41,291	39,467	15,372	14,521	30.6	OK	OK
<b>1</b>	4,566	4,233	25,919	24,946	13,794	12,936	30.6	OK	OK
<b>RDC</b>	2,136	2,038	12,125	12,010	12,125	12,010	30.6	OK	OK

#### Constatation

Les déplacements inter-étage sont bien vérifiés dans les deux sens.

#### a- Vérification spécifique aux sollicitations normales du Modèle Final avec Linteaux

### Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique

**Tableau III.25.** Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du **Modèle Final avec Linteaux (SMLd).**

<i>Niveau</i>	<i>Nd (kN)</i>	<i>Bc (cm<sup>2</sup>)</i>	<i><math>\nu \leq 0.3</math></i>	<i>Observation</i>
<b>RDC</b>	2430,4766	55*55	0,268	OK
<b>1</b>	1703,445	50*50	0,227	OK
<b>2</b>	1300,3878	45*45	0,214	OK
<b>3</b>	972,1903	40*40	0,203	OK
<b>4</b>	774,4122	35*35	0,211	OK
<b>5</b>	595,6789	35*35	0,162	OK
<b>6</b>	394,5079	35*35	0,107	OK
<b>7</b>	202,2182	35*35	0,055	OK

#### ⑧ Justification du choix du coefficient de comportement du Modèle Final avec Linteaux (SMLd)

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99ver2003, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

#### a- Justification des voiles sous charge verticale

**Tableau III.26.** Justification des voiles sous charges verticales **Modèle Final avec Linteaux (SMLd).**

	<b>P<sub>tot</sub> (kN)</b>	<b>P<sub>voile</sub> (kN)</b>	<b>Pourcentage</b>	<b>Justification</b>
<b>Effort</b>	42905,02	4105,900	10,45	oui

Les voiles de contreventement reprennent moins de **20%** de sollicitation dus aux charges verticales.

#### b- Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales E repris par les Portiques

**Tableau III.27.** Pourcentages des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques du **Modèle Final avec Linteaux (SMLd).**

### Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique

Étage	$V_{x\ tot}$ (kN)	$V_{x\ port}$ (kN)	$\%V_{x\ port}$ (kN)	$V_{y\ tot}$ (kN)	$V_{y\ port}$ (kN)	$\%V_{y\ port}$ (kN)
7 <sup>ème</sup>	808,690	808,690	100,000	851,100	851,100	100,000
6 <sup>ème</sup>	1416,430	1416,430	100,000	1473,300	1473,300	100,000
5 <sup>ème</sup>	1855,960	1855,960	100,000	1902,040	1902,040	100,000
4 <sup>ème</sup>	2182,170	1088,630	49,887	2200,130	729,880	33,174
3 <sup>ème</sup>	2484,670	1603,140	64,521	2500,240	1287,240	51,485
2 <sup>ème</sup>	2748,630	1842,670	67,040	2769,800	1515,240	54,706
1 <sup>er</sup>	2990,590	1474,380	49,301	2754,203	1576,300	57,233
RDC	3042,446	2073,050	68,138	3063,813	1619,210	52,849

L'effort tranchant repris par les portiques est supérieurs à 25% dans tous les niveaux et dans les deux sens.

- ▶ En conclusion, la valeur 5 affecté au coefficient de comportement R est justifiée
- ▶ Par ailleurs nous avons décidé de continuer l'étude avec la structure à matériaux lourds.
- ▶ Avant de lire à partir du fichier de sortie de l'ETABS les efforts nécessaires aux ferrillages des éléments résistants, nous avons multiplié chaque composante de la fonction de spectre de réponse par ( $r_x = 1,135$ ) selon X, et par ( $r_y = 1,179$ ) selon Y.

- ▶ Avant de clore ce chapitre, nous allons examiner l'influence de l'épaisseur des voiles de Contreventement sur la rigidité latérale du bâtiment.

#### ⑨ Influence de l'épaisseur des voiles de contreventement sur la rigidité latérale du bâtiment

Le tableau suivant récapitule les résultats pour 3 épaisseurs différentes des voiles de la structure correspondant au **Modèle Final (sans linteaux étape ⑥)**.

**Tableau III.28.** Résultats de l'analyse de la structure pour 3 épaisseurs des voiles de contreventement.

	$e = 20cm$	$e = 18cm$	$e = 15cm$
$T1 (s)$	0,987	0,991	0,988
$T2 (s)$	0,9	0,906	0,917

### *Chapitre III. Etude Dynamique en Zone Sismique*

<b><math>W</math> (kN)</b>	38519,09	38413,01	38253,89
<b><math>V_{dyn}^x</math> (kN)</b>	2733,23	2729,97	2714,02
<b><math>V_{dyn}^y</math> (kN)</b>	2770,91	2759,17	2756,83
<b><math>0,8 V</math></b>	3432,05	3422,60	3408,42
<b><math>0,8 V</math></b>	3588,05	3578,17	3563,35
<b><math>r_x</math></b>	1,256	1,254	1,256
<b><math>r_y</math></b>	1,295	1,297	1,293
<b><math>Max (\Delta k^x)</math> (mm)</b>	30,24	30,35	30,52
<b><math>Max (\Delta k^y)</math> (mm)</b>	30,22	31,27	35,83
<b><math>[\Delta]</math> (mm)</b>	30,6	30,6	30,6

#### **Constatations**

On constate à partir du tableau précédent que la diminution de l'épaisseur des voiles n'affecte pas la rigidité latérale du bâtiment de manière considérable, bien que le dép. inter-étage avec  $e = 15\text{cm}$  et  $e = 18\text{cm}$  dépassent la valeur admissible.

En effet une différence de 5 cm (de l'épaisseur) implique une différence de 0,91% en terme de déplacement ( $30,52 - 30,24/30,52 = 0,92\%$ ) selon X et 15,66% selon Y ce qui est insignifiant (ou négligeable) selon X.

C'est pourquoi nous allons continuer l'étude avec des voiles d'épaisseur égale à 20 cm.

*CHAPITRE IV*

*FERRAILLAGE  
DES ELEMENTS  
RESISTANTS*

### IV.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « **BAEL 91 modif 99** » et « **RPA 99 modif 2003** ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont : les poteaux, les poutres et les voiles.

### IV.2. Ferrailage des poteaux

#### IV.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une flexion composée due à un effort normal « N » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant « M » dans les deux plans longitudinaux (action due au séisme).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance (E.L.U) sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

**Tableau IV.1.** Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}(MPa)$	$\sigma_{bc}$	$\gamma_s$	$f_e(MPa)$	$\sigma_s$
<b>Durable</b>	1,5	30	17	1,15	500	435
<b>Accidentelle</b>	1,15		22,17	1		500

### **IV.2.2. Combinaisons d'actions :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

#### **Situation durable :**

- ELU  $\rightarrow 1.35G+1.5Q$
- ELS  $\rightarrow G+Q$

#### **Situation accidentelle :**

- Combinaison 1  $\rightarrow G+Q\pm E$
- Combinaison 2  $\rightarrow 0.8G\pm E$

Avec : G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation. E : Action du séisme.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{\max}, M_{\text{corr}}$ ).
- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N_{\min}, M_{\text{corr}}$ ).
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant ( $M_{\max}, N_{\text{corr}}$ ).

#### • **Armatures longitudinales :**

### **IV.2.3. Recommandations du « BAEL91 modifié 99 » :**

La section  $A_s$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq A_s / B \leq 5\% \quad B: \text{ section de béton comprimé.} \end{array} \right.$$

### **IV.2.4. Recommandations des « RPA 99 modif 2003 » :**

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

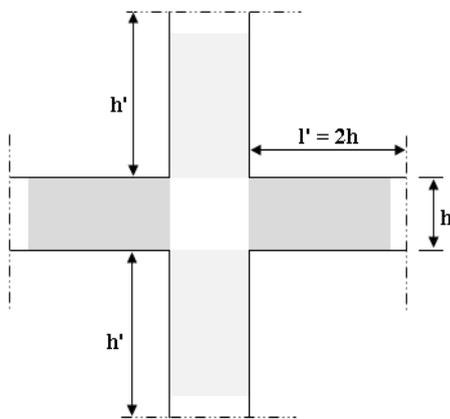
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.

- Le pourcentage d'armature dans chaque section :
- En zone de recouvrement  $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$
- En zone courante  $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\%$

Avec :  $A_s$  : La section d'acier.

$B$  : La section du poteau.

- Le diamètre minimal est de  $\varnothing l = 12 \text{ mm}$ .
- Une longueur de recouvrement minimale de  $l_R = 50 \times \varnothing l$ .
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 5cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs «  $h'$  » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :



$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$h_e$  : la hauteur d'étage.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

**Figure IV.1.** Zone nodale.

#### IV.2.5. Méthode de calcul :

- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires.
- Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel **SOCOTEC**.

## Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistant

- Situation durable:  $1,35G + 1,5Q$ :

Tableau IV.2. Ferrailages des poteaux en situations durable.

<i>Etage</i>	<i>RDC</i>	<i>1<sup>er</sup></i>	<i>2<sup>ème</sup></i>	<i>3<sup>ème</sup></i>	<i>4<sup>ème</sup>/7<sup>ème</sup></i>
<i>Section (cm<sup>2</sup>)</i>	<b>55*55</b>	<b>50*50</b>	<b>45*45</b>	<b>40*40</b>	<b>35*35</b>
N <sub>max</sub>	-2181,0877	-1883,4442	-1602,7265	-1327,3682	-1056,0883
M <sub>2COR</sub>	-4,9529	-13,0477	-10,7143	-10,9259	-9,5545
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0
N <sub>max</sub>	-2181,0877	-1883,4442	-1602,7265	-1327,3682	-1056,0883
M <sub>3COR</sub>	1,0094	2,4751	2,5546	3,4269	7,2963
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0
N <sub>min</sub>	-681,6927	-507,1402	-337,1261	-178,786	-70,5622
M <sub>2COR</sub>	-3,9235	-3,0257	-2,3273	-1,8143	-0,6245
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0
N <sub>min</sub>	-681,6927	-507,1402	-337,1261	-178,786	-70,5622
M <sub>3COR</sub>	8,4348	9,9017	9,504	9,3941	5,8977
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0
M <sub>2</sub>	-17,1826	27,315	23,3412	24,0186	20,9925
N <sub>COR</sub>	-1862,6479	-1638,6258	-1394,4587	-1119,8553	-887,2881
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0
M <sub>3</sub>	-32,3394	54,8105	45,1007	45,757	44,3649
N <sub>COR</sub>	-794,8783	-944,6152	-776,9833	-640,5671	-549,1898
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0

## Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistant

- Situation accidentelle:  $0,8G \pm E$

Tableau IV.3. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle : ( $0,8G \pm E$ )

<i>Etage</i>	<i>RDC</i>	<i>1<sup>er</sup></i>	<i>2<sup>ème</sup></i>	<i>3<sup>ème</sup></i>	<i>4<sup>ème</sup>/7<sup>ème</sup></i>
<b>Section(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>55*55</b>	<b>50*50</b>	<b>45*45</b>	<b>40*40</b>	<b>35*35</b>
Nmax-cmp	-2516,3341	-1609,9424	-1234,0641	-910,595	-599,2638
M2COR	-170,4205	-22,9161	-21,921	-19,2794	-6,1696
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0
Nmax-cmp	-2516,3341	-1609,9424	-1234,0641	-910,595	-599,2638
M3COR	-133,9252	-285,2064	-225,1783	-184,89	-166,2418
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0,92	3,2	<b>7,01</b>
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0
Nmin-cmp	-24,7087	-10,038	-0,9515	-2,5756	-5,4445
M2COR	226,9408	35,5243	9,1934	18,4147	4,3522
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	8,76	1,42	0,43	0,97	0,21
Nmin-cmp	-24,7087	-10,038	-0,9515	-2,5756	-5,4445
M3COR	15,337	74,2783	115,0819	3,9794	28,8809
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0,33	3,1	5,64	0,19	1,78
Nmin-tr	82,845	12,3784	0,3243	13,4932	13,4121
M2COR	4,2102	4,0778	12,4583	3,894	9,4677
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0,66	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	1	0,31	0,6	0,36	0,74
Nmin-tr	82,845	12,3784	0,3243	13,4932	13,4121
M3COR	122,8708	9,8637	60,3985	4,5131	29,2869
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	5,66	0,55	2,92	0,39	2
Nmax-tr	1442,696	573,1398	370,4773	249,5714	279,3521
M2COR	61,0278	4,4461	8,1356	15,5128	9,2251
<b>A<sub>s</sub>'</b>	11,94	5,53	3,29	1,58	2,16
<b>A<sub>s</sub></b>	16,92	5,93	4,12	3,41	3,43
Nmax-tr	1442,696	573,1398	370,4773	249,5714	279,3521
M3COR	109,8943	16,8429	7,361	2,5936	6,1788
<b>A<sub>s</sub>'</b>	9,94	4,97	3,33	2,34	2,37
<b>A<sub>s</sub></b>	<b>18,91</b>	6,5	4,08	2,65	3,22
M2	-252,9221	-331,9691	-264,4856	-198,9907	131,2661
NCOR	-735,0886	-605,1591	-498,3472	-411,2218	-224,8693
<b>A<sub>s</sub>'</b>	3,04	<b>9,68</b>	<b>9,16</b>	<b>8,08</b>	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0
M3	-241,4117	-247,4633	200,2756	170,4689	-144,9298
NCOR	-1486,2646	-1469,814	-123,8487	-220,2311	-519,3238
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	8,88	7,83	0

- Situation accidentelle :  $G + Q \pm E$

**Tableau IV.4.** Ferrailages des poteaux carré situations accidentelle ( $G + Q + E$ ).

<i>Etage</i>	<i>RDC</i>	<i>1<sup>er</sup></i>	<i>2<sup>ème</sup></i>	<i>3<sup>ème</sup></i>	<i>4<sup>ème</sup>/7<sup>ème</sup></i>
<i>Section(cm<sup>2</sup>)</i>	<b>55*55</b>	<b>50*50</b>	<b>45*45</b>	<b>40*40</b>	<b>35*35</b>
Nmax-cmp	-2722,5305	-1845,2275	-1436,4448	-1083,3005	-775,3625
M2COR	-167,8628	-22,0041	-20,7584	-17,7886	-34,9239
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0
Nmax-cmp	-2722,5305	-1845,2275	-1436,4448	-1083,3005	-775,3625
M3COR	-129,9756	-290,8856	-231,7395	-191,544	-59,092
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	2,55	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0
Nmin-cmp	-3,4123	-3,4404	-4,0906	-2,1545	-0,7527
M2COR	112,1204	17,6328	10,0628	1,4295	13,9451
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0,01	0,72	0,44	0,05	0,87
Nmin-cmp	-3,4123	-3,4404	-4,0906	-2,1545	-0,7527
M3COR	276,6878	7,2502	43,8498	5,3168	39,5672
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	11,03	0,27	2,07	0,26	2,52
Nmin-tr	10,3136	1,5604	1,447	0,9055	0,212
M2COR	51,3473	7,1937	5,1759	7,0771	4,7432
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	2,1	0,32	0,26	0,39	0,3
Nmin-tr	10,3136	1,5604	1,447	0,9055	0,212
M3COR	7,1108	13,4115	18,0588	24,6787	9,6484
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0,38	0,59	0,88	1,36	0,61
Nmax-tr	1237,7338	452,6488	-279,2438	172,3671	239,7187
M2COR	60,0592	3,8035	7,6176	7,476	8,9072
<b>A<sub>s</sub>'</b>	9,93	4,35	0	1,28	1,78
<b>A<sub>s</sub></b>	14,83	4,7	0	2,16	3,01
Nmax-tr	1237,7338	452,6488	279,2438	172,3671	239,7187
M3COR	111,5142	16,9771	7,6756	7,7371	6,6395
<b>A<sub>s</sub>'</b>	7,83	3,75	0	1,27	1,94
<b>A<sub>s</sub></b>	16,93	5,3	0	2,18	2,86
M2	-253,0708	-332,202	-264,6379	-199,0399	131,3155
N <sub>COR</sub>	-971,5887	-800,554	-659,1936	-543,9594	-338,7801
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0
M3	-241,6382	-253,1425	205,2719	176,7903	-150,034
N <sub>COR</sub>	-2125,6612	-1705,0992	-308,26	-377,9726	-704,2931
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0	0

**IV.2.6 Choix des armatures**

**Tableau IV.5. Choix des armatures des poteaux.**

<i>Section (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>s</sub>calculer/face (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>s</sub>nécessaire/face (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>s</sub>Total (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>s</sub>min (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>s</sub>max (Z.C) (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>s</sub>max (Z.R) (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>s</sub>Adopté (cm<sup>2</sup>)</i>
<b>55*55</b>	18,91	19.24	57.32	27.23	121	181.5	57.32
		<b>4HA25+3HA20</b>	<b>4HA25+12HA20</b>				<b>4HA25+12HA20</b>
<b>50*50</b>	9,68	9.68	32.16	22.5	100	150	32.16
		<b>5HA16</b>	<b>16HA16</b>				<b>16HA16</b>
<b>45*45</b>	9,16	9.58	30,28	18.225	81	121.5	30,28
		<b>4HA16+1HA14</b>	<b>12HA20+4HA14</b>				<b>12HA20+4HA14</b>
<b>40*40</b>	8,08	19.24	26,52	14.4	64	96	26,52
		<b>4HA25+3HA20</b>	<b>4HA16+12HA14</b>				<b>4HA16+12HA14</b>
<b>35*35</b>	7,01	19.24	<b>24,64</b>	11.025	49	73.5	<b>24,64</b>
		<b>4HA25+3HA20</b>	<b>16HA14</b>				<b>16HA14</b>

**IV.2.6.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

**- État limite de compression du béton**

$$[\sigma_{bc}] = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$$\text{- Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28}) \right\}$$

$$\sigma_s = \xi = \text{Min} \{ 333,33 ; \text{Max} (250 ; 215,56) \}$$

Avec :  $\eta = 1,6$  pour les aciers H.A. :  $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$ .

**• Remarque**

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

**Tableau IV.6.** Vérifications des contraintes des poteaux.

<i>Section (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Sollicitation</i>	<i>N<sub>s</sub> (kN)</i>	<i>M<sub>s</sub> (kN)</i>	<i>σ<sub>s</sub> (MPa)</i>	<i>[σ<sub>s</sub>] (MPa)</i>	<i>σ<sub>bc</sub> (MPa)</i>	<i>[σ<sub>bc</sub>] (MPa)</i>	<i>Vérification</i>
<b>55*55</b>	N <sub>max</sub> ► M <sub>2corr</sub>	-1587.23	-3,5707	67,3	250	4,49	18	Vérifiée
	N <sub>max</sub> ► M <sub>3corr</sub>	-1587.23	0,7279	66,3	250	4,42	18	Vérifiée
	M <sub>2max</sub> ► N <sub>corr</sub>	-1354.48	-12,4274	60,5	250	4,07	18	Vérifiée
	M <sub>3max</sub> ► N <sub>corr</sub>	-581.82	-23,4534	32	250	2,2	18	Vérifiée
<b>50*50</b>	N <sub>max</sub> ► M <sub>2corr</sub>	-1370.53	-9,4105	78,6	250	5,28	18	Vérifiée
	N <sub>max</sub> ► M <sub>3corr</sub>	-1370.53	1,7926	74,8	250	4,99	18	Vérifiée
	M <sub>2max</sub> ► N <sub>corr</sub>	-1191.96	19,7622	74,2	250	5,03	18	Vérifiée
	M <sub>3max</sub> ► N <sub>corr</sub>	-691.79	39,7429	57,2	250	4	18	Vérifiée
<b>45*45</b>	N <sub>max</sub> ► M <sub>2corr</sub>	-1166.35	-7,7255	80,8	250	5,44	18	Vérifiée
	N <sub>max</sub> ► M <sub>3corr</sub>	-1166.35	1,8496	77	250	5,15	18	Vérifiée
	M <sub>2max</sub> ► N <sub>corr</sub>	-1014.48	16,888	76,9	250	5,24	18	Vérifiée
	M <sub>3max</sub> ► N <sub>corr</sub>	-581,4	-23,42	58,3	250	4,1	18	Vérifiée
<b>40*40</b>	N <sub>max</sub> ► M <sub>2corr</sub>	-966.13	-7,8777	85,4	250	5,78	18	Vérifiée
	N <sub>max</sub> ► M <sub>3corr</sub>	-966.13	2,4896	80,6	250	5,4	18	Vérifiée
	M <sub>2max</sub> ► N <sub>corr</sub>	-817.24	17,3364	81,8	250	5,64	18	Vérifiée
	M <sub>3max</sub> ► N <sub>corr</sub>	-469.09	33,1803	67,7	250	4,86	18	Vérifiée
<b>35*35</b>	N <sub>max</sub> ► M <sub>2corr</sub>	-768.93	6,8889	70	250	4,74	18	Vérifiée
	N <sub>max</sub> ► M <sub>3corr</sub>	-768.93	-68.13	68,5	250	4,63	18	Vérifiée
	M <sub>2max</sub> ► N <sub>corr</sub>	-647.72	15,1586	67,7	250	4,68	18	Vérifiée
	M <sub>3max</sub> ► N <sub>corr</sub>	-402.16	32,1874	63,2	250	4,56	18	Vérifiée

#### IV.2.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Avec :

- T<sub>u</sub> : L'effort tranchant maximum entre l'ELU et l'ELA.
- b : Largeur de la section du poteau
- d : Hauteur utile de la section du poteau (h-c).
- τ<sub>u</sub> : Contrainte de cisaillement.
- τ<sub>u</sub> : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

**Selon [BAEL99]**

-  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,13 * f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$  Fissuration peu nuisible.

-  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times\} * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$  Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**Selon [RPA99 v2003]**

$$\bar{\tau}_u = \rho d * f_{c28}$$

$\rho d = 0,075$  si l'élançement  $\lambda g \geq 5$

$\rho d = 0,040$  si l'élançement  $\lambda g < 5$

Avec :

-  $\lambda$  : L'élançement du poteau  $\lambda = \frac{L_f}{a}$

-  $L_f$  : Longueur de flambement.

-  $a$  : Coté du poteau dans le sens de calcul.

**Tableau IV.7.** Vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux Section (cm <sup>2</sup> )	Tu (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho d$	$\tau_u^{RPA}$ (MPa)	$\tau_u^{CBA}$ (MPa)	Obser
RDC (55*55)	283,645	0,18	5,19	0,075	2,25	3	OK
1 <sup>er</sup> (50*50)	283,645	0,18	4,28	0,040	1,2	3	OK
2 <sup>ème</sup> (45*45)	225,935	0,19	4,76	0,040	1,2	3	OK
3 <sup>ème</sup> (40*40)	170,576	0,23	5,36	0,075	2,25	3	OK
4 <sup>ème</sup> /5 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup> /7 <sup>ème</sup> (35*35)	112,189	0,28	6,12	0,075	2,25	3	OK

#### IV.2.8. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes Selon [BAEL99]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

• Selon [RPA99] 
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : élancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 500 \text{ MPa}$  (FeE50).

**Selon** [VICTORE DAVIDOVICI, " Formulaire du béton armé : volume 1".]

Les armatures transversales doivent entourer toutes les barres longitudinales de diamètre supérieure à 20 mm. Toutes fois, on ne peut pas prendre en compte, dans les calculs, les armatures comprimées qui ne sont pas ligaturées tous les 15 diamètre au plus, par des armatures transversales [BAEL 91/A.4.2,1]

Le diamètre des armatures transversales  $\emptyset$  est donné par le tableau suivant à partir de la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_{l \max}$$

$\emptyset_{l \max}$  étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales

**Tableau IV.8.** Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_{l \max}$	$\leq 20$	25	32	40
$\emptyset_t$	6	8	10	14

## Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistant

**Tableau IV.9.** Espacement des cadres des poteaux.

<i>Etage</i>	<i>Section (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Barres</i>	$\Phi_l$ (mm)	<i>S<sub>t</sub> (cm)</i>	
				<i>Zone nodale</i>	<i>Zone courante</i>
<b>RDC</b>	55*55	<b>4HA25+12HA20</b>	20	10	15
<b>1<sup>ème</sup></b>	50*50	<b>16HA16</b>	16	10	15
<b>2<sup>ème</sup></b>	45*45	<b>12HA16+4HA14</b>	14	10	10
<b>3<sup>ème</sup></b>	40*40	<b>4HA16+12HA14</b>	14	10	15
<b>4<sup>ème</sup>/5<sup>ème</sup>/6<sup>ème</sup> /7<sup>ème</sup></b>	35*35	<b>16HA14</b>	14	10	10

**Tableau IV.10.** Choix des armatures transversale pour les poteaux.

<i>Etage</i>	<i>Section (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>L<sub>f</sub> (m)</i>	$\lambda_g$	$\rho_a$	$Tu^{max}$	<i>Zone</i>	<i>S<sub>t</sub> (cm)</i>	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	<i>Choix</i>	$A_s^{Adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	55*55	2,856	5,19	2,5	283,64	N	10	2,58	<b>8HA8</b>	4,02
						C	15	3,87	<b>8HA8</b>	4,02
<b>1<sup>er</sup></b>	50*50	2,142	4,28	3,75	283,64	N	10	4,24	<b>8HA10</b>	6,28
						C	10	4,24	<b>8HA10</b>	6,28
<b>2<sup>ème</sup></b>	45*45	2,142	4,76	3,75	225,935	N	10	3,76	<b>8HA8</b>	4,02
						C	15	5,64	<b>8HA10</b>	6,28
<b>3<sup>ème</sup></b>	40*40	2,142	5,35	2,5	170,576	N	10	2,1	<b>8HA8</b>	4,02
						C	15	3,2	<b>8HA8</b>	4,02
<b>4<sup>ème</sup>/5<sup>ème</sup>/6<sup>ème</sup> /7<sup>ème</sup></b>	35*35	2,142	6,12	2,5	112,189	N	10	1,6	<b>8HA8</b>	4,02
						C	10	2,4	<b>8HA8</b>	4,02

**Remarque :** L'espacement en zone courante au 1<sup>er</sup> étage est le même que zone nodale, car le ferrailage en zone courante est grand ce qui aurait nécessité 12HA8, on la mise en place des 12HA8 est que si impossible

**IV.2.9. Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50 \times \varnothing l$  (zone III) [RPA99ver2003]

$\varnothing = 25\text{mm}$ .....  $L_r = 125\text{cm}$

$\varnothing = 20\text{mm}$ .....  $L_r = 100\text{cm}$

$\varnothing = 16\text{mm}$ .....  $L_r = 80\text{cm}$

$\varnothing = 14\text{mm}$ .....  $L_r = 70\text{cm}$

**IV.2.10. Ferrailage des poteaux du sous-sol**

Le calcul des poteaux du sous-sol se fait en compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{F_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$B_r$  : Section réduite du poteau :  $[B_r = (a - 2)(b - 2)] \text{ cm}^2$

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élançement.

$\lambda = L_f/i$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \times \frac{(50)^2}{\lambda} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$L_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration.  $i = \sqrt{I/B}$

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau ( $B = a \times b$ ).

$N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol. La

longueur de flambement  $L_f = 0,7 \times l_0$ .

**a- Calcul de l'effort normal pondère**

- **Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est donné par l'ETABS**

$$N_u \text{ (RDC)} = 2722,536 \text{ KN}$$

$$N_u \text{ (plancher RDC)} = 114,1 \text{ kN}$$

$$N_u \text{ totale} = 2836,63 \text{ kN}$$

**b- Calcul de ferrailage :**

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{55}{\sqrt{12}} = 15,65 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_f/i = 261,8/15,65 = 16,72 \dots\dots\dots \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{16,72}{35}\right)^2} = 0,58$$

$$B_r = (550-20) \times (550-20) = 2809 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 2836,63 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \left( \frac{2836,63 \times 10^3}{0,58} - \frac{2809 \times 10^2}{0,9} \times \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -31,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 0,9\% B.$$

$$A_s = A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 27,225 \text{ cm}^2.$$

Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol a donné une section inférieure celle exigée par le **RPA 99/ version 2003**, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux la même section d'armature que les poteaux du **RDC** :

$$4\text{HA}25 + 12\text{HA}20 = 57,32 \text{ cm}^2$$

IV.2.11. Schéma de ferrailage de poteaux

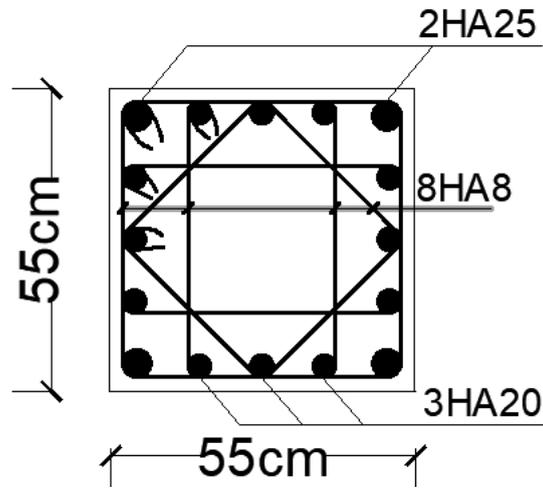


Figure IV.2. Schéma de ferrailage des poteaux de sous-sol, RDC.

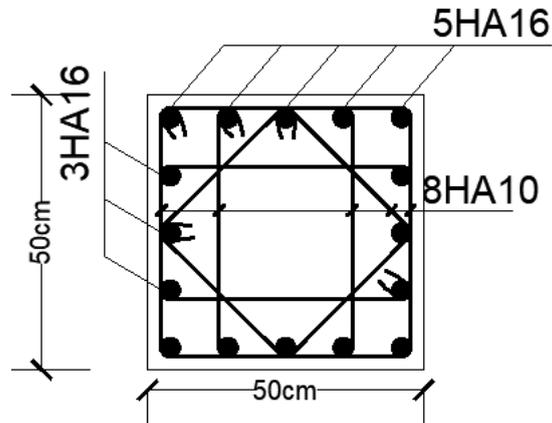


Figure IV.3. Schéma de ferrailage des poteaux de 1<sup>er</sup> étage.

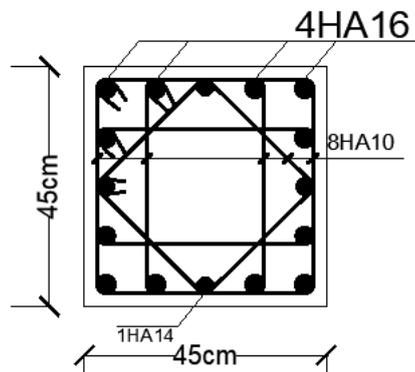


Figure IV.4. Schéma de ferrailage des poteaux de 2<sup>ème</sup> étage.

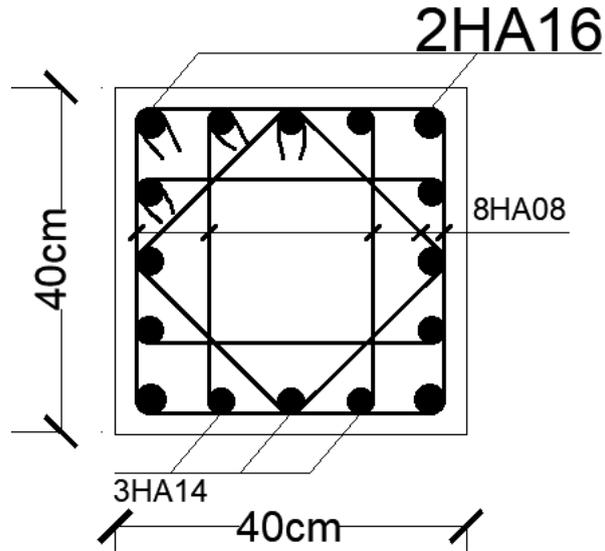


Figure IV.5. Schéma de ferrailage des poteaux de 3<sup>ème</sup> étage.

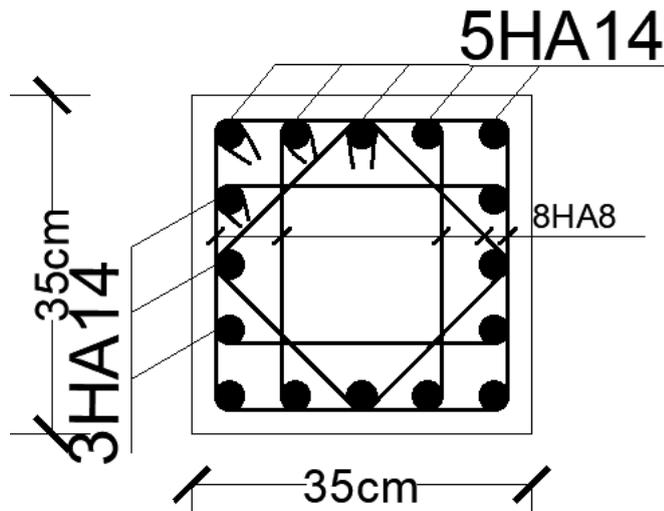


Figure IV.6. Schéma de ferrailage des poteaux de 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage.

## **IV.1. Ferrailage des poutres**

### **IV.1.1. Introduction**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux, Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'ELU et l'ELA, puis vérifié à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA99/version 2003.

### **IV.1.2. Les combinaisons d'actions :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : selon **C.B.A93**:

- E.L.U:  $1,35 G + 1,5 Q$
- E.L.S:  $G + Q$

- Combinaisons exigées par **l'RPA99ver2003** :

- $0,8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

### **IV.1.3. Recommandations des règlements BAEL91 et RPA99ver2003**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section [BAEL99].

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de [RPA99 v2003] : 4 %

en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  en zone III [RPA99 v2003].

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$  [RPA99 v2003].

- La quantité d'armatures transversales "  $A_t$  ", est donnée par :  $A_t = 0,003 \times St \times b$  [RPA99

V2003]. Avec :

$b$  : largeur de la poutre.

$St$  : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$St \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4} ; 12\emptyset \right] \text{ (zone nodale).}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ (zone courante).}$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$\emptyset$  : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

- Situation durable :
  - Béton :  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 17$  MPa.
  - Acier :  $\gamma_s = 1,15$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 435$  MPa.
- Situation accidentelle :
  - Béton :  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 17$  MPa.
  - Acier :  $\gamma_s = 1$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 500$  MPa.

#### **IV.1.4. Calcul du ferrailage**

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre porteuse de :  $30 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poutre non porteuse de :  $30 \times 40 \text{ cm}^2$

**IV.1.4.1 Poutre porteuse 30×45**

**Tableau IV.11.** Ferrailages des poutres porteuses situation durable.

<i>Etage</i>	<i>Section</i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )	<i>Position</i>	<i>M</i> <sup>max</sup> <i>ELU</i> ( <i>kN.m</i> )	<i>A<sub>s</sub></i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )	<i>A<sub>s</sub>'</i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )
<i>7<sup>ème</sup></i>	30*45	Travée	71,6284	4,05	0
		Appui	-76,4194	0	4,33
<i>6<sup>ème</sup>/RDC</i>	30*45	Travée	59,8713	3,4	0
		Appui	-84,7903	0	4,89

**Tableau IV.12.** Ferrailages des poutres porteuses situation accidentelle 0,8G±E.

<i>Etage</i>	<i>Section</i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )	<i>Position</i>	<i>M</i> <sup>max</sup> ( <i>kN.m</i> )	<i>A<sub>s</sub></i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )	<i>A<sub>s</sub>'</i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )
<i>7<sup>ème</sup></i>	30*45	Travée	43,4778	2,11	0
		Appui	-69,3161	0	3,39
<i>6<sup>ème</sup>/RDC</i>	30*45	Travée	79,7671	4,07	0
		Appui	-116,5736	0	6,05

**Tableau IV.13.** Ferrailages des poutres porteuses situation accidentelle G+Q±E.

<i>Etage</i>	<i>Section</i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )	<i>Position</i>	<i>M</i> <sup>max</sup> ( <i>kN.m</i> )	<i>A<sub>s</sub></i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )	<i>A<sub>s</sub>'</i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )
<i>7<sup>ème</sup></i>	30*45	Travée	57,8925	2,82	0
		Appui	-80,5651	0	3,96
<i>6<sup>ème</sup>/RDC</i>	30*45	Travée	81,0011	4,14	0
		Appui	-136,543	0	7,16

**IV.1.4.2 Poutre non porteuse**

**Tableau IV.14.** Ferrailages des poutres non porteuses situation durable.

<i>Etage</i>	<i>Section ( cm<sup>2</sup> )</i>	<i>Position</i>	<i>M<sup>max</sup> ELU ( kN.m )</i>	<i>A<sub>s</sub> ( cm<sup>2</sup> )</i>	<i>A<sub>s</sub>' ( cm<sup>2</sup> )</i>
<i>7<sup>ème</sup></i>	30*40	Travée	25,8508	1,42	0
		Appui	-24,2655	0	1,33
<i>6<sup>ème</sup> / RDC</i>	30*40	Travée	37,3419	2,09	0
		Appui	-40,1483	0	2,21

**Tableau IV.15.** Ferrailages des poutres non porteuses situation accidentelle 0.8G±E.

<i>Etage</i>	<i>Section ( cm<sup>2</sup> )</i>	<i>Position</i>	<i>M<sup>max</sup> ( kN.m )</i>	<i>A<sub>s</sub> ( cm<sup>2</sup> )</i>	<i>A<sub>s</sub>' ( cm<sup>2</sup> )</i>
<i>7<sup>ème</sup></i>	30*40	Travée	36,3314	2	0
		Appui	-46,5862	0	2,58
<i>6<sup>ème</sup> / RDC</i>	30*40	Travée	95,0766	5,4	0
		Appui	-120,913	0	6,97

**Tableau IV.16.** Ferrailages des poutres non porteuses situation accidentelle G+Q±E.

<i>Etage</i>	<i>Section ( cm<sup>2</sup> )</i>	<i>Position</i>	<i>M<sup>max</sup> ( kN.m )</i>	<i>A<sub>s</sub> ( cm<sup>2</sup> )</i>	<i>A<sub>s</sub>' ( cm<sup>2</sup> )</i>
<i>7<sup>ème</sup></i>	30*40	Travée	37,3939	2,06	0
		Appui	-51,0597	0	2,83
<i>6<sup>ème</sup> / RDC</i>	30*40	Travée	94,6037	5,37	0
		Appui	-128,831	0	7,46

• **Choix d'armature**

**Tableau IV.17.** Choix des armatures pour les poutres porteuses (30\*45).

<i>Etage Section (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Position</i>	<i>A<sub>s</sub><sup>cal</sup> cm<sup>2</sup></i>	<i>A'<sub>s</sub><sup>cal</sup> cm<sup>2</sup></i>	<i>Choix D'armatures Inferieure</i>	<i>Choix D'armatures Supérieures</i>	<i>A<sub>s</sub><sup>Adopté</sup> cm<sup>2</sup></i>	<i>A'<sub>s</sub><sup>Adopté</sup> cm<sup>2</sup></i>	<i>A<sub>s</sub><sup>min</sup> (RPA) cm<sup>2</sup></i>	<i>A<sub>s</sub><sup>max</sup> (ZC) cm<sup>2</sup></i>	<i>A<sub>s</sub><sup>max</sup> (ZN) cm<sup>2</sup></i>
<i>7<sup>ème</sup> (30*45)</i>	Travée	4,05	0	<b>5HA12</b>	<b>3HA12</b>	5,65	3,39	6,75	54	81
	Appui	0	4,33	<b>3HA12</b>	<b>4HA12</b>	3,39	4,52			
<i>6<sup>ème</sup>/RDC (30*45)</i>	Travée	4,14	0	<b>5HA12</b>	<b>3HA14</b>	5,65	4,62	6,75	54	81
	Appui	0	7,16	<b>3HA12</b>	<b>3HA14+3HA12</b>	3,39	8,01			

**Tableau IV.18.** Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30\*40).

<i>Etage Section (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Position</i>	<i>A<sub>s</sub><sup>cal</sup> cm<sup>2</sup></i>	<i>A'<sub>s</sub><sup>cal</sup> cm<sup>2</sup></i>	<i>Choix D'armatures Inferieure</i>	<i>Choix D'armatures Supérieures</i>	<i>A<sub>s</sub><sup>Adopté</sup> cm<sup>2</sup></i>	<i>A'<sub>s</sub><sup>Adopté</sup> cm<sup>2</sup></i>	<i>A<sub>s</sub><sup>min</sup> (RPA) cm<sup>2</sup></i>	<i>A<sub>s</sub><sup>max</sup> (ZC) cm<sup>2</sup></i>	<i>A<sub>s</sub><sup>max</sup> (ZN) cm<sup>2</sup></i>
<i>7<sup>ème</sup> (30*40)</i>	Travée	2,06	0	<b>3HA12</b>	<b>3HA12</b>	3,39	3,39	6	48	72
	Appui	0	2,83	<b>3HA12</b>	<b>3HA12</b>	3,39	3,39			
<i>6<sup>ème</sup>/RDC (30*40)</i>	Travée	5,4	0	<b>5HA12</b>	<b>3HA14</b>	5,65	4,62	6	48	72
	Appui	0	7,46	<b>3HA12</b>	<b>3HA14+3HA12</b>	3,39	8,01			

**IV.1.5. Vérifications**

**IV.3.5.1. Condition de non-fragilité**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

**Tableau IV.19.** Vérification de condition de non fragilité.

<i>Type</i>	<i>Section</i>	<i>A<sub>s</sub><sup>min</sup> choisis</i>	<i>A<sub>s</sub><sup>min</sup></i>	<i>observation</i>
<i>Poutre porteuse</i>	<b>30*45</b>	3,39	1,34	vérifiée
<i>Poutre non porteuse</i>	<b>30*40</b>	3,39	1,19	vérifiée

**IV.1.6. Vérification des contraintes à l'ELS**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton** :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$
- **Acier** : Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable. On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

- **Remarque** : La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

**IV.3.6.1. Poutre porteuse**

**Tableau IV.20.** Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

<i>Etage</i>	<i>Position</i>	<i>M<sub>ser</sub></i> (KN.m)	<i>σ<sub>bc</sub></i> (MPa)	<i>σ̄<sub>bc</sub></i> (MPa)	<i>σ<sub>s</sub></i> (MPa)	<i>σ̄<sub>s</sub></i> (MPa)	<i>observation</i>
<b>7<sup>ème</sup></b> <b>(30*45)</b>	Travée	52.3742	6,36	18	243	250	vérifiée
	Appui	-55,9174	7,35	18	321,1	250	non vérifiée
<b>6<sup>ème</sup>/RDC</b> <b>(30*45)</b>	Travée	43,4309	5,05	18	200,4	250	vérifiée
	Appui	-61,4958	6,63	18	203,8	250	vérifiée

**Remarque** : L'ELS n'est pas vérifiée dans les aciers alors on peut augmenter la section d'armatures et/ou la section du béton pour une légère augmentation des diamètres des armatures pour des raisons de réalisation.

## Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistant

On augmente la section des armatures de la poutre porteuse

**Tableau IV.21.** Corrections des sections d'acier dans les poutres porteuses du 7<sup>ème</sup> étage à l'ELS.

<i>Etage</i>	<i>Position</i>	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>observation</i>
<b>7<sup>ème</sup> (30*45)</b>	Travée	5HA12=5,65	3HA12= 3,39	6,36	18	243	250	vérifiée
	Appui	3HA12 =3,39	6HA12 =6,78	6,37	18	217,4	250	vérifiée
<b>6<sup>ème</sup>/RDC (30*55)</b>	Travée	5HA12 = 6,36	3HA14 =4,62	5,05	18	200,4	250	vérifiée
	Appui	3HA12 = 7,7	3HA14+3HA12 =8,01	6,63	18	203,8	250	vérifiée

### IV.3.6.2. Poutre non porteuse

**Tableau IV.22.** Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

<i>Etage</i>	<i>Position</i>	$M_{ser}$ (KN,m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>observation</i>
<b>7<sup>ème</sup> (30*40)</b>	Travée	18,9	3,37	18	163,6	250	vérifiée
	Appui	-17,72	2,59	18	134,4	250	vérifiée
<b>6<sup>ème</sup>/RDC (30*40)</b>	Travée	26,96	3,83	18	142,1	250	vérifiée
	Appui	-29,13	3,85	18	110,3	250	vérifiée

• **Choix finals des armatures**

**Tableau IV.23.** Choix finals des armatures des poutres.

<i>Poutres section (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Etage</i>	<i>Position</i>	<i>Armature Inferieure</i>	<i>Armature Supérieure</i>	<i>A<sub>s</sub><sup>Total</sup> (cm<sup>2</sup>)</i>
<i>Poutre porteuse (30*45)</i>	<i>7<sup>ème</sup></i>	Travée	<b>5HA12</b>	<b>3HA12</b>	<b>9.04</b>
		Appui	<b>3HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>10.17</b>
	<i>6<sup>ème</sup>/RDC</i>	Travée	<b>5HA12</b>	<b>3HA14</b>	<b>10.27</b>
		Appui	<b>3HA12</b>	<b>3HA14+3HA12</b>	<b>11.4</b>
<i>Poutre non porteuse (30*45)</i>	<i>7<sup>ème</sup></i>	Travée	<b>3HA12</b>	<b>3HA12</b>	<b>6.78</b>
		Appui	<b>3HA12</b>	<b>3HA12</b>	<b>6.78</b>
	<i>6<sup>ème</sup>/RDC</i>	Travée	<b>5HA12</b>	<b>3HA14</b>	<b>10.27</b>
		Appui	<b>3HA12</b>	<b>3HA14+3HA12</b>	<b>11.4</b>

**IV.1.7. Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 3MPa$  Selon [RPA99].

Avec :

- T<sub>u</sub>: L'effort tranchant maximum entre l'ELU et l'ELA.

- b : Largeur de la section de la poutre.

- d : Hauteur utile de la poutre.

**IV.3.7.1. Poutre porteuse**

**Tableau IV.24.** Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse (30\*45).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>T (KN)</i>	<i>τ (Mpa)</i>	<i>τ̄ (MPa)</i>	<i>Observation</i>
<i>7<sup>ème</sup></i>	<b>30*45</b>	89,8718	0,73	3	vérifiée
<i>6<sup>ème</sup>/RDC</i>		85,0092	0,7	3	vérifiée

**IV.3.7.2. Poutre non porteuse**

**Tableau IV.25.** Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses.

<i>Etage</i>	<i>Section (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>T (KN)</i>	<i>τ (Mpa)</i>	<i>τ̄ (MPa)</i>	<i>Observation</i>
<i>7<sup>ème</sup></i>	<b>30*40</b>	25.3	0,23	3	vérifiée
<i>6<sup>ème</sup>/RDC</i>	<b>30*40</b>	47.17	0,44	3	vérifiée

**IV.1.8. Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (fe = 500MPa).

Selon [BAEL99]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon [RPA99]

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,83\text{cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

**Tableau IV.26.** Choix des armatures transversales pour les poutres.

Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	T (cm <sup>2</sup> )	$\tau$ (Mpa)	BAEL	RPA99/2003		S <sub>t</sub> Adop (cm)		A calculét (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
				S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	ZN	ZC		
<i>Poutre porteuse</i>	<b>30*45</b>	89,8718	0,73	36,45	11,25	22,5	10	20	1,65	<b>4HA8</b> <b>2</b>
<i>Poutre non porteuse</i>	<b>30*40</b>	47,17	0,44	32,4	10	20	10	20	1,65	<b>4HA8</b> <b>2</b>

**IV.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_t$  en zone III.

$\phi_t = 14\text{mm}$  .....  $L_r = 70\text{cm}$

$\phi_t = 12\text{mm}$  .....  $L_r = 60\text{cm}$

**IV.3.10. Arrêt des barres**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :

$$h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :  $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$ .

**IV.3.11. Vérification de la flèche**

On doit vérifier que :  $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj}I_b}$$

Avec :

$L$  : La portée de la poutre.

$h$  : La hauteur de la section de la poutre.

$f_{\max}$  : La flèche maximale de la poutre.

$q$  : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ( $q=G+Q$ ).

$G$  : Charge permanente reprise par la poutre.

$Q$  : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

$I_b$  : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion  $\left( I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$

$E_{vj}$  : Module d'élasticité déformé du béton armé ( $E_{vj}=11496,76MPa$ ).

• **Remarque**

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

**Tableau IV.27. Vérification de la flèche.**

<b>Poutres section (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Etage</b>	<b><math>\Delta f</math> (emm)</b>	<b><math>f_{adm}</math> (mm)</b>	<b>Observation</b>
<b>Poutre porteuse (30*45)</b>	<b>7<sup>ème</sup></b>	3,228	10	vérifiée
	<b>6<sup>ème</sup>/RDC</b>	2,09	10	vérifiée
<b>Poutre non porteuse (30*40)</b>	<b>7<sup>ème</sup></b>	1,105	9	vérifiée
	<b>6<sup>ème</sup>/ RDC</b>	1,538	9	vérifiée

## Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistants

POUTRE PORTEUSE - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses **Saisie** Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : POUTRE PORTEUSE

Nom du POUTRE PORTEUSE

Condition liaison :  Poutre isostatique  Console

Type section :  Ié  Rectangle

Matériaux : Contrainte béton :  $f_{ci}$  30 MPa

Efforts : Moments fléchissants

dû aux charges permanentes av. mise en place cloisons	Mj	46,23	kN*m
dû aux charges permanentes totales :	Mg	46,23	kN*m
dû aux charges permanentes et charges d'exploitation :	Mp	52,37	kN*m

Sections d'armatures

armatures tendues :	5,65	cm <sup>2</sup>
armatures comprimées :	3,39	cm <sup>2</sup>

Géométrie

Portée : l 5 m

Largeur : b 0,3 m

Hauteur : h 0,45 m

cdg armatures tend. : c 0,03 m

cdg armatures comp. : d' 0,03 m

Pour l'aide, appuyez sur F1

POUTRE PORTEUSE - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin **Résultats** Aperçu

Résultats : Flèches

	calculée	limite
flèche totale : $\Delta f_s$	3,228 mm	10 mm
flèche due aux charges permanentes : $f_{gv}$	5,441 mm	
flèche due aux charges totales : $f_{gq}$	6,161 mm	

Pour l'aide, appuyez sur F1

Figure IV.7. Vérification de la flèche (Socotec)

**IV.3.12. Vérification des poutres sous contraintes thermiques**

Le règlement **CBA93** [3] exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Il convient de fixer les valeurs des variations de température réellement subies par la structure compte tenu de l'inertie thermique des pièces et de leur isolation éventuelle. Les dilatations linéaires peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à  $10^{-5}$ .

Selon le **C.B.A.93**, les variations uniformes de température sont les suivantes :

En Algérie du Nord (climat tempéré) : [35° C, 15° C].

Pour le proche et le moyen Sud : [45° C, 20° C].

Pour l'extrême Sud : [+ 50° C, 30° C].

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots\dots\dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots\dots\dots (5)$$

Avec :

$\Delta L$  : Variation de la longueur de l'élément.

$\Delta T$  : Variation de la température ( $\Delta T = 20^\circ\text{C}$ ).

$\alpha$  : Coefficient de dilatation thermique ( $\alpha = 10^{-5}$ )

$l_0$  : Longueur de la poutre.

$\sigma$  : Contrainte thermique.

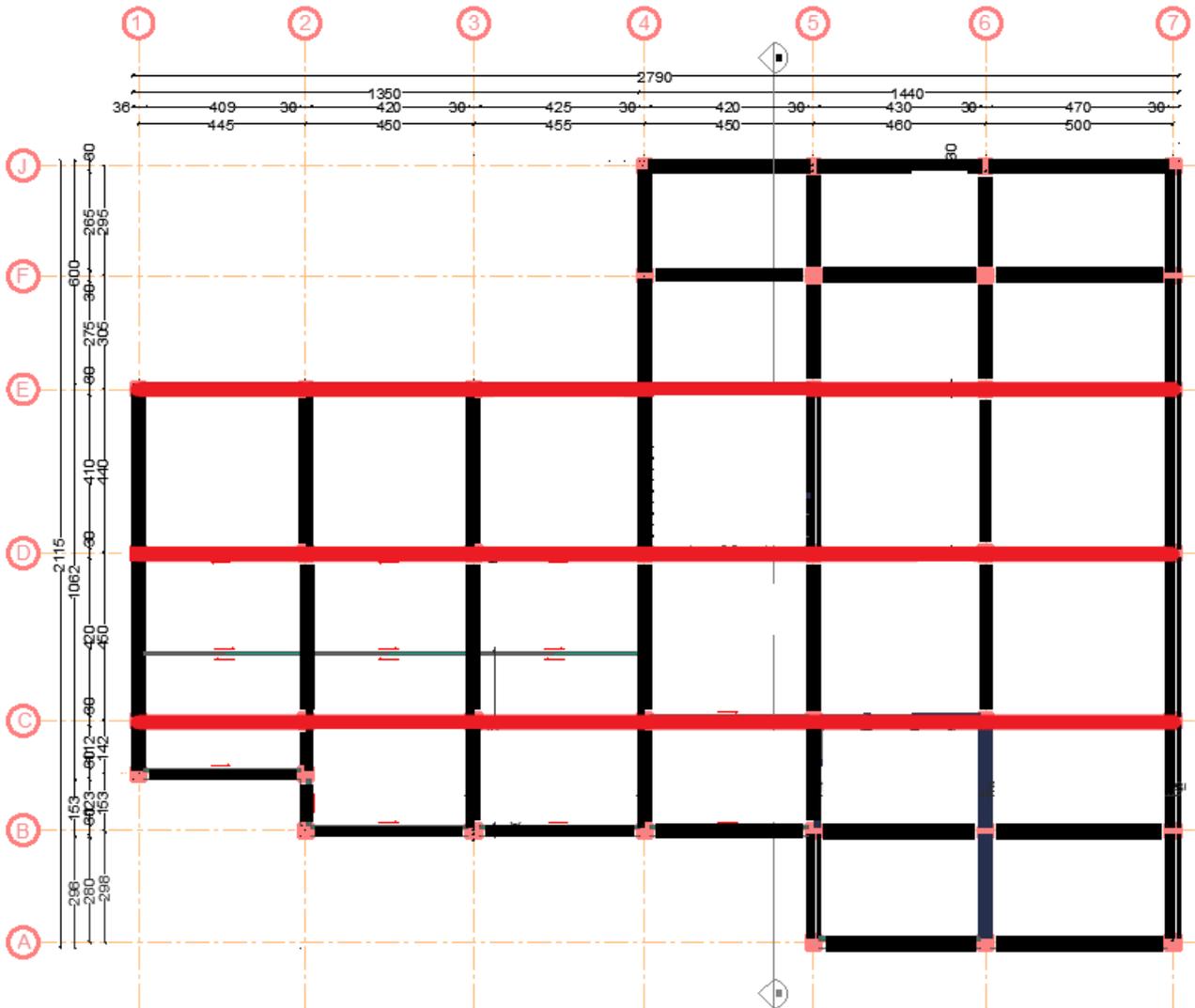
E : Module de Young (E = 11496,76 MPa).

Donc :  $\sigma = 11496,76 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 2,3 \text{ MPa}$

- La fissuration est considérée préjudiciable (uniquement pour les poutres de rive).

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \sigma < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{array} \right.$$



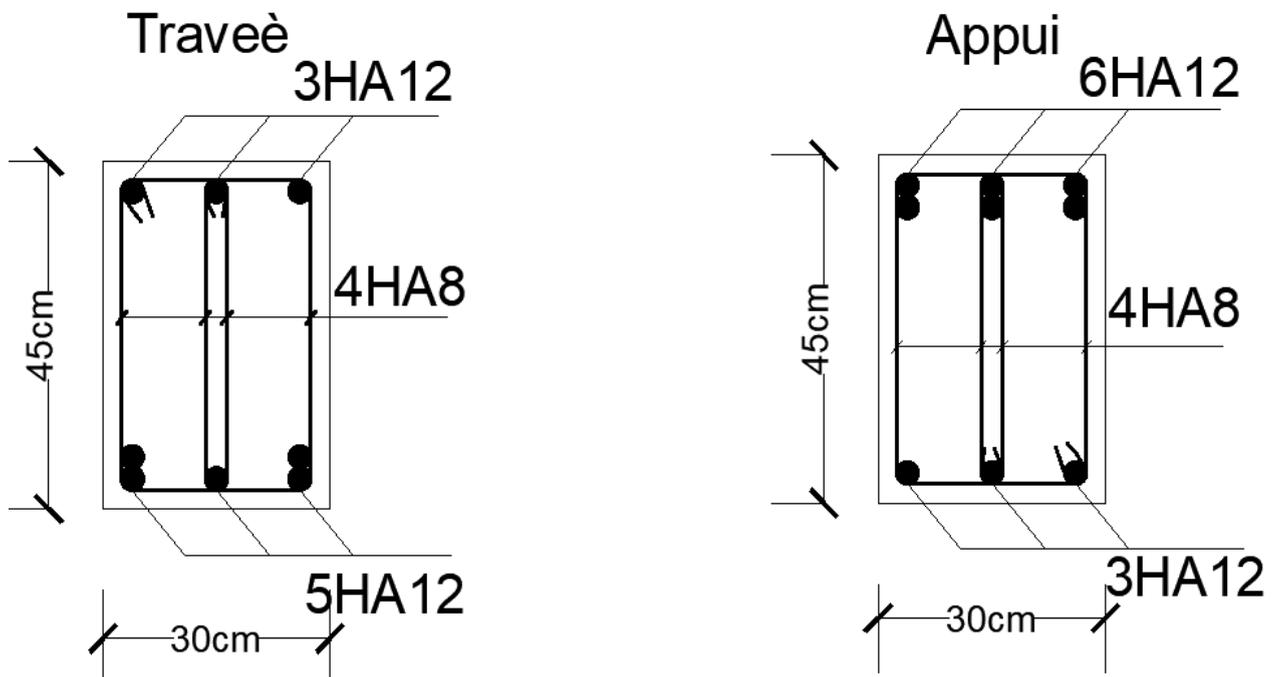
**Figure IV.8.** Vue en plan poutres terrasses.

La vérification de la contrainte thermique a été faite pour les poutres de la terrasse dépassant les 25m (voir en rouge sur la figure ci-avant)

**Tableau IV.28.** Vérification thermique.

<i>Poutres</i>	<i>Etage</i> <i>Section</i> <i>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Position</i>	<i>M<sub>ser</sub></i> <i>(kN.m)</i>	<i>σ<sub>bc</sub></i> <i>(MPa)</i>	<i>σ</i> <i>(MPa)</i>	<i>σ<sub>bc+σ</sub></i> <i>(MPa)</i>	<i>[σ<sub>bc</sub>]</i> <i>(MPa)</i>	<i>σ<sub>s</sub></i> <i>(MPa)</i>	<i>[σ<sub>s</sub>]</i> <i>(MPa)</i>	<i>Verif.</i>
<i>Poutre</i> <i>porteuse</i> <i>(30*45)</i>	<i>7<sup>ème</sup></i>	Appui	-55,92	6,37	2,3	9,65	18	217,4	250	OK
		Travée	52,37	6,35	2,3	8,66	18	243	250	OK

#### IV.3.13. Dessin de Ferrailage des Poutres



**Figure IV.9.** Schéma de ferrailages des poutres porteuses du 7<sup>ème</sup> étage.

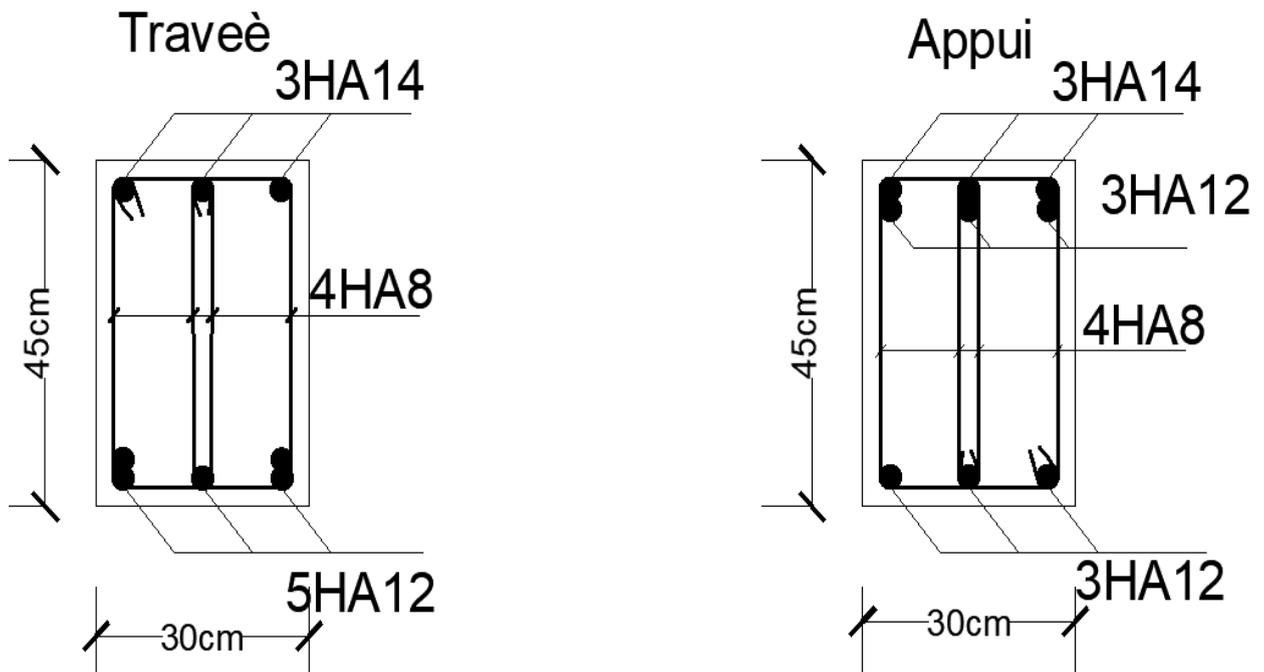


Figure IV.10. Schéma de ferrailage des poutres porteuses du RDC/6<sup>ème</sup>.

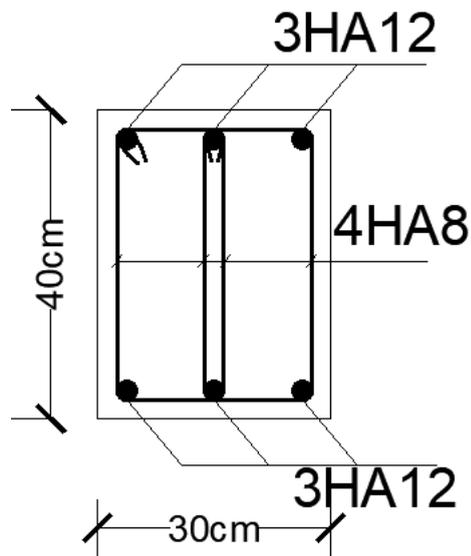


Figure IV.11. Schéma de ferrailage des poutres non porteuses du 7<sup>ème</sup> (Appui et Travee).

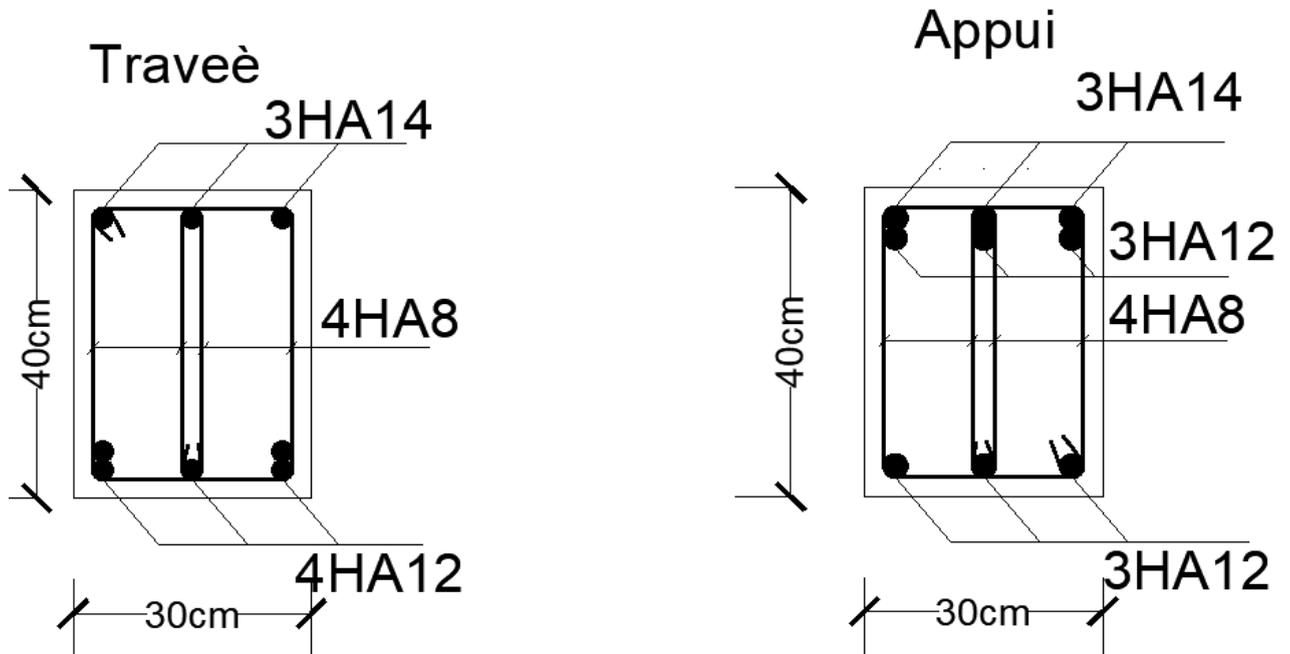


Figure IV.12. Schéma de ferrailages des poutres non porteuses du 6<sup>ème</sup>/RDC.

#### **IV.4. Ferrailage des voiles**

##### **IV.4.1. Introduction**

Les voiles sont des écrans rigides ayant deux dimensions en plan (longueur, largeur) plus importantes que la troisième dimension (épaisseur).

Les voiles sont chargés dans leur plan et ont pour principales fonctions :

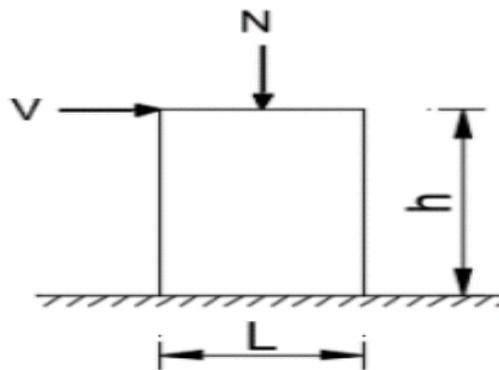
- De reprendre une partie des charges verticales revenant des planchers.
- De participer au contreventement de la structure.
- Protection contre les incendies (cages d'escaliers et ascenseurs).
- Isolation acoustique.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête. Le ferrailage des voiles est constitué :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
- D'armatures horizontales, parallèles au plan du mur, uniformément réparties
- D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les extrémités des voiles sont soumises à d'importants efforts de traction et de compression, ce couple est repris par les armatures disposées dans ces zones. Des armatures horizontales et verticales distribuées au long de l'âme du voile auront pour rôle de reprendre l'effort tranchant. Les cadres et épingles permettent d'assurer le confinement des armatures verticales.



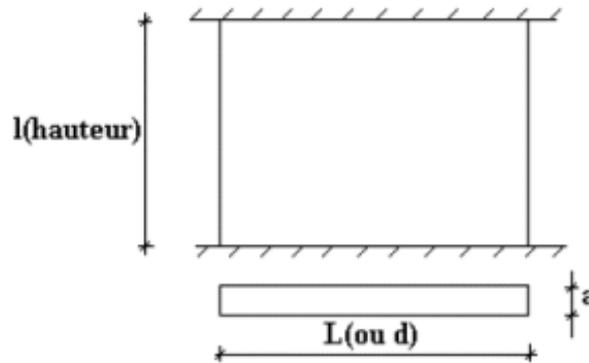
**Figure IV.13.** Éléments soumis à la flexion composée.

**IV.4.2.1. Longueur de flambement (murs non raidis latéralement)**

Soit :

$l$  : la hauteur libre du mur.

$l_f$  : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



**Figure IV.14.** Dimension en élévation d'un mur.

- Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  est déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport ( $l_f / l$ ) sont données par le tableau suivant :

**Tableau IV.29.** Valeur de coefficient K.

<i>Liaison du mur</i>		<i>Mur armé verticalement</i>	<i>Mur non armé verticalement</i>
		<i>Valeurs de k</i>	
<i>Mur encastré en tête et en pied</i>	<i>Il existe un plancher de part et d'autre</i>	0,8	0,85
	<i>Il existe un plancher d'un seul côté</i>	0,85	0,9
<i>Mur articulé en tête et en pied</i>		1	1

L'élançement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**IV.4.2.2. Efforts de compression en ELU**

Soient :

- $l_f$  : longueur de flambement (§. V.4.2.2.2).
- $a$  : Épaisseur du voile.
- $d$  : Longueur du voile.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$f_e$  : Limite élastique de l'acier.

- $\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ ).
- $\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ ).

**NB :** Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

**Tableau IV.30.** Calcul de  $\sigma_b$  et  $\sigma_{bna}$ .

	<b>Notation</b>	<b>Unités</b>	<b>Voiles armés verticalement <math>t</math></b>	<b>Voile non armé verticalement</b>
<b>Elancement</b>	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math> Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u \text{ lim}}$	$kN$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	$kPa$	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

**Remarque :** Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé  $\sigma_{ba}$ , on devra Augmenter les dimensions du voile.

### **IV.4.2.3. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux (méthode simplifiée basée sur les contraintes)**

#### **IV.4.2.3.1 Introduction**

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements B.A.E.L [2] et RPA [1].

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un ferrailage adéquat.

#### **IV.4.2.3.2 Aciers verticaux**

##### **- Zone comprimée :**

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression.

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$A_s = \text{Max} (\text{Min} \ll \text{[BAEL91]} \gg ; \text{Min} \ll \text{[RPA99]} \gg)$ .

##### **- Zone tendue :**

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction.

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_t}{e \times l_m}$$

Avec :

$F_t$  : Force de traction.

$e$  : Épaisseur du voile.

$l_m$  : Longueur de la section considérée (maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :

$$\frac{A_s}{s} = \frac{\sigma_m}{f_e} \Delta_s = A_v$$

Avec :  $\Delta_s = e * l_m$

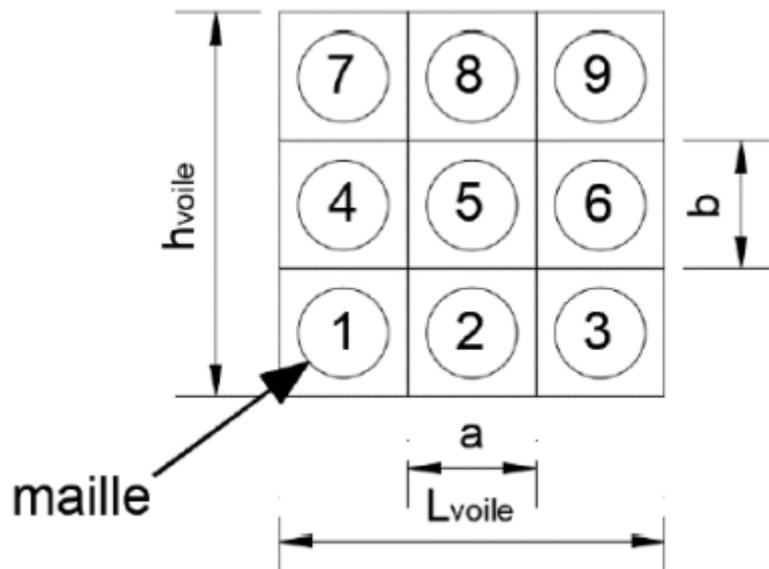
Quantité d'acier répartie sur les deux faces d'une surface S du voile.

Dans le modèle numérique, les voiles sont modélisés comme élément « Shell » à 4 nœuds, afin d'obtenir des résultats plus fiables, on procède à un maillage en petits éléments « Shell » aux dimensions « a » et « b » de façon à ce que le rapport « a/b » soit proche de l'unité.

$\frac{A_s}{S}$  : Quantité d'acier répartie sur les deux faces d'une surface S du voile.

Dans le modèle numérique, les voiles sont modélisés comme élément « Shell » à 4 nœuds, afin d'obtenir des résultats plus fiables, on procède à un maillage en petits éléments « Shell » aux dimensions « a » et « b » de façon à ce que le rapport « a/b » soit proche de l'unité.

Les valeurs des contraintes moyennes  $\sigma_m$  sont lues au milieu des mailles.



**Figure IV.15.** Maillage d'un voile.

#### IV.4.2.3.3 Aciers horizontaux

$$A_{hl} = \frac{\bar{\tau}_u \times b_0 \times S_t}{0.8(0.8 \times f_e)} = \frac{1.4 \times \tau_u \times a \times S_t}{0.8 \times f_e} \quad 1.25$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v$$

$\tau$  : Est donnée par l'interface graphique du ETABS

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$ .

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)  $A_h \geq \text{Max} (A_{h1} ; A_{h2})$ .

#### IV.4.2.4. Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles

##### a. Armatures verticales (Article 7.7.4.1)

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendu
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



Figure IV.16. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

##### b. Armatures horizontales (Article 7.7.4.2)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**c. Règles communes (Article 7.7.4.3)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5a \Leftrightarrow S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

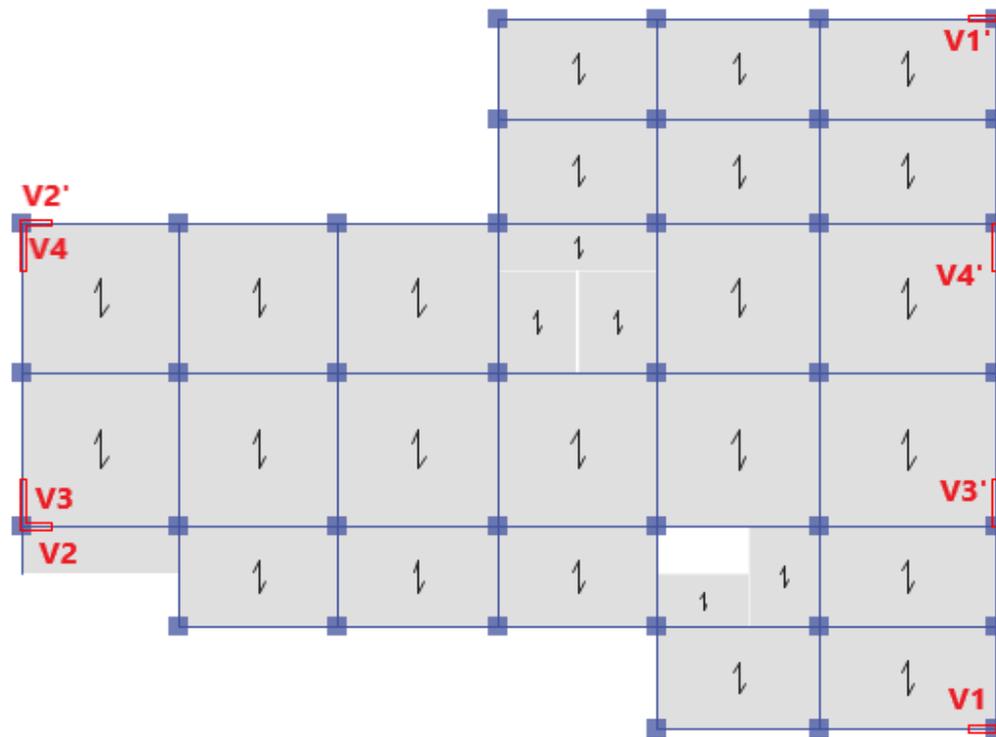
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible;
  - 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_c}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**IV.4.2.5. Présentation des résultats**



**Figure IV.17.** Repérage des voiles.

Tableau qui présente les caractéristiques des voiles :

**Tableau IV.31.** Caractéristiques des voiles.

Type de voile	Epaisseur (cm)	Longueur (m)	Nombre des mailles	Li (m)
V1 et V1'	20	1	2	0,5
V2 et V2'	20	1,5	2	0,75
V3 et V3'	20	2	2	1
V4 et V4'	20	2	2	1

**IV.4.2.5.1. Exemple de calcul (V4)**

Les deux voiles V3 et V4 ont les mêmes dimensions et se situe sur la même file de portique. D'après les résultats donnés par logiciel ETABS, on a trouvé que le voile V4 a des contraintes plus importantes, donc on ferraille ce dernier.

Soit :

Le voile de longueur :  $L = 2\text{m}$

$a = 0,2\text{ m}$  (épaisseur)

$h_e = 3,06\text{ m}$  (hauteur d'étage courant).

Le voile est découpé en 2 mailles horizontales de même longueur  $L_i = 1\text{ m}$  et de section

$S_i = L_i * a$ .

- **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,06 d'où la hauteur libre est égale à :

$h_e = 3,06 - 0,4 = 2,66\text{ m}$  (0,4 m : hauteur de la poutre).

$h_{RDC} = 4,08 - 0,4 = 3,68\text{ m}$  (0,4 m : hauteur de la poutre).

**Tableau IV.32.** Calcul de  $\sigma_b$  et  $\sigma_{bna}$  pour le voile V4.

	<i>Béton armé</i>	<i>Béton non armé</i>
<i>Longueur de flambement <math>l_f</math> (m)</i>	$0,8 * 2,66 = 2,13$	$0,85 * 2,66 = 2,26$
<i>Élancement</i>	$\lambda = \frac{2,13 * \sqrt{12}}{0,2} = 36,89$	$\lambda = \frac{2,26 * \sqrt{12}}{0,2} = 39,14$
<i>Coefficient <math>\alpha</math></i>	0,68	0,5
<i>Section réduite <math>B_r</math> (par ml)</i> <i><math>B_r = d * (a - 0,02)</math></i> <i>Avec <math>d = 1\text{m}</math></i>	$1 * (0,2 - 0,02)$ $= 0,18$	$1 * (0,2 - 0,02)$ $= 0,18$
<i>Contraintes limites</i> $\sigma_{ba} = \frac{Nu_{lim}}{a * d}$ (étage courant)	18,64	13,04
$\sigma_{ba} = \frac{Nu_{lim}}{a * d}$ (RDC)	16,45	10,59

## Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistant

**Tableau IV.33.** Calcule des armatures verticales pour le voile V4 (RDC).

<i>Maille</i>	<i>1</i>	<i>2</i>
<i>Li (m)</i>	1	1
<i>Dimension : Sj = Li * a. (m<sup>2</sup>)</i>	0.2	0.2
<i>Contrainte moyenne par maille σj (MPa)</i>	1.03	2.12
<i>Force de traction</i>	0.206	0.424
<i>Section d'acier (cm<sup>2</sup>) As = Ft / σs (Situation accidentelle γs= 1)</i>	4.12	8.48
<i>Aciers minimaux (cm<sup>2</sup>) :</i> <i>1. Selon BAEL : 0,1% Sbéton</i> <i>2. Selon RPA99 : 0,20 % Sbéton</i>	2 4	2 4
<i>Acier total (sur 2 faces en cm<sup>2</sup>)</i>	<b>2*4HA10 = 6.28</b>	<b>2*4HA12 = 9.04</b>
<i>Si : esp-potlet (cm)</i>	12	12
<i>Si : esp-âme (cm)</i>	24	24
<i>Si ≤ (1,5a ; 30cm)</i>	30	30

### IV.4.2.5.2. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \qquad \bar{V} = 1,4 \times V_{cal} \qquad V_{cal} = S_{12} \times a \times L_i$$

$$V_{u\,cal} = S_{12} * a * L_i = 1.03 * 200 * 700 = 206 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 288.4 \text{ kN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \frac{288.4}{500} = 6.3 \text{ cm}^2.$$

### IV.4.2.5.3. Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \times a \times S_t}{0.8(0.8 \times f_e)} \qquad \bar{\tau}_u = 1.4 \times \tau_u = 1.4 S_{12} \qquad S_{t\,min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \qquad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.4 \times \tau_u = 1.4 S_{12} = 1.4 * 1.03 = 1.442 \text{ MPa.}$$

$$A_{h1} = \frac{1.442 \cdot 200 \cdot 300}{0.8 \cdot 0.8 \cdot 500} = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (6.28) = 4.2 \text{ cm}^2$$

D'après [RPA99 v 2003] :

$$A_{h \text{ min}} = 0,15\% B = 0,0015 \cdot 20 \cdot 70 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \text{Max} (A_{h1} ; A_{h2} ; A_{h \text{ min}}) = 4.2 \text{ cm}^2$$

On prend 2\*8HA10 = 6.32 cm<sup>2</sup> ; esp = 8.5 cm

#### IV.4.2.5.4. Résultats du ferrailage pour le reste des voiles du Bâtiment

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants

La combinaison d'action la plus défavorable est 0.8G ± E

- Voiles V3 et V3' ; V4 et V4'

**Tableau IV.34.** Calcul des armatures verticales pour les voiles V3 et V3' ; V4 et V4'.

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m <sup>2</sup> )	σ(MPa)	Ft (MN)	AS (cm <sup>2</sup> )	Choix	AV adop (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
RDC	1	1	0,2	1,03	0,206	4,12	2*4HA10	6,28	12 24
	2	1	0,2	2,12	0,424	8,48	2*4HA12	9,04	12 24
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	1	1	0,2	0,74	0,148	2,96	2*4HA10	6,28	11 22
	2	1	0,2	1,1	0,22	4,4	2*4HA10	6,28	11 22

- Voiles V2 et V2'.

La combinaison d'action la plus défavorable est 0.8G ± E

**Tableau IV.35.** Calcul des armatures verticales pour les voiles V2 et V2'.

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m <sup>2</sup> )	σ(MPa)	Ft (MN)	AS (cm <sup>2</sup> )	Choix	AV adop (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
RDC	1	0,75	0,15	1,23	0,18	3,6	2*4HA10	6,28	8 16
	2	0,75	0,15	2,58	0,39	7,8	2*5HA10	7,85	7.5 14
1 <sup>er</sup> /2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	1	0,75	0,15	0,52	0,08	1,6	2*4HA10	6,28	8 16
	2	0,75	0,15	1,9	0,285	5,7	2*4HA10	6,28	8 16

## Chapitre IV. Ferrailage des éléments résistant

- Voiles V1 et V1'.

La combinaison d'action la plus défavorable est  $0.8G \pm E$

**Tableau IV.35.** Calcul des armatures verticales pour les voiles V1 et V1'.

<i>Hauteur (m)</i>	<i>Mailles</i>	<i>Li (m)</i>	<i>Si (m<sup>2</sup>)</i>	<i>σ(MPa)</i>	<i>Ft (MN)</i>	<i>AS (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Choix</i>	<i>A<sub>v</sub> adop (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>St (cm)</i>
<b>RDC</b>	1	0,5	0,1	1,4	0,14	2,8	<b>2*4HA10</b>	6,28	8 16
	2	0,5	0,1	2,76	0,3	5,92	<b>2*4HA10</b>	6,28	8 16
<b>1<sup>er</sup>/2<sup>ème</sup> 3<sup>ème</sup>/4<sup>ème</sup></b>	1	0,5	0,1	0,55	0,06	1,2	<b>2*4HA10</b>	6,28	8 16
	2	0,5	0,1	1,93	0,19	3,86	<b>2*4HA10</b>	6,28	8 16

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

**Tableau IV.36.** Calcul des aciers de coutures des voiles.

<i>Voiles</i>	<i>Etage</i>	<i><math>\bar{V}</math> (kN)</i>	<i>A<sub>vjcal</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Choix</i>	<i>A<sub>s</sub> adop (cm<sup>2</sup>)</i>
<b>V3, V3', V4, V4'</b>	RDC	593,6	13,06	12HA12	13,6
	<b>1<sup>er</sup>/2<sup>ème</sup>/3<sup>ème</sup>/4<sup>ème</sup></b>	308	6,8	7HA12	7,9
<b>V2, V2'</b>	RDC	386,4	8,5	8HA12	9,04
	<b>1<sup>er</sup>/2<sup>ème</sup>/3<sup>ème</sup>/4<sup>ème</sup></b>	270,2	7,6	7HA12	7,91
<b>V1, V1'</b>	RDC	772.8	17	12HA14	18.46
	<b>1<sup>er</sup>/2<sup>ème</sup>/3<sup>ème</sup>/4<sup>ème</sup></b>	540.4	11.9	11HA12	12.4

- Aciers horizontaux

**Tableau IV.37.** Calcul des aciers horizontaux des voiles.

<i>Voiles</i>	<i>Etage</i>	<i><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</i>	<i>A<sub>h1</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>h2</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>hmin</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>h</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Choix</i>	<i>A<sub>h</sub> adop (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>St (cm)</i>
<b>V3, V3' V4, V4'</b>	RDC	3	5,62	6,03	3	6,03	<b>2*5HA10</b>	7,9	15
	<b>1<sup>er</sup>/2<sup>ème</sup> 3<sup>ème</sup>/4<sup>ème</sup></b>	1,54	2,88	4,18	3	4,18	<b>2*3HA10</b>	4,74	15
<b>V2, V2'</b>	RDC	3,61	6,77	5,23	2,25	6,77	<b>2*5HA10</b>	7,9	15
	<b>1<sup>er</sup>/2<sup>ème</sup> 3<sup>ème</sup>/4<sup>ème</sup></b>	2,66	4,98	4,18	2,25	4,98	<b>2*4HA10</b>	6,32	15
<b>V1, V1'</b>	RDC	3,86	7,24	4,18	1,5	7,24	<b>2*5HA10</b>	7,9	15
	<b>1<sup>er</sup>/2<sup>ème</sup> 3<sup>ème</sup>/4<sup>ème</sup></b>	2,7	5,06	4,18	1,5	5,06	<b>2*3HA10</b>	4,74	15

#### **IV.5. Ferrailage des linteaux**

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi-encastés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V. Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le RPA [1]. Les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ;

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1,4 \times V_{cal}$$

$$\text{ou bien : } \tau_b = 1.4 \tau_u^{cal} \quad \tau_u^{cal} = (\text{S12 du fichiers résultants de l'Etabs})$$

Avec :

$b_0$  : Épaisseurs du linteau ou du voile.  $d$  : Hauteur utile = 0,9 h.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

#### **Premier Cas : $\tau \leq 0.06 f_{c28}$**

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
  - Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
  - Des aciers transversaux ( $A_t$ )
  - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau ( $A_c$ ).

**a. Aciers Longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec :  $Z = h - 2d'$

Où :  $h$  : la hauteur totale du linteau.

$d'$  : la distance d'enrobage.

$M$  : Moment dû à l'effort tranchant ( $V = 1,4 * V_{cal}$ ).

**b. Aciers Transversaux**

Deux cas se présentent :

- **Premier sous cas** : Linteaux Longs ( $\lambda g = l/h > 1$ )

On a :

$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{V}$$

Où :

$S$  : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$Z = h - 2 d'$

$V$  : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ( $V = 1,4 \times V_{cal}$ )

$l$  : Représente la portée du linteau.

- **Deuxième Sous Cas** : Linteaux Courts ( $\lambda g < 1$ ) :

$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{V A_t f_e}$$

Avec :  $V = \text{Min}(V1, V2)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{V2 = 2 * Vcal} \\ \mathbf{V1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{I_{ij}}} \end{array} \right.$$

Avec :

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée  $l_{ij}$  et calculés par :

$$M_c = A_1 f_e Z \quad \text{où : } Z = h - 2 d'$$

• **Deuxième cas : ( $\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$ )**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts ( $M, V$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $AD$  à disposer obligatoirement.

Le calcul de  $A_D$  se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d}{l}$$

$$V = V_{u \text{ cal}} (\text{sans majoration}) \quad \left( \tau_u = \frac{V_{u \text{ cal}}}{e h} = S12 \right)$$

$$\text{Longueur d'ancrage : } L_a = \frac{h}{4} + 50 \emptyset$$

• **Ferrailage minimal**

$b$  : Épaisseurs du linteau

$h$  : Hauteur totale du linteau

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

• **Armatures longitudinales  $A_1$  et  $A_1'$**

$$(A_1, A_1') \geq 0,0015 * b * h$$

$A_1$  : Armatures inférieures

$A_1'$  : Armatures supérieures.

**IV.5.1. Armatures Transversales  $A_t$**

$$\tau \leq 0.025 f_{c28} \quad \rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 b * S_t$$

$$\tau > 0.025 f_{c28} \quad \rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 b * S_t$$

$$S_t \leq \frac{h}{4}$$

**IV.5.2. Armatures de Peau (ou en section courante)  $A_c$**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%  $A_c \geq 0.0020 b * h$  (2 nappes).

**IV.5.3. Armatures Diagonales  $A_D$**

$$\tau \leq 0.06 f_{c28} \quad \rightarrow \quad A_t = 0$$

$$\tau > 0.06 f_{c28} \quad \rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 b * h$$

**IV.5.4. Exemple de calcul de linteaux**

• **Linteau type 1 :**

Soit le linteau suivant :

$$h = 0.765 \text{ m} ; L = 4 \text{ m} ; b = 0.20 \text{ m.}$$

$$S_{12} = \tau_{u,cal} = 1.58 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \tau_b = 1.4 * \tau_{u,cal} = 2.21 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = 2.21 \text{ MPa} < [\tau_b] = 0.2 * f_{c28} = 6 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = 2.1 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > 0.06 f_{c28} \quad \rightarrow \quad \text{on est dans le 2ème cas:}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

- **Armatures longitudinales**

$$A_l = A_l' \geq 0,0015 * 20 * 76.5 = 2.3 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{3HA10} ; A_s = \mathbf{2.37} \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0,002 * 20 * 76.5 = 3.06 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{3HA12} ; A_s = \mathbf{3.39} \text{ cm}^2 \text{ en deux nappes.}$$

- **Armatures transversales**

$$0,025 f_{c28} = 0.75 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \quad \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

$$\text{Alors: } A_t \geq 0.0025 * b * S_t = 0.0025 * 20 * 19.13 = 0.96 \text{ cm}^2 ; \text{ avec } S_{t \max} = \frac{h}{4} = \frac{76.5}{4} = 19.13 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2 ; S_t = \frac{76.5}{5} = 15.3 \text{ cm}$$

- **Armatures diagonales**

$$A_D = \frac{\tau_u b \times h}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{76.5-2*2}{400} = 0.17 \quad \alpha = 10.27^\circ$$

$$A_D = \frac{1.58 * 200 * 76.5}{2 * 500 * \sin 10.27} = 13.55 \text{ cm}^2$$

On prend:

$$2 * 6HA12 = 13.56 \text{ cm}^2 > 0.0015 * b * h = 0.0015 * 20 * 76.5 = 2.3 \text{ cm}^2 \dots \text{c'est vérifié.}$$

- **Longueur d'ancrage**

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50\emptyset = \frac{76.5}{4} + 50(1.6) = 99.13 \sim 100 \text{ cm (Type 1)}$$

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50\emptyset = \frac{76.5}{4} + 50(1.2) = 79.12 \sim 80 \text{ cm (Type 2)}$$

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50\emptyset = \frac{76.5}{4} + 50(1.2) = 89.12 \sim 80 \text{ cm (Type 3)}$$

Le calcul de ferrailage est donné par le tableau suivant :

**Tableau IV.38.** Calcul de ferrailage des linteaux.

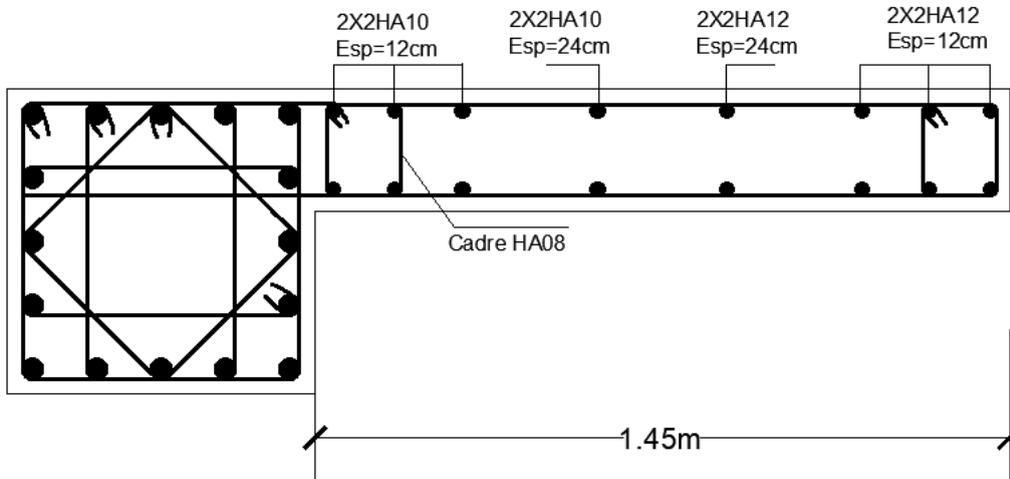
<i>Types</i>	<i>h</i> (cm)	<i>l</i> (m)	<i>b</i> (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau > 0.06f_{c28}$	$\tau > 0.025f_{c28}$	$A_l = A_l'$	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_D$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Types 1</b>	76.5	4	20	1.58	Oui	Oui	2.37	3.36	0.96	13.49
<b>Types 2</b>	76.5	2.5	20	2.11	Oui	Oui	2.37	3.36	0.96	11.59
<b>Types 3</b>	76.5	2.4	20	2.7	Oui	Oui	2.37	3.36	0.96	14.29
<b>Types 4</b>	76.5	2.95	20	1.8	Oui	Oui	2.37	3.36	0.96	11.54

- **Choix finale des armatures :**

**Tableau IV.39.** Choix finale des armatures.

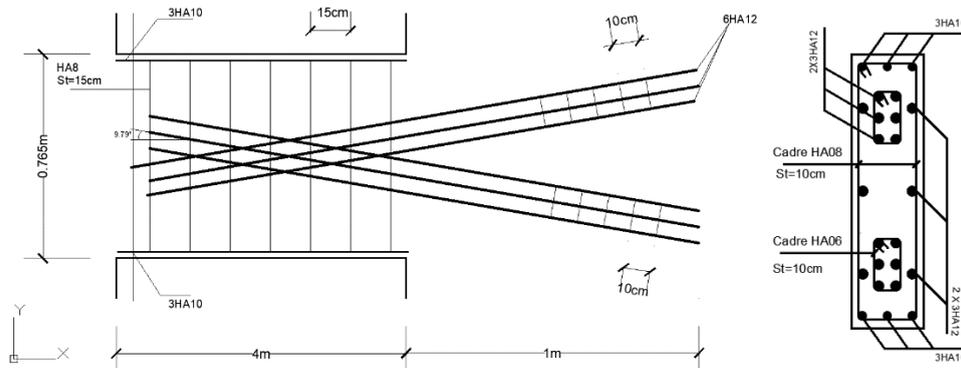
<i>Types</i>	$A_l = A_l'$	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_D$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Types 1</b>	<b>3HA10</b> = 2.37	<b>3HA12</b> = 3.39	<b>5HA8</b> = 2.51	<b>2*6HA12</b> = 13.56
<b>Types 2</b>	<b>2HA12</b> = 2.26	<b>2HA14</b> = 3.08	<b>5HA10</b> = 5.03	<b>2*4HA14</b> = 12.31
<b>Types 3</b>	<b>2HA12</b> = 2.26	<b>2HA14</b> = 3.08	<b>5HA10</b> = 5.03	<b>2*6HA14</b> = 18.48
<b>Types 4</b>	<b>2HA12</b> = 2.26	<b>2HA14</b> = 3.08	<b>5HA10</b> = 5.03	<b>*4HA14</b> = 12.31

**IV.6. Exemple Schéma de ferrailage des voiles**

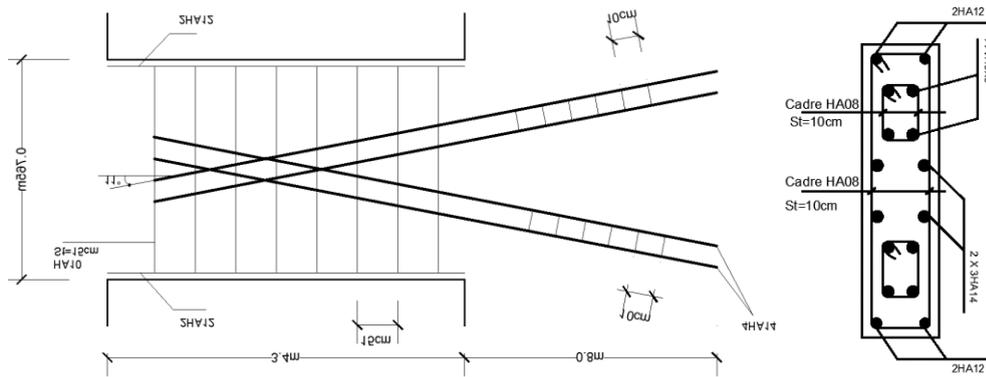


**Figure IV.18.** Schémas de ferrailage du voile V3 et V3' ; V4 et V4' (RDC).

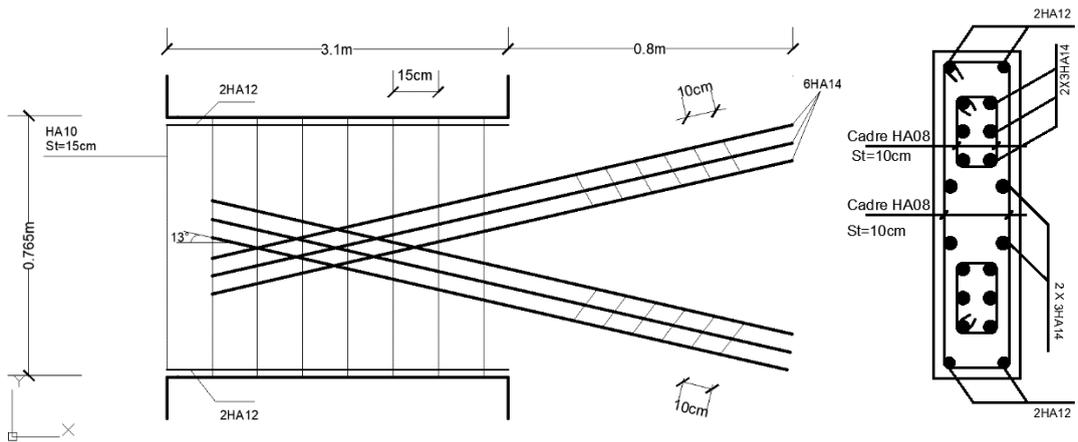
**IV.6. Schéma de ferrailage des linteaux**



**Figure IV.19.** Schémas de ferrailage du linteau type 1.



**Figure IV.20.** Schémas de ferrailage du linteau type 2.



**Figure IV.21.** Schémas de ferrailage du linteau type 3.

# *CHAPITRE V*

## *CALCUL DES FONDATIONS*

## V.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur le terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, on distingue les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radier général) et les fondations profondes (semelles sur pieux par exemple...)

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

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

La classification de sol.

La réponse du sol et la réponse de la structure.

Les efforts transmis à la base, ...

Pour notre cas :  $\sigma_{sol} = 1,8$  bars

- Pour savoir si notre fondation est un radier générale on doit vérifier la condition suivante :

$$\text{- Si } \frac{S_{néc}}{S_{bât}} (\%) > 50\% \text{ alors la fondation nécessite un radier.}$$

- **Superstructure :**

$$N_G = 37732,3 \text{ kN}$$

$$N_Q = 5172,72 \text{ kN}$$

- **Infrastructure (s.sol) :**

$$N_G = 7596,12 \text{ kN}$$

$$N_Q = 1482,2 \text{ kN}$$

Donc au totale on a :  $N_G = 45328,43 \text{ kN}$  ;  $N_Q = 6654,92 \text{ kN}$

avec :  $\sigma_{sol} = 1,8$  bars

- Afin de prendre en considération le poids propre des fondations on devra majorer la charge permanente de 10%.

Alors :

$$N = 1,1 N_G + N_Q = 1,1 * 45328,43 + 6654,92 = 56516,2 \text{ kN.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{56516,2}{180} = 313,98m^2$$

$S_{bât} = 460,66m^2$  ,  $\frac{S_{nec}}{S_{bat}} = \frac{313,98}{460,66} = 68,16\% > 50\%$  donc la fondation du bâtiment étudié sera un radier

Alors :  $S_{néc} = 313,98m^2 < S_{bât} = 460,66m^2$

$S_{radier} = S_{bât}$  plus un débord de 50 cm pour chaque côté ce qui donne :

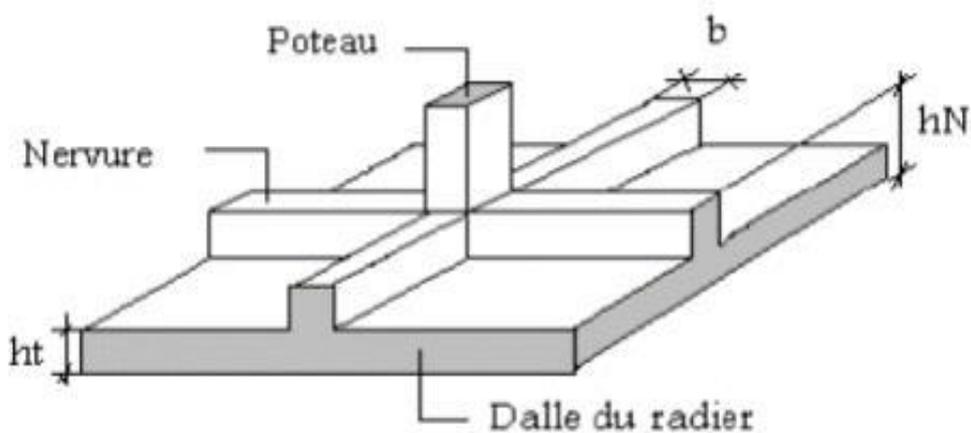
$$S_{radier} = 482,5 m^2.$$

## V.2. Calcul des fondations

Nous avons choisi d'opter pour un radier nervuré dans les deux sens qui est plus économique que le radier dalle.

### V.2.1. Introduction :

Le radier nervuré est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide est soumis à la réaction uniforme du sol.



**Figure V.1.** Schéma du radier nervuré.

**V.2.2. Pré dimensionnement du radier**

**V.2.2.1. Dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

$L_{max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 5m \Rightarrow h_1 \geq 25cm \rightarrow \text{soit } h_1 = 45 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

Avec:  $T_u = \frac{qL}{2}$  ;  $q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$

$N_u = N_u$  (superstructure)+ $N_u$  (sous-sol).

$$N_u = 71175,76 \text{ kN}$$

$b = 1 \text{ m}$  : Largeur de la semelle.

$$L = 5 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 13,66cm$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 13,66cm$$

- **Le choix Final**

$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 45 \text{ cm} \rightarrow$  on prend donc:  $h = 45 \text{ cm}$ .

**V.2.2.2 Nervures**

- **La largeur de la nervure**

$$a \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm} \text{ donc on peut choisir } a = 55\text{cm}$$

- **La hauteur des nervures**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} l_e + a$

Avec :

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Où :

E : Module d'élasticité du béton. → E = 20000 MPa

I : Inertie de la section du radier.

b : Largeur de semelle en contact avec le sol :  $b = \frac{5 + 4,6}{2} = 4,8\text{m}$

K : Coefficient de réaction du sol.

K = 5 MPa/ml pour un très mauvais sol.

K = 40 MPa/ml pour un sol moyen.

K = 120 MPa/ml pour un très bon sol.

Pour un sol moyen on prendra K = 40 MPa/ml.

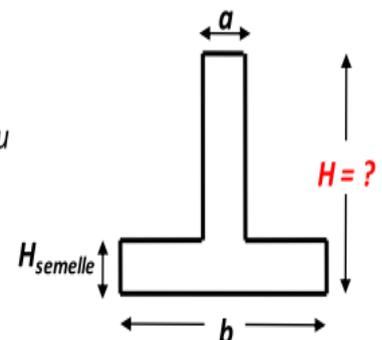
- **Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure**

*le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition*

*entre - axe des poteaux  $\leq \frac{\pi}{2} l_e + a$  soit satisfaite*

*et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du*

*sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).*



b = 4,8 m , h<sub>semelle</sub> = 0,45 m , a = 0,55m , entre-axe des poteaux = 5m.

**Tableau V.1.** Hauteur de la nervure calculée par une procédure pratique.

Hauteur de nervure(m)	1	1,2
I(m <sup>4</sup> )	0,1245	0,2
L <sub>e</sub> (m)	2,68	3,02
$\frac{\pi}{2}L_e + a$ (m)	4,77	5,29

A partir du tableau précédent en déduit  $h_{N1} = 1,2$  m.

• **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{on a : } L_{\max} = 5 \text{ m} \quad \Rightarrow 33,33\text{cm} \leq h_N \leq 50\text{cm}$$

On prend :  $h_{N2} = 50$  cm

**Conclusion**

$$h_N \geq \text{Max} (h_{N1} ; h_{N2}) = 120 \text{ cm}$$

On prend :  $h_N = 120$  cm.

• **Résumé**

- Epaisseur de la dalle du radier :  $h = 45\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure :  $\begin{cases} h_N = 120\text{cm} \\ b = 55\text{cm} \end{cases}$

**V.2.3. Caractéristiques géométriques du radier**

**Tableau V.2.** Caractéristiques géométriques du radier.

<i>Position de centre de gravité (m)</i>		<i>Moment d'inertie (m<sup>4</sup>)</i>	
<i>X<sub>G</sub></i>	<i>Y<sub>G</sub></i>	<i>I<sub>xx</sub></i>	<i>I<sub>yy</sub></i>
14,58	22,37	32822,8	15239,47

## V.2.4. Vérifications Nécessaires

### V.2.4.1. Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec

$M_s$  : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres (se trouvant au-dessus du débord).

$M_R$  : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$  : Moment à la base de la structure.

$V_0$  : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur de l'ancrage de la structure.

- **Sens x-x**

$$M_0 = 54701,97 \text{ kN.m} ; V_0 = 3042,45 \text{ kN} ; h = 4,94 \text{ m} = (h_{s-sol} + h_N)$$

$$\text{Donc: } M_R = 68362,56 \text{ kN.m}$$

$$N = N_{G1} + 1,1N_{G2} + N_Q$$

$N_{G1}$  : Poids propre de la structure (y compris le sous-sol).

$N_{G2}$  : Poids propre du radier nervuré.

$N_Q$  : poids de la surcharge d'exploitation de la structure (y compris le sous-sol).

On a :

$$N_{G1} = 37732,3 + 7596,12 = 45328,43 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \cdot 482,5 \cdot 0,45 + 25 \cdot 142,45 \cdot 0,75 = 8099,06 \text{ kN}$$

$$1,1 \cdot N_{G2} = 8908,97 \text{ kN.}$$

$$N_{G1} + 1,1 N_{G2} = 54237,4 \text{ kN.}$$

$$N_Q = 5172,72 + 1482,2 = 6654,92 \text{ kN.}$$

$$\text{Donc : } N = 54892,32 \text{ kN.}$$

$$M_s = N \cdot X_G = 800330,03 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 11,7 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Sens-y-y**

$$M_0 = 54102,01 \text{ KN.m} ; V_0 = 3063,8134 \text{ kN} ; h = 4,94 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 67858,53 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N * Y_G = 1227941,2 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 18,1 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Conclusion**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 donc notre structure est stable dans les deux sens.

**V.2.4.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier**

On a  $\sigma_{sol} = 1,8 \text{ bars}$ .

Les contraintes du sol sont données par :

**a. Sollicitation du premier genre**

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{54892,32}{482,5} = 113,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 113,8 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**b. Sollicitation du second genre**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V \leq 1,5 \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \geq \text{pour éviter les tractins sous le radier.}$$

$$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

• **ELU**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 54237,4 + 1,5 * 6654,92 = 83202,87 \text{ kN.m}$$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau V.3.** Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	172,99	171,89	172,72
<b>Sens y-y</b>	173,62	171,27	173,03
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 270$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 239,4$

• **ELS**

$$N_{ser} = 54892,32 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau V.4.** Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	114,32	113,22	114,04
<b>Sens y-y</b>	114,94	112,59	114,35
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 270$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 239,4$

**Conclusion**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**c. Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- **ELU** :  $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 172,72kN / m^2$
- **ELS** :  $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 126,79kN / m^2$

**V.2.4.3. Ferrailage du Radier**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par **le BAEL 91**.

- **Ferrailage de la dalle**

**Détermination des efforts**

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

**Panneau de rive**

- Moment en travée :  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$

**Panneau intermédiaire**

- Moment en travée :  $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

- Moment en travée :  $M_t = 0,85M$

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5M$

- **Valeur de la pression sous radier**

- **ELU** :  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 172,72kN / m$
- **ELS** :  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 126,79kN / m$
- **Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v = 0)**

On à le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,5}{5} = 0,9 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.** Calcul des moments à l'ELU (dalle du radier).

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
4,5	5	0,9	0,0456	0,7834	172,72	159,49	119,6	124,9	106,17	79,7

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v = 0,2)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6.** Calcul des moments à l'ELS (dalle du radier).

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
4,5	5	0,9	0,0528	0,8502	126,79	135,6	101,7	115,3	97,97	67,8

## Chapitre V. Calcul des Fondations

- **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28} = 30\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$  ;  $f_c = 500\text{MPa}$  ;  $\sigma_s = 435\text{MPa}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;

$h = 45\text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 40,5\text{ cm}$ .

- **Section minimale**

**Sens y-y** :  $0,08\% b \cdot h = 3,6\text{ cm}^2$ .

**Sens x-x** :  $A_{s\text{ min}} = 1,2 \cdot (A_{s\text{ min}} \text{ suivant y-y}) = 4,32\text{ cm}^2$ .

**Tableau V.7.** Ferrailage des Panneaux du Radier.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	x-x	119,6	0,0429	0,0548	13,2040	20,8227	4,32	7T20	21,98
	y-y	106,17	0,0308	0,0392	13,2885	18,3669	3,6	6T20	18,85
<b>Appui</b>	x-x y-y	79,7	0,0232	0,0293	13,3419	13,7326	4,32	7T16	14,07

- **Espacement**

$\text{Esp} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(135 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .

**a. En travée**

- **Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,3\text{cm} < 33\text{cm} \text{ On prend : } S_t = 10\text{cm}$$

- **Sens y-y :**

$\text{Esp} \leq \min(4h ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(180 ; 40\text{cm}) = 40\text{ cm}$ .

$$S_t = \frac{100}{7} = 16,67\text{ cm} < 40\text{cm} ; \text{ On prend : } S_t = 15\text{ cm}$$

**b. Aux Appuis**

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,3\text{cm} < 33\text{cm} \text{ On prend : } S_t = 10\text{cm}$$

• **Vérifications nécessaires**

**a. Condition de non fragilité**

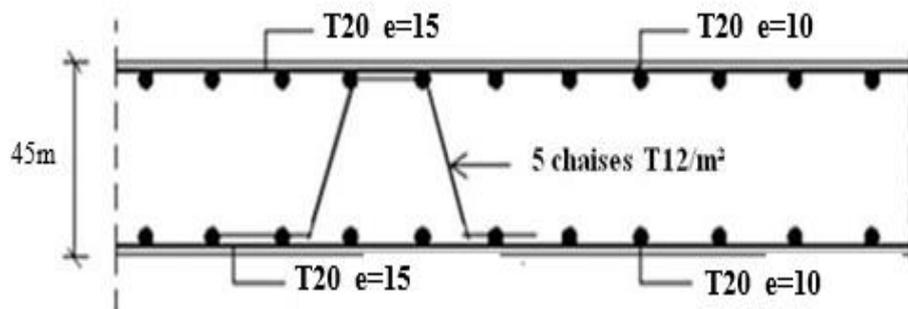
$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,5 \text{ cm}^2$$

**b. Vérification des contraintes à l'ELS**

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

**Tableau V.8.** Vérification des contraintes.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérif
<b>Trav</b>	x-x	101,7	21,98	3,69	18	186	250	OK
	y-y	97,97	18,85	3,66	18	179,5	250	OK
<b>App</b>	x-x y-y	67,8	14,07	2,46	18	124	250	OK



**Figure V.2.** Ferrailage de la Dalle du Radier (en travée).

**V.2.4.4. Ferrailage des nervures**

**Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire. [2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée :  $M_t = 0.85M_0$

Sur appuis :  $M_t = 0.50M_0$

- **Calcul des armatures**

$b = 55 \text{ cm} ; h = 120 \text{ cm} ; d = 108 \text{ cm}$

**Sens porteur (x-x)**

$L = 5 \text{ m} ; q_u = 172,72 \text{ kN/ml}$ .

**Tableau V.9.** Ferrailage des nervures (sens porteur).

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	458,79	0,0421	0,0537	105,7	9,98	4T20	12,56
<b>Appuis</b>	269,88	0,02	0,0253	106,7	5,82	4T16	8,04

- **Sens non porteur (y-y)**

$L = 4,5 \text{ m} ; q_u = 172,72 \text{ kN/ml}$ .

**Tableau V.10.** Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	371,12	0,0340	0,0433	106,13	8,04	5T16	10,05
<b>Appuis</b>	218,6	0,0200	0,0253	106,91	4,70	5T14	7,7

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,5\text{cm}^2$$

**V.2.4.5. Vérifications nécessaires des contraintes à l'ELS et contrainte tangentielle  
-tielle du béton**

**a- Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tableau V.11.** Vérification des contraintes.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	336,79	12,56	3,88	18	242,9	250	OK
	y-y	272,8	10,05	3,52	18	245	250	OK
<b>Appuis</b>	x-x	198,12	8,04	2,92	18	231,2	250	OK
	y-y	160,5	7,7	2,37	18	187,3	250	OK

**b- Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{172,72 \times 5}{2} = 431,8kN$$

$$\tau_u = \frac{431,8 \times 10^3}{550 \times 1080} = 0,73MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**V.2.4.6. Armatures transversales**

Selon [BAEL99] :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} = \frac{A_t}{55 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} = \frac{0,73 - 0,3 \times 2,4 \times 1}{0,8 \times 500} = 2,5 \cdot 10^{-6}$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = 0,91 \frac{A_t}{S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right) = 0,4MPa$$

**Selon [CBA93] :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24 \Leftrightarrow S_t \leq 20\text{cm} \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60\text{cm} \dots \text{Zone courante}$$

Avec  $\phi \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 6\text{cm}$

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = \left(\frac{120}{35}; 2_t; \frac{55}{10}\right) \Leftrightarrow \phi_t \leq 2\text{cm}$$

$f_e = 500\text{MPa}$ ;  $\tau_u = 0,73\text{ MPa}$ ;  $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$ ;  $b = 55\text{cm}$ ;  $d = 108\text{cm}$

On trouve :

$S_t = 10\text{cm} \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 20\text{cm} \dots \text{Zone courante.}$

$A_t \geq 3,3\text{ cm}^2$                       On prend : 6T10 = 4,74cm<sup>2</sup>

**V.2.4.7. Armatures de peau**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Leur section est au moins 3 cm<sup>2</sup> / ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

On a :  $h = 120\text{ cm}$  donc :  $3 \times 1,2 = 3,60\text{ cm}^2$

Alors : **On opte 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>**

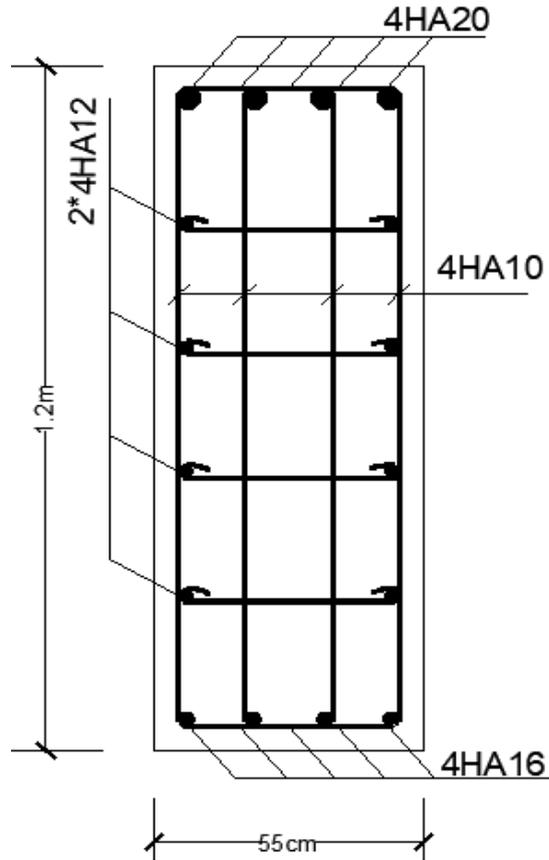


Figure V.3. Ferrailage des nervures du sens porteur (x-x) en appuis et en travées.

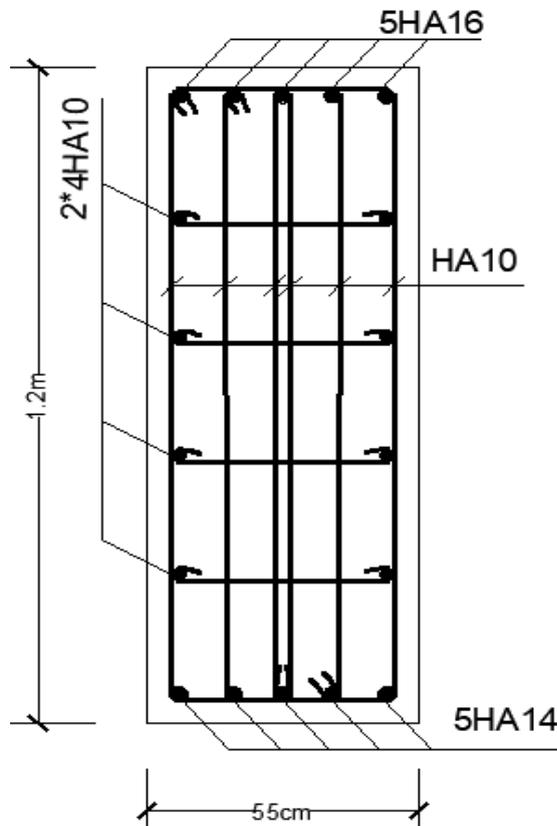
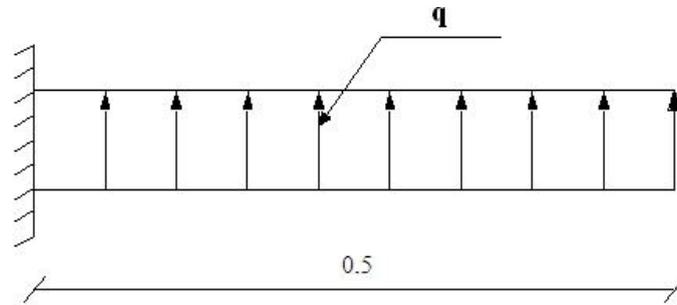


Figure V.4. Ferrailage des nervures du sens non porteur (y-y) en appuis et en travées.

**V.2.4.8. Ferrailage du Débord**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=0,5m$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.



**Figure V.5.** Schéma statique des débords.

• **Calcul de ferrailage**

$q_u = 172,72 \text{ kN/ml}$  ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 45 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$ .

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 21,59 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,008$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 40,34 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1,23 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA12, avec  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  ,  $\text{esp} = 25 \text{ cm}$

• **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,26 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA10 = 3,14  $\text{cm}^2$  ,  $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Vérification des contraintes à l'ELS**

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

$$q_{ser} = 126,79 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 15,85 \text{ kNm}$$

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$

**Tableau V.12.** Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.

<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(kNm)</b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ<sub>s</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>s</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Vérification</b>
15,85	4,52	1,28	18	126,1	250	OK

• **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \geq 0,062 \quad \text{vérifiée} \\ 0,001 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,9 \geq 0,16 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc nous sommes dispensés de l'évaluation de la flèche.

• **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 4 \text{MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{431,8 \times 10^3}{1000 \times 405} = 1,07 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

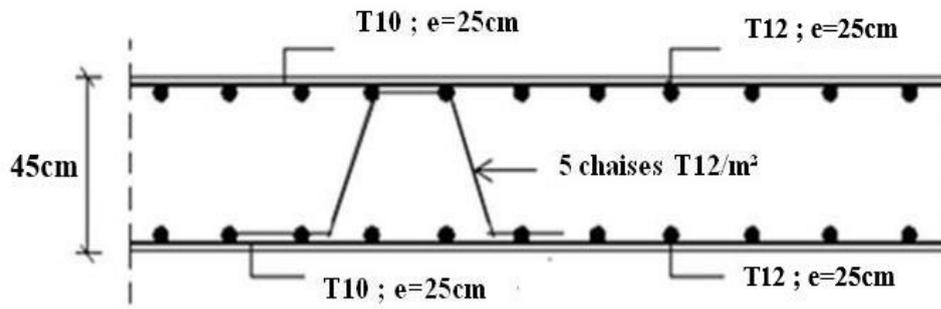


Figure VII-7 Ferrailage de la Dalle du débord.

### V.2.5. Etude du voile périphérique

#### V.2.5.1. Pré-dimensionnement

Pour le pré-dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article **10.1.2**.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :  
 Epaisseur  $e \geq 15cm$ .
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :  $B$  : Section du voile.

#### V.2.5.2. Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,34 \text{ m} ; L_y = 5 \text{ m}.$$

Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de 1m se situant à la base du voile (cas le plus défavorable).

La résultante  $P_G$  des poussées des terres (remblais), sur la hauteur «  $L$  » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement [1] :

On considère :

•  $\beta = 0.$

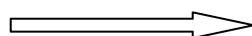
•  $\lambda = 0.$

•  $\varphi = 32,23^\circ.$

•  $\delta = 2\varphi/3.$

•  $\gamma = 11,34 \text{ KN/m}^3.$

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$$



$$K_a^\gamma = 0,3$$

$$L = 3,74 - 0,4 = 3,34 \text{ m.}$$

On obtient :

$$P = 19 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 25,7 \text{ kN/ml}$$

### V.2.5.3 Effort dans la Dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,67 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0655 ; \mu_y = 0,4135$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 18,78 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,77 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 * M_x = 15,96 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_y = 6,55 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9,39 \text{ kNm}$$

### V.2.5.4 Calcul du Ferrailage

$$B = 100\text{cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13.** Ferrailage du Voile Périphérique.

	<i>Sens</i>	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	<i>Choix</i>	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	15,96	0,289	0	0,44	14,832	2,47	<b>4HA10</b>	3,14
	<i>y-y</i>	6,55	0,119	0	0,16	16,848	0,89	<b>4HA10</b>	3,14
<i>Appuis</i>	<i>x-x</i> <i>y-y</i>	9,39	0,17	0	0,23	16,31	1,32	<b>4HA10</b>	3,14

**V.2.5.5. Condition de Non Fragilité**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ( $12 \leq h \leq 30$ ) (cm).

$$\text{On a : } \begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0005$  pour les barres FeE500

$$A_x^{\min} = 0.0006 \left( 3 - \frac{3.34}{5} \right) \frac{100 \times 20}{2} = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

**En travée**

$$\begin{cases} A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.4 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Sur appuis**

$$\begin{cases} A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.4 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**V.2.5.6 Vérification de l'Effort Tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{P_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 36.75 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{P_u L_x}{3} = 28.61 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 36.75 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{36.75 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.204 \text{ MPa} < 1.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**V.2.5.7 Vérification à l'ELS**

**a- Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.67 > 0.4$$

$$\mu_x = 0.0655$$

$$\mu_y = 0.4135$$

$$Q_{ser} = 19 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 13.88 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.74 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 11,8 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 4,9 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 6,94 \text{ kNm}$$

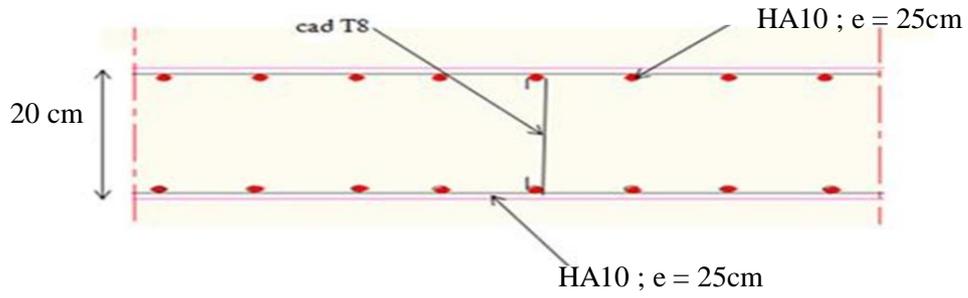
**b- Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau V.14.** Vérification des Contraintes à l'ELS.

	<i>Sens</i>	<i>M<sub>ser</sub></i> (kNm)	<i>A<sub>s</sub></i> (cm <sup>2</sup> )	<i>σ<sub>bc</sub></i> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<i>σ<sub>s</sub></i> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Vérification</i>
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	11,8	3,14	3,61	18	224,4	250	Vérifiée
	<i>y-y</i>	4,9	3,14	1,5	18	93,2	250	Vérifiée
<i>Appui</i>	<i>x-x</i>	6,94	3,14	2,12	18	132	250	Vérifiée
	<i>y-y</i>							



**Figure V.7.** Ferrailage du Voile Périphérique en Travée et en Appui.

# ***ANNEXES***

## *CONCLUSION*

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basons sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Ce dernier nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure (Parmi ces difficultés on cite la disposition des voiles, et cela est dû à la forme géométrique en plan de notre structure).

L'outil informatique a tellement aidé l'ingénieur et a facilité sa tâche, mais il ne pourra jamais le remplacer ; le concepteur restera toujours celui qui prend les décisions, et responsable de l'application qu'il lui appartient de faire des avancés techniques que le génie parasismique met à sa disposition, mais l'ingénieur tout seul ne pourra rien faire, car la solution finale ne peut être que le résultat d'un travail en équipe composée de tous les intervenants dans le domaine du bâtiment , et tout en respectant les exigences de la réglementation en vigueur.

En fin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

**« L'ingénieur doit savoir, vouloir et pouvoir être Co-concepteur et non pas seulement calculateur ». DAVIDOVICI**

### ❖ *Documents réglementaires*

[1]- D.T.R. "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003".

[2]- D.T. "BAEL 91 Modifié 99".

[3]- D.T.R. "C.B.A.93".

[4]- VICTORE DAVIDOVICI, "Formulaire du béton armé : volume 1".

[5]- DTR B.C 2.2, "Charges permanentes et charges d'exploitation".

### ❖ *Mémoires de fin d'étude*

- RAHAL Mossab TAMAOUCHT Rachid 2020/2021 " CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE D'UN BATIMENT R+9 EN BETON ARME AVEC INVESTIGATION SUR LA CAPACITE PORTANTE" UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.
- KEDDAH Ahlem HASROURI Ahlem 2010/2011 " Conception et Calcul Parasismique d'Un Auditorium Comportant Deux Planchers Nervurés " UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.
- BENAISSA Benaissa MOHAMED Bedrani 2012/2013 " Conception et Calcul Parasismique d'Une Structure Sous-Sol+ RDC+9etage Contreventé par des Voiles et Portique en Béton Armé « UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.

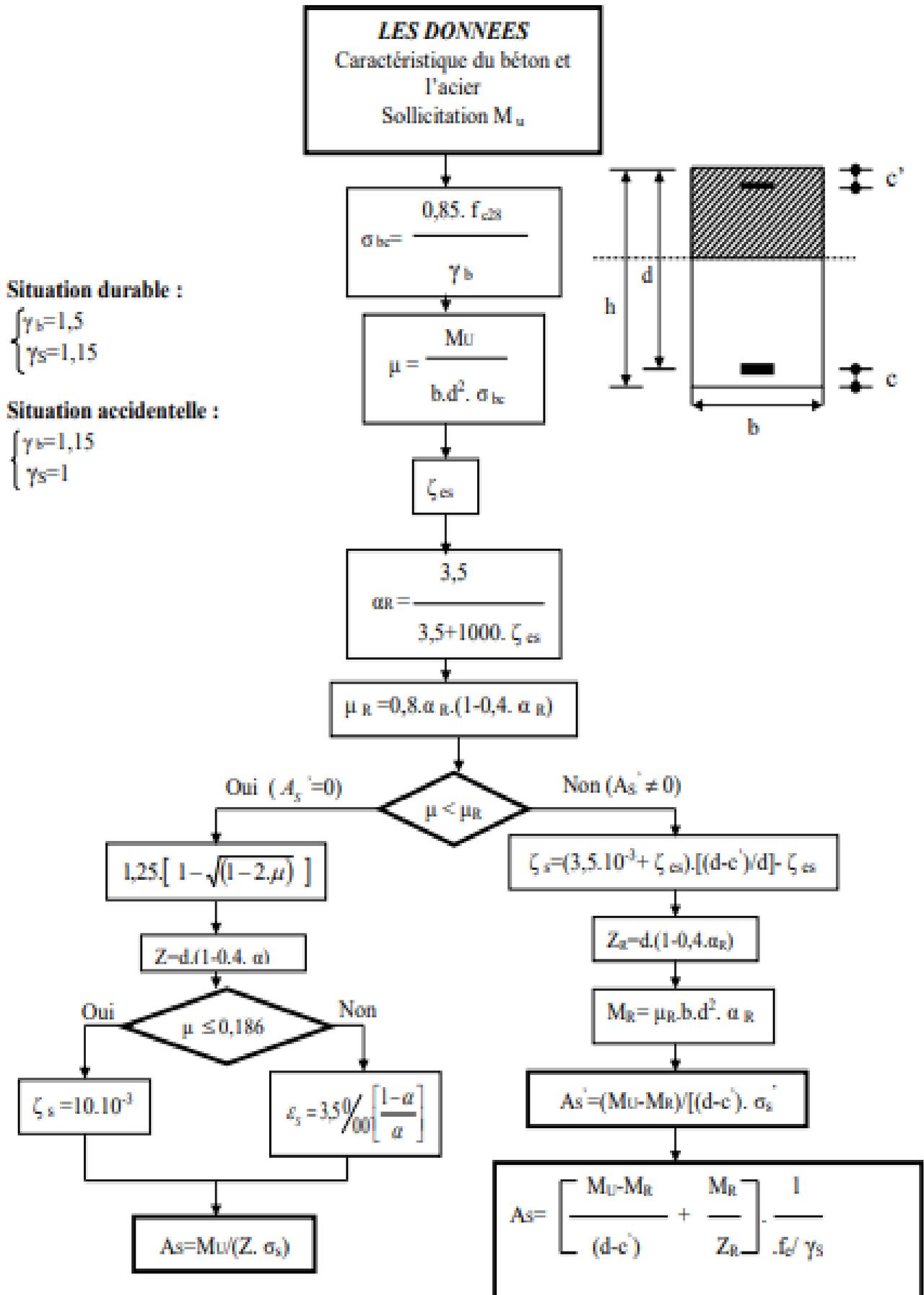
- *ALLAGU Abderrahim 2012/2013 " Conception et Calcul Parasismique d'Une Structure 2 Sous-Sol+ RDC+8 étages Contreventé par des Voiles et Portique en Béton Armé " UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.*
- *SEBBACHE Mohamed Lamine RAHIM Mohammed Lamine 2017/2018 " Etude d'un Bâtiment en (RDC+5 étages) a usage multiple Contreventé par des Voiles Porteurs UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA.*
- *DAOUD Amel 2016/2017 " Etude d'un bâtiment R+4+deux entre sol, a usage multiple Contreventé par voiles porteurs" UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA.*
- *FERARHA Abdelmadjid DJOUABI Djamel 2017/2018 " Etude d'un immeuble d'hôtel 4\* étoile en (RDC et 10 étages avec Sous-sol) en béton armé" UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA.*
- *BOUBLENZA Amine 2012/2013 " Etude d'un Hôtel en Béton Arme a Marsat Ben m'hidi " Université Abou Bekr Belkaid.*

❖ ***Logiciels utilisés***

- ETABS 18.0.2
- AOTOCAD 21
- SOCOTEC
- EXCEL

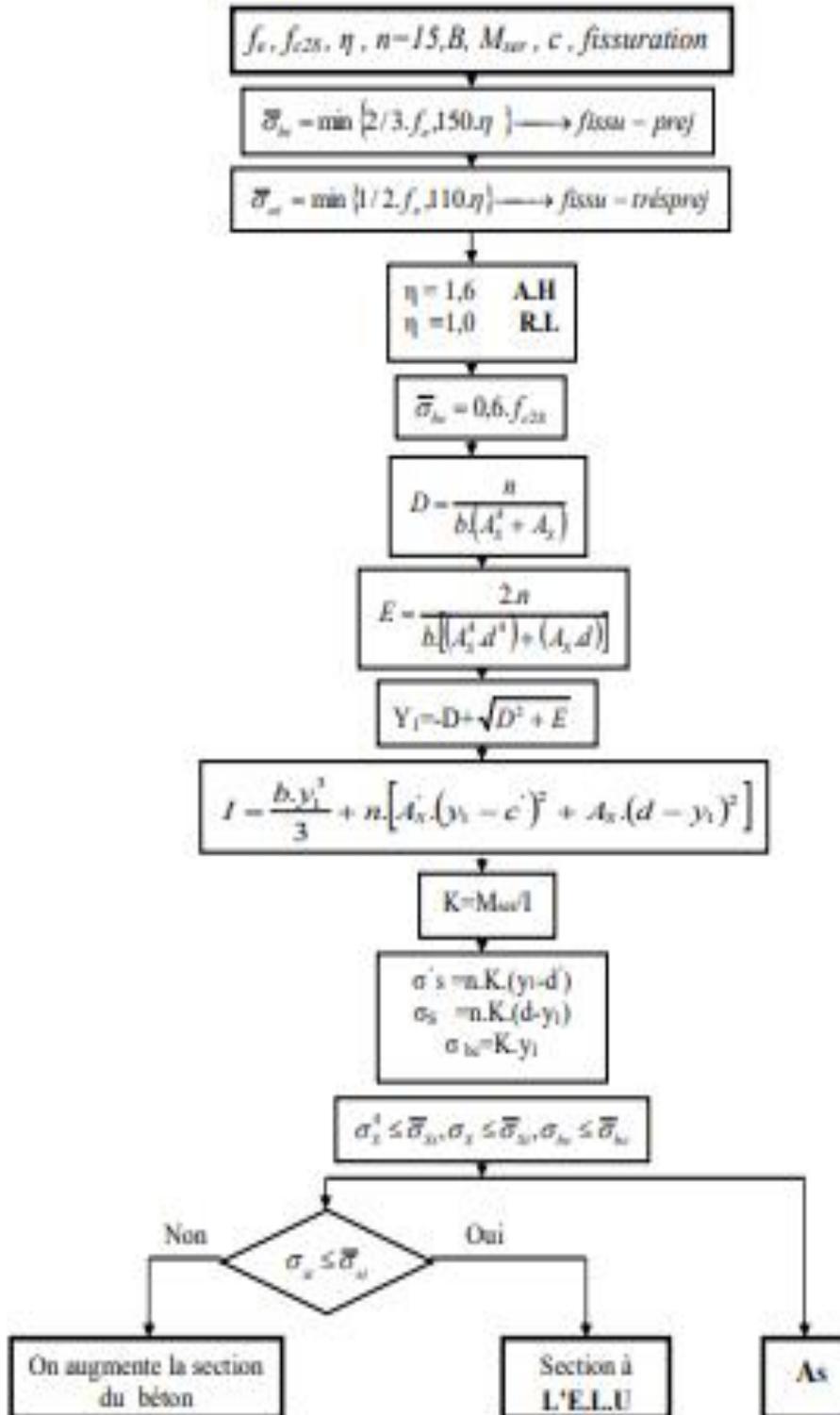
**ORGANIGRAMME -I-**

**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



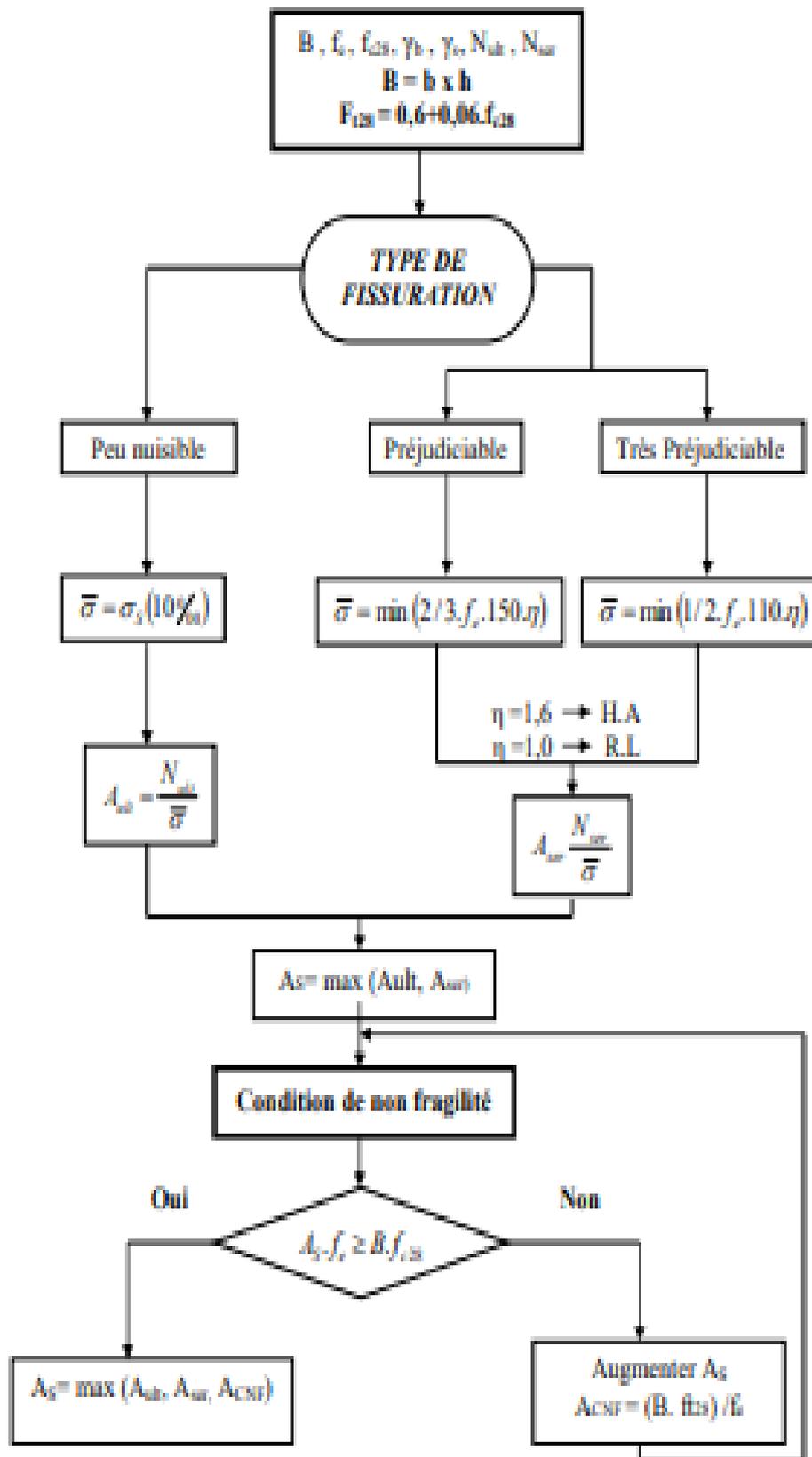
**ORGANIGRAMME -II-**

**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**



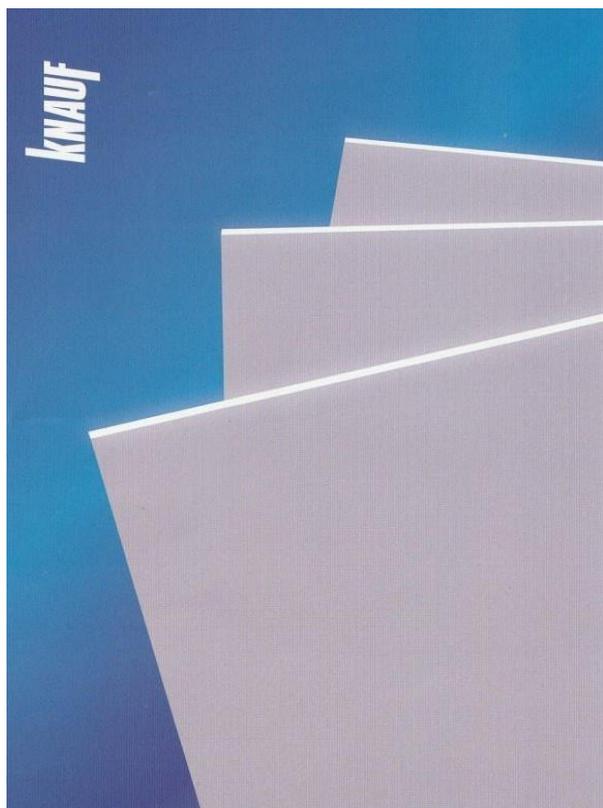
# ORGANIGRAMME -III-

## TRACTION SIMPLE





**Fiche descriptive Plaque en ciment AQUAPANEL**



**Plaque de Plâtre KNAUF KS Standard**

**AVANTAGES**

- Légereté, simplicité, rapidité et adaptabilité
- Temps de main d'œuvre réduit
- Solutions thermiques, acoustiques et esthétiques
- Régulation de l'humidité ambiante dans l'espace
- Permet la décoration et les formes courbes
- Respect de l'environnement
- Finitions parfaites.

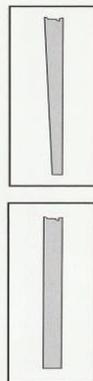
**DOMAINES D'APPLICATION**

- Neuf et rénovation : permettant la réalisation de systèmes constructifs couvrant la plupart des applications traditionnelles du second œuvre :
- Cloisons, sèches et doublages
- Plafonds suspendus
- Locaux : habitations, ERP, habillerie, locaux industriels, commerciaux...

**NORMES ET CERTIFICATIONS**

- Fabriqués selon les normes : NA 2011 : 17036 / EN +S20A2009 : 1
- Certification (TED)
- Réaction au feu : A-2s1,d0
- Plaque de type A

**CONFIGURATION DES BORDS**



Bord droit (BD)

Bord amirici (BA)

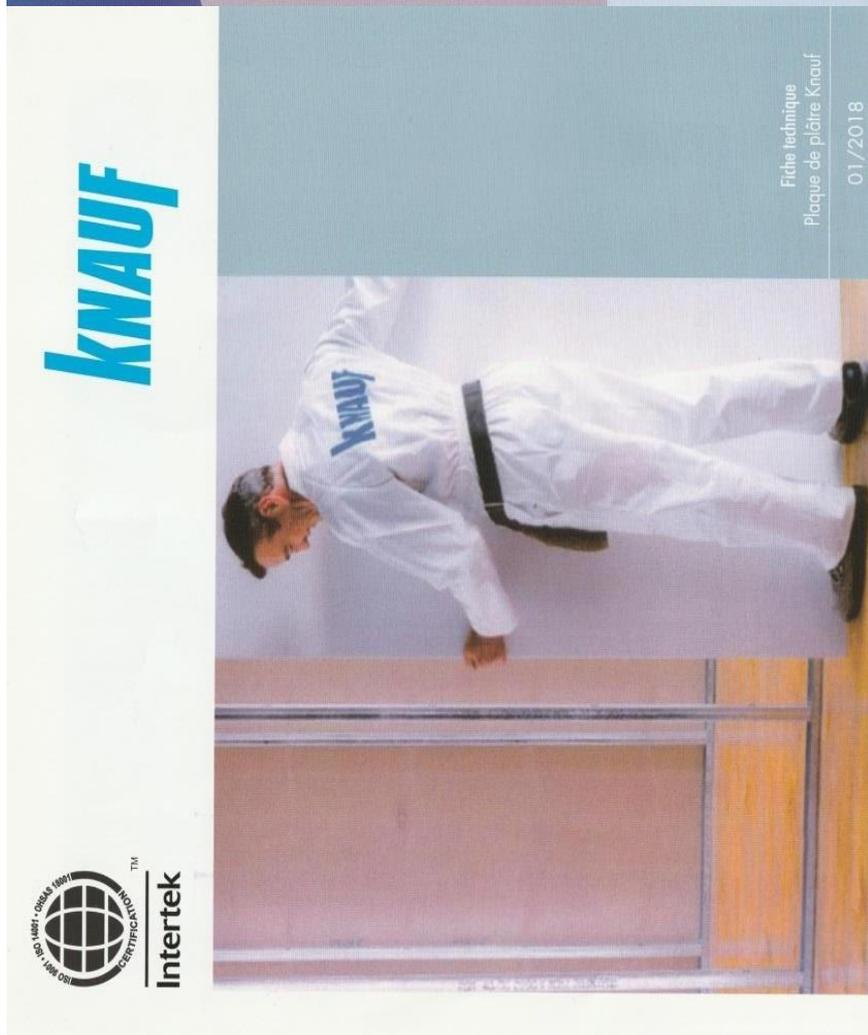


**Caractéristiques du produit**

- Apparence : Parement blanc
- Epaisseur : 6,5, 9,5, 12,5, 15 et 18 mm
- Largeur : 1200 mm
- Longueur : 2000 à 3000 mm
- Poids :
- 12,5 mm : 8,4 kg/m<sup>2</sup> nominal
- 15 mm : 12 kg/m<sup>2</sup> nominal
- 18 mm : 16 kg/m<sup>2</sup> nominal
- Densité : mini 600 - 820 kg/m<sup>3</sup>
- Systèmes de finition :
- Enduit à joint : Jointfiller ou Fugentfiller
- Bande à joint Knauf

Les plaques de plâtre Knauf sont fabriquées à base de plâtre de qualité supérieure, dont le niveau de pureté est supérieur ou égal à 95 %. Le processus de fabrication est soumis à des procédures strictes de contrôle de la qualité.

**Informations importantes :**  
Les informations fournies dans le présent dépliant sont uniquement destinées à orienter les utilisateurs dans le choix et l'utilisation des produits Knauf. A cet égard, nous ne faisons aucun effort pour en garantir l'exhaustivité. Toutefois, si Knauf Plâtres s.a.r.l. ou l'un de ses employés ou filiales ne sauraient assumer de responsabilité juridique quant à l'exhaustivité ou à l'utilité du présent dépliant en cas de défaut d'installation ou de construction de quelque nature que ce soit, pour ce qui concerne la pose et l'utilisation du présent dépliant, nous recommandons à nos clients de consulter les instructions de la notice en application. Il est notamment conseillé aux lecteurs du présent dépliant d'obtenir un avis indépendant sur l'utilisation de nos produits dans des structures, installations ou constructions spécifiques, afin de garantir la conformité avec la réglementation en vigueur, notamment celle relative à l'hygiène et à la sécurité.



Fiche technique  
Plaque de plâtre Knauf

01/2018

**Plaque de Plâtre KNAUF KS Standard**

Les plaques de plâtre Knauf KS standard, sont des panneaux composés d'un cœur à base de Plâtre compris entre deux parements cartonnés. Il s'agit de panneaux légers destinés à la Réalisation de systèmes constructifs pour le second œuvre, offrant une isolation acoustique et Des propriétés ignifuges supérieures à celles des matériaux de construction classiques.



E-mail : [info@knaufalgerie.com](mailto:info@knaufalgerie.com)  
[www.knaufalgerie.com](http://www.knaufalgerie.com)

- Silège Société Oran**  
Zone Industrielle, Bd. S. Boudiaf, Sétif, Oran, Algérie  
Adresse postale : BP N°02, 31240 Bouidjah, Oran, Algérie  
Tél. : +213 (0) 41 76 34 70 / 71  
Fax : +213 (0) 41 76 34 75 / 78
- Bureau Alger**  
Zone Industrielle, Lot 23 El Achour, 19043 Alger  
Tél. : +213 (0) 21 21 33 37 / 17  
Fax : +213 (0) 21 21 33 37 / 17
- Bureau Skikda**  
L'Ind Dakhou, Zone d'activité, 3ème tranche, 19000 Skikda  
Tél. : +213 (0) 36 83 77 41  
Fax : +213 (0) 36 83 77 41



### Fiche descriptive Plaque ciment AQUAPANEL®



#### La plaque AQUAPANEL

La Technologie AQUAPANEL® Cement Board a rapidement révolutionné la conception et la construction des bâtiments en Europe.

Développé par KNAUF AQUAPANEL, le panneau AQUAPANEL® Cement Board est un matériau de construction extrêmement durable, il offre aux architectes et aux entrepreneurs une alternative éprouvée :

- À une maçonnerie intérieure conventionnelle (Aquapanel Indoor)
- À une maçonnerie extérieure conventionnelle pour la construction de murs de grande qualité, la rénovation de façades, tunnels et différents types de projets (Aquapanel Outdoor)
- Aux chapes humides pour tous les types de Plafonds (Aquapanel SkyLite).

Pour Chaque application, le système adéquat



#### AQUAPANEL®

##### Cement Board INDOOR :

fournit un support robuste et solide, résistant à des conditions atmosphériques extrêmes telles que des vents violents, la pluie et la neige. Il peut servir de base à des murs extérieurs ventilés ou pour des systèmes de parements directs.

#### AQUAPANEL®

##### Cement Board OUTDOOR :

fournit un support robuste et solide, résistant à des conditions atmosphériques extrêmes telles que des vents violents, la pluie et la neige. Il peut servir de base à des murs extérieurs ventilés ou pour des systèmes de parements directs.

#### AQUAPANEL®

##### Cement Board SkyLite :

en combinaison avec l'égallisation AQUAPANEL®, le système offre une construction de plafonds parfaite. AQUAPANEL® Cement Board SkyLite convient pour tous types de plafonds et surtout dans les projets de réhabilitation.



Intertek

#### Bureau Social Oran

Chemin de Wilaya, n° 64,  
31063 Benfrah, Ghyel, Oran  
Adresse postale : BP N02,  
31240 Boufalis, Oran  
Tél.: +213(0) 41 76 34 71/70  
Fax.: +213 (0) 41 76 34 75/78

#### Bureau Alger

Zone d'activités, Lot 23  
El Achour, 16043 Alger.  
Tél.: +213(0) 21 33 37 13/14/15/16  
Fax.: +213(0) 21 33 37 17

#### Bureau Sétif

L'Aid Dahoua, Zone D'activité  
3ème Tranche, 19000 Sétif.  
Tél.: +213(0) 36 93 77 41  
Fax.: +213 (0) 36 93 77 41  
[www.knaufalgerie.com](http://www.knaufalgerie.com)  
info@knaufalgerie.com

#### AVANTAGES

- Panneau solide et durable à base de ciment de Portland
- Résiste à l'eau : AQUAPANEL ne gonfle pas et ne s'effrite pas
- Résiste aux moisissures
- Résiste à la flexion et aux chocs
- Résiste aux cycles gel dégel
- Conforme aux classes de résistance au feu les plus sévères
- Excellente isolation thermique et acoustique
- Conforme aux prescriptions de sécurité et d'hygiène
- Ininflammable

#### EFFICACITE ET RENTABILITE

- Permet d'alléger la structure pour une meilleure réaction au séisme
- Méthode de travail simplifiée, pas besoin d'outils spéciaux
- Montage simple et rapide
- Construction sèche = gain de temps
- Moins d'heures de travail = moins de frais de construction
- Diminution du support technique

#### GARANTIE KNAUF

Les plaques AQUAPANEL répondent aux normes Européennes

## Fiche Technique Plaque en ciment AQUAPANEL




### Caractéristiques (ETA-0608/13)

Longueur (mm)	1251/2000
Largeur (mm)	900
Épaisseur (mm)	8,0
Rayon de courbure min. (m)	1
Poids (kg/m <sup>2</sup> )	ca. 10,5
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> ) selon EN 12467	ca. 1230
Résistance à la flexion (MPa) selon EN 12467	ca. 10,9
pH	12
Conductivité thermique (W/mK) selon ISO 10456	0,36
Dilatation thermique (10 <sup>-6</sup> K <sup>-1</sup> )	7
Résistance à la transmission de la vapeur d'eau μ (-) selon EN ISO 12572	40
Variation de la longueur avec humidité ambiante 65%-85% (mm/m) selon EN 318	0,38
Variation de l'épaisseur avec humidité ambiante %65-%85 (%) selon EN 318	0,3
Classement au feu selon EN 13501	A1 Incombustible

### Application

La plaque de ciment AQUAPANEL® SkyLite est une plaque légère et robuste conçue pour être posée en plafonds suspendus à l'intérieur et à l'extérieur. La dalle se compose d'un cœur en ciment Portland et d'agréments légers, et est armée sur chaque face par un treillis de fibre de verre. Ses extrémités sont coupées et les chants renforcés (EasyEdge®).

La plaque de ciment AQUAPANEL® SkyLite est 100 % résistante à l'eau et l'humidité et imprévisible.

### Domaine d'application

La plaque de ciment AQUAPANEL® SkyLite a été conçue pour être utilisée en plafonds suspendus et en sous-faces de toiture à l'extérieur, et en plafonds suspendus dans les locaux humides à l'intérieur.

Son poids faible d'env. 10,5 kg/m<sup>2</sup> en fait la plaque idéale pour les poses à l'intérieur. En utilisant les accessoires adaptés du système, il est possible d'obtenir des qualités de finition AQUAPANEL® Q3 en extérieur et jusqu'à des qualités AQUAPANEL® Q4 en intérieur.

### Propriétés

- Une dalle de plafond pour l'intérieur comme pour l'extérieur
- Facile à poser en hauteur
- Formable à sec jusqu'à un rayon de courbure d'un mètre
- 100 % résistante à l'eau
- Imprévisible
- Ecologique et inoffensive sur le plan de la biologie du bâtiment
- Légère, stable, robuste
- Découpable au cutter

AQUAPANEL®

01/2018

## AQUAPANEL® Cement Board SkyLite

La conception intelligente de plafond pour l'extérieur et l'intérieur



E-mail : [info@knaufalgerie.com](mailto:info@knaufalgerie.com)  
[www.knaufalgerie.com](http://www.knaufalgerie.com)

### Silber Société Algérie

Chemin de Milliat n° 64, 31053 Boufarik, Cédex, Oran, Algérie  
 Adresse postale : BP N°102, 31240 Boufarik, Oran, Algérie  
 Tél. : +213 (0) 41 76 34 70 / 71  
 Fax : +213 (0) 41 76 34 73 / 74

### Brevier Alger

Zone Industrielle, Lot 23 El Kheour, 16043 Alger  
 Tél. : +213 (0) 21 33 37 13 / 14 / 15 / 16  
 Fax : +213 (0) 21 33 37 17

### Brevier Skikda

Zone Industrielle, 3ème Etape, 19000 Skikda  
 Tél. : +213 (0) 36 93 77 41  
 Fax : +213 (0) 36 93 77 41

AQUAPANEL®

[www.AQUAPANEL.com](http://www.AQUAPANEL.com)  
[info@AQUAPANEL.com](mailto:info@AQUAPANEL.com)

AQUAPANEL® est un système de construction innovant de pointe. Le principe du système accompagne chaque étape de la planification et de l'exécution, de l'été jusqu'à la conclusion du projet. Les plaques en ciment AQUAPANEL®, les accessoires et les aides à la construction sont adaptés les uns aux autres – vous pouvez donc être sûr du résultat.

AQUAPANEL® est une marque déposée.

### Mise en oeuvre

La plaque de ciment AQUAPANEL® SkyLite se fixe parallèlement ou perpendiculairement au lattage. La première plaque doit soigneusement être alignée sur les profils. Les plaques en ciment AQUAPANEL® SkyLite se fixent à l'ossature à l'aide des vis AQUAPANEL®. Les plaques suivantes sont posées en alternance en laissant un joint d'env. 3 à 4 mm, éviter les joints croisés. Le jointement se fait avec l'enduit à joint AQUAPANEL® gris et la bande à joint AQUAPANEL® (10 cm) qui est noyée dans l'enduit. Les lèze de vis sont également recouvertes avec de l'enduit. Une fois l'enduit à joint durci, la surface doit être traitée avec l'enduit de base AQUAPANEL®. Après le séchage, on passe à la finition de la surface.

Les plafonds suspendus à l'extérieur doivent bénéficier d'une atténuation de stabilité. Tous les composants des ossatures à l'intérieur et à l'extérieur doivent être suffisamment protégés contre la corrosion. Vous trouverez de plus amples informations dans la brochure du système.

### Transport et stockage

Toujours porter les plaques à la verticale, les transporter à l'aide d'un diable pour plaques ou transporter les palettes à l'aide d'un chariot élévateur. Veillez à ne pas endommager les coins et les chants en posant les plaques.

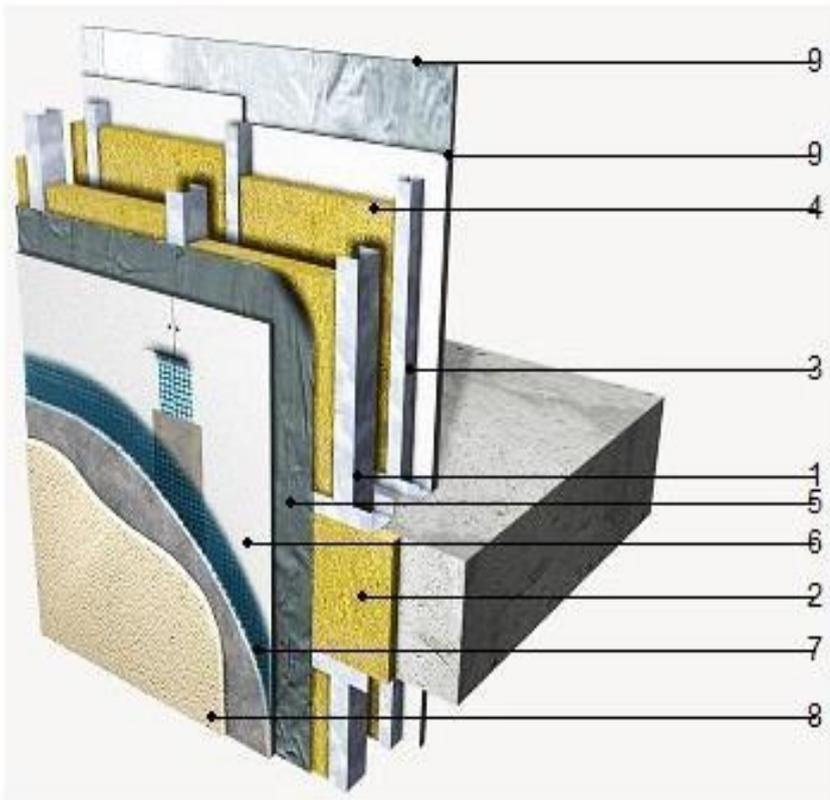
Le support sur lequel elles sont posées doit pouvoir en supporter le poids. Une palette de plaques de ciment AQUAPANEL® SkyLite fait un poids à la livraison compris entre 1008 et 1048 kg.

Les plaques en ciment AQUAPANEL® SkyLite doivent être protégées contre l'humidité et les intempéries avant d'être posées. Les plaques qui ont pris l'humidité doivent être séchées à plat des deux côtés avant d'être utilisées.

Laisser les plaques s'adapter à la température et au taux d'humidité ambiants avant de les poser. La température ambiante, du matériau et du support ne doit pas être inférieure à 5+ °C.

## Annexe (A)

### ✚ Composantes du mur extérieur avec des plaques en Ciment AQUAPANEL



1 : Structure extérieure.

2 : Isolation extérieure.

3 : Structure intérieure.

4 : Isolation intérieure.

5 : Imperméabilisation.

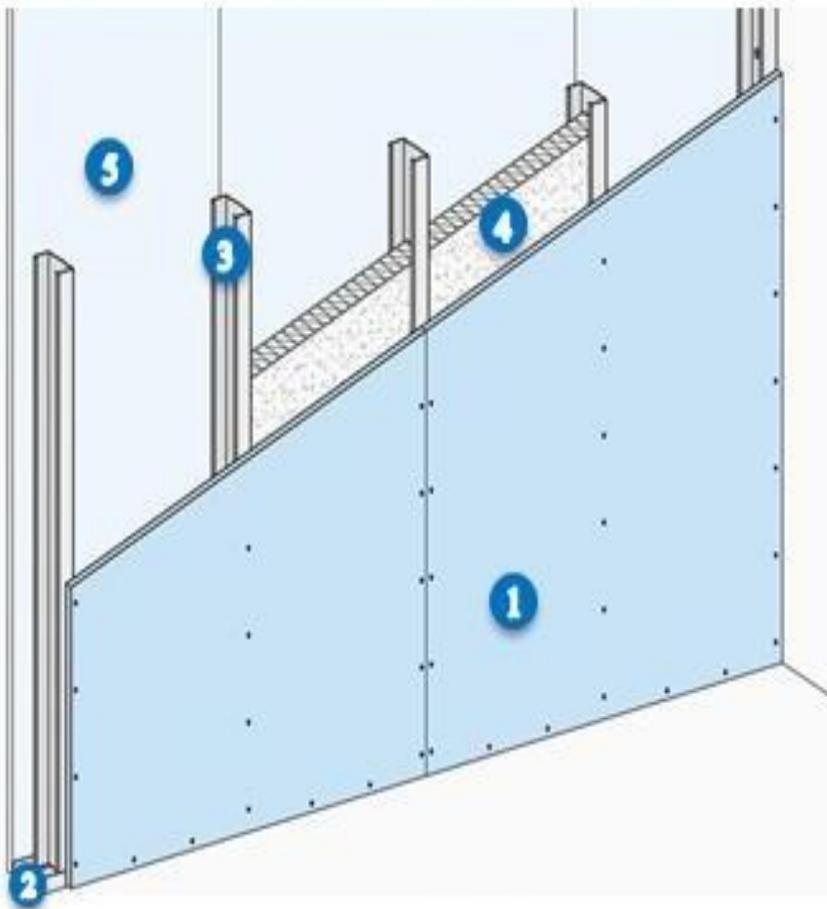
6 : Plaque extérieure.

7 : Couche de base.

8 : Couche de finition.

9 : Plaque intérieure.

### ✚ Composantes du mur intérieur avec des plaques au plâtre



1 : Plaques de plâtre.

2 : Rail métallique.

3 : Montant métallique.

4 : Isolant en laine.

5 : Plaques de plâtre.

 **Fiche Technique entrevous en polystyrène (PSE)**



## Fiche technique Hourdis

### Description :

Les entrevous en polystyrène expansé (PSE) sont des produits obtenus par moulage, utilisés en partie courante du plancher.

### L'entrevous en PSE de type R2 :

L'entrevous en polystyrène expansé est de densité 25 Kg/M<sup>3</sup>

### Avantage :

- Rapidité et facilité de mise en œuvre.
- Isolation thermique et acoustique.
- Légèreté et mise en œuvre facile.

### Caractéristique géométrique et mécaniques des entrevous :

Les dimensions des entrevous (hauteur, longueur, largeur) et leur résistance mécanique sont mentionnées dans le tableau 1, la résistance mécanique est définie comme étant la charge à la rupture par poinçonnement flexion.

Type d'entrevous	Dimensions effectives			Résistance au poinçonnement-flexion (daN)
	Hauteur (mm)	Largeur (mm)	Longueur (mm)	
Hourdis_25	155	250	495	120
Hourdis_40	155	400	495	158
Hourdis_40_rehausse	200	400	495	-
Hourdis_1m	155	1000	495	424
Hourdis_70	300	700	230	150

Essais référence DTEM/61/2014 et DTEM/62/2014, essais effectués sur la base de la norme NF EN 15037-2 et NF EN 15037-4 .

### Comportement au feu :

Le pouvoir calorifique du PSE est de 40 MJ/kg, classement au feu, en cas d'incendie, tous les moyens classiques de lutte peuvent être utilisés, l'eau est habituellement efficace.  
Les entrevous IPP sont fabriqués en polystyrène expansé classe M1 (produit auto extinguable, fabriqués à base d'une matière première avec un additif retardateur de combustion selon DIN4102, section 1, B1).

**Masse volumique apparente :** La masse volumique moyenne est de 25Kg/M<sup>3</sup> .

**La conductivité thermique  $\lambda$  :** La conductivité thermique  $\lambda$  est de 0.0348 pour une masse volumique de 25Kg/M<sup>3</sup>.

## Annexe (A)



### *Photos Entevous en polystyrène*



### *Plafonds en silicate de Gypse et Fibre de Verre*



#### **Définition :**

Plafonds en silicate de calcium est un matériau qui est constitué principalement de lapoudre de gypse et fibres de verre

#### **a- Caractéristiques:**

- high sound- capacité absorbante
- respectueux de l'environnement
- économie d'énergie
- stabilité dimensionnelle
- rayonnement
- retardateur de flamme
- étanche à l'humidité, haute résistance à la moisissure
- top qualité
- taille: 595\*595
- épaisseur: 15 mm
- **poids léger:** 6-7kg/m<sup>2</sup> l'exercice de poids est 30 fois celle de soi- poids de haute intensité: 355n. 2 fois celui de la norme internationale.

#### **b- poids total par mètre carré :**

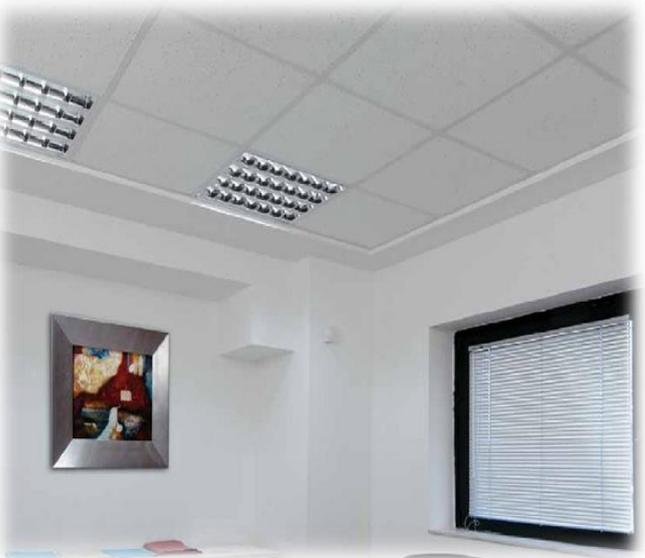
**Matériel de quille:** en alliage d'aluminium avec poids de 2 Kg/m<sup>2</sup>

**Poids de plafond/m<sup>2</sup> :** 6-7kg/m<sup>2</sup>

**Poids total /m<sup>2</sup> :** 8-9 Kg /m<sup>2</sup>

## Annexe (A)

✚ *Quelques photos*



### Dalle de sol en PVC



#### Définition

La dalle de sol PVC) est un matériau synthèse, composé de carbone, d'hydrogène, de plastifiants et de charges minérales. Il est issu du sel à 57%. Pour Trafic Intense.

#### Avantages :

De nombreux avantages pour des utilisations multiples:

- Dalle de sol PVC souple, plombante et très résistante: offre une résistance optimum et durable au passage d'engins.
- Polyvalente, facile à poser, rapide à monter et démonter
- Revêtement de sol antidérapant et ergonomique pour le confort et l'amélioration des conditions de travail des utilisateurs
- Sol isolant thermique et phonique.
- Dallage PVC esthétique et fonctionnel : permet l'identification de zones et le marquage au sol par des jeux de couleurs.
- Dalles de sol PVC personnalisables grâce au procédé d'impression exclusif Visio floor pour la reproduction de logo ou de toute autre image sur le sol.

#### Caracteristiques

Dalles de sol PVC ne nécessitant aucun collage, sauf au soleil ou cas particuliers.

- **Système exclusif de fixations périphériques**
- **Finition** : lisse.
- **Dimensions** : (50 x 50) cm<sup>2</sup>.
- **Epaisseur** : 7 mm.
- **Poids** : 2,20 kg / dalle (8,80 kg/m<sup>2</sup>).
- **Aspect de surface** : Satiné
- **Traitement de surface** : protection Stainproof.
- **Résistance** exceptionnelle à la compression : **50 tonnes / m<sup>2</sup> Produit 100% recyclable.**<sup>2</sup>

## Annexe (B)

### La Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour chaque détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5.

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

Avec :

$Q$  : Charge d'exploitation

$n$  : Nombre d'étages.

$Q_0$  : Surcharge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$

Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs:

**Tableau B.1 : Dégression des charges.**

Niveau	Surcharges	Σ Surcharges	Q(kN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse</b>	$Q_0 = 1$	$Q_0$	1,00
<b>7</b>	$Q_1 = 1,5$	$Q_0 + Q_1$	2,50
<b>6</b>	$Q_2 = 1,5$	$Q_0 + Q_1 + 0,9 Q_2 = Q_0 + 1,9Q$	3,85
<b>5</b>	$Q_3 = 1,5$	$.. + 0,9 Q_2 + 0,8Q_3 = Q_0 + 2,7Q$	5,05
<b>4</b>	$Q_4 = 1,5$	$.. + 0,8Q_3 + 0,7Q_4 = Q_0 + 3,4Q$	6,10
<b>3</b>	$Q_5 = 1,5$	$.. + 0,7Q_4 + 0,6Q_5 = Q_0 + 4Q$	7,00
<b>2</b>	$Q_6 = 1,5$	$.. + 0,6Q_5 + 0,5Q_6 = Q_0 + 4,5Q$	7,75
<b>1</b>	$Q_7 = 1,5$	$.. = Q_0 + 5Q$	8,50
<b>RDC</b>	$Q_8 = 3,5$	$.. = Q_0 + Q_{RDC} + 5Q$	12,00

**N.B:** Dans ce qui suit, SMLd indique la structure réalisée avec les matériaux lourds, alors que SMLg indique la structure réalisée avec les matériaux légers.

### Détermination du poteau le plus sollicité

► **Poteau centrale D6 :**

$$S_1 = (4,8 - 0,3) \times (4,45 - 0,3) = 18,68 \text{ m}^2$$

### Calcul des différents poids des planchers

- Poids du plancher terrasse (SMLd) =  $6,63 \times 18,68 = 123,85 \text{ kN}$
- Poids du plancher terrasse (SMLg) =  $5,32 \times 18,55 = 99,38 \text{ kN}$
- Poids du plancher étage courant (SMLd) =  $5,59 \times 18,68 = 104,39 \text{ kN}$
- Poids du plancher étage courant (SMLg) =  $3,13 \times 18,68 = 58,45 \text{ kN}$

### Poids des poutres porteuses et non porteuses

$$0,3 \times (0,45 - 0,21) \times 25 \times (4,8 - 0,3) = 8,1 \text{ kN}$$

$$0,3 \times (0,4 - 0,21) \times 25 \times 4,45 = 5,28 \text{ kN}$$

## Annexe (B)

### Poids des poteaux

- Poteau SSol ( $h = 3,74\text{m}$ ) =  $25 \times (3,74 - 0,40) \times 0,3^2 = 7,52 \text{ kN}$
- Poteau RDC (SMLd) ( $h = 4,08\text{m}$ ) =  $25 \times (4,08 - 0,40) \times 0,35^2 = 11,27 \text{ kN}$
- Poteau RDC (SMLg) ( $h = 4,08\text{m}$ ) =  $25 \times (4,08 - 0,40) \times 0,3^2 = 8,28 \text{ kN}$
- Poteau 1<sup>er</sup> au 7<sup>eme</sup> étage ( $h = 3,06\text{m}$ ) =  $25 \times (3,06 - 0,40) \times 0,3^2 = 5,99 \text{ kN}$

### ► Poteau de rive D7 :

$$S_2 = (4,45 - 0,3) \times (2,5 - 0,15) = 9,75 \text{ m}^2$$

### Calcul des différents poids

- Poids des planchers
- Poids du plancher terrasse (SMLd) =  $6,63 \times 9,75 = 64,64 \text{ kN}$
- Poids du plancher terrasse (SMLg) =  $5,32 \times 9,75 = 51,87 \text{ kN}$
- Poids du plancher étage courant (SMLd) =  $5,59 \times 9,75 = 54,5 \text{ kN}$
- Poids du plancher étage courant (SMLg) =  $3,13 \times 9,75 = 30,52 \text{ kN}$
- Poids du plancher dalle pleine (RDC) (SMLd) =  $6,11 \times 9,75 = 57,57 \text{ kN}$
- Poids du plancher dalle pleine (RDC) (SMLg) =  $4,96 \times 9,75 = 48,36 \text{ kN}$

### Poids des poutres porteuses et non porteuses

$$0,3 \times (0,45 - 0,21) \times 25 \times (2,5 - 0,15) = 4,23 \text{ kN}$$

$$0,3 \times (0,4 - 0,21) \times 25 \times 4,45 = 6,34 \text{ kN}$$

### Poids des poteaux

- Poteau SSol ( $h = 3,74\text{m}$ ) =  $25 \times (3,74 - 0,40) \times 0,3^2 = 7,52 \text{ kN}$
- Poteau RDC ( $h = 4,08\text{m}$ ) =  $25 \times (4,08 - 0,40) \times 0,3^2 = 8,28 \text{ kN}$
- Poteau 1<sup>er</sup> au 7<sup>eme</sup> étage ( $h = 3,06\text{m}$ ) =  $25 \times (3,06 - 0,40) \times 0,3^2 = 5,99 \text{ kN}$

### Poids des murs extérieurs

- Pour l'étage courant (SMLd) :  $2,81 \times (3,06 - 0,4) \times (4,45 - 0,3) = 31,08 \text{ kN}$
- Pour l'étage courant (SMLg) :  $0,38 \times (3,06 - 0,4) \times (4,45 - 0,3) = 4,19 \text{ kN}$
- Pour le RDC (SMLd) :  $2,81 \times (4,08 - 0,4) \times (4,45 - 0,3) = 42,9 \text{ kN}$
- Pour le RDC (SMLg) :  $0,38 \times (4,5 - 0,4) \times (4,45 - 0,3) = 5,8 \text{ kN}$
- Pour le SSol (SMLd) :  $2,81 \times (3,74 - 0,4) \times (4,45 - 0,3) = 38,95 \text{ kN}$
- Pour le SSol (SMLg) :  $0,38 \times (3,74 - 0,4) \times (4,45 - 0,3) = 5,27 \text{ kN}$

### Poids de l'acrotère

$$4,45 \times 2,26 = 10,06 \text{ kN}$$

## Annexe (B)

### ► Poteau d'angle E1:

$$S_3 = (2,2 - 0,15) \times (2,225 - 0,15) = 4,25 \text{ m}^2$$

### Calcul des différents poids

- Poids des planchers
- Poids du plancher terrasse (SMLd) =  $6,63 \times 4,25 = 28,18 \text{ kN}$
- Poids du plancher terrasse (SMLg) =  $5,32 \times 4,25 = 22,61 \text{ kN}$
- Poids du plancher étage courant (SMLd) =  $5,59 \times 4,25 = 23,76 \text{ kN}$
- Poids du plancher étage courant (SMLg) =  $3,13 \times 4,25 = 13,3 \text{ kN}$
- Poids du plancher dalle pleine (RDC) (SMLd) =  $6,11 \times 4,25 = 25,97 \text{ kN}$
- Poids du plancher dalle pleine (RDC) (SMLg) =  $4,96 \times 4,25 = 21,08 \text{ kN}$

### Poids des poutres principales et secondaires

$$0,3 \times (0,45 - 0,21) \times 25 \times (2,225 - 0,15) = 3,74 \text{ kN}$$

$$0,3 \times (0,4 - 0,21) \times 25 \times (2,2 - 0,15) = 2,92 \text{ kN}$$

### Poids des poteaux

- Poteau SS ( $h = 3,74\text{m}$ ) =  $25 \times (3,74 - 0,40) \times 0,3^2 = 7,52 \text{ kN}$
- Poteau RDC ( $h = 4,08\text{m}$ ) =  $25 \times (4,08 - 0,40) \times 0,3^2 = 8,28 \text{ kN}$
- Poteau 1<sup>er</sup> au 7<sup>eme</sup> étage ( $h = 3,06\text{m}$ ) =  $25 \times (3,06 - 0,40) \times 0,3^2 = 5,99 \text{ kN}$

### Poids des murs extérieurs

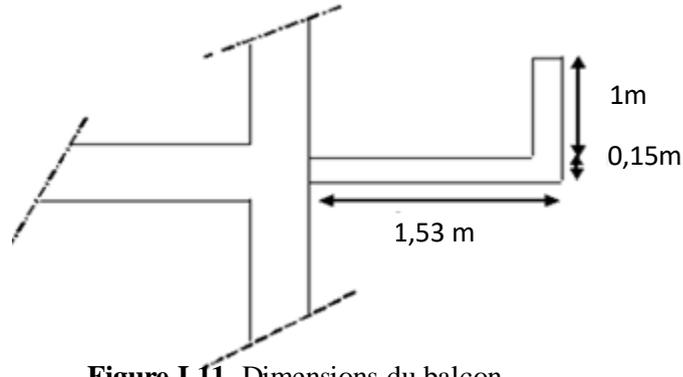
- Pour l'étage courant (SMLd) :  $2,81 \times (3,06 - 0,4) \times ((2,225 - 0,15) + (2,2 - 0,15)) = 30,83 \text{ kN}$
- Pour l'étage courant (SMLg) :  $0,38 \times (3,06 - 0,4) \times ((2,225 - 0,15) + (2,2 - 0,15)) = 4,17 \text{ kN}$
- Pour le RDC (SMLd) :  $2,81 \times (4,08 - 0,4) \times ((2,225 - 0,15) + (2,2 - 0,15)) = 42,66 \text{ kN}$
- Pour le RDC (SMLg) :  $0,38 \times (4,08 - 0,4) \times ((2,225 - 0,15) + (2,2 - 0,15)) = 5,77 \text{ kN}$
- Pour le SSol (SMLd) :  $2,81 \times (3,74 - 0,4) \times ((2,225 - 0,15) + (2,2 - 0,15)) = 38,71 \text{ kN}$
- Pour le SSol (SMLg) :  $0,38 \times (3,74 - 0,4) \times ((2,225 - 0,15) + (2,2 - 0,15)) = 5,24 \text{ kN}$
- Pour l'étage courant (SMLd) :  $2,81 \times (3,06 - 0,4) \times (4,45 - 0,3) = 31,08 \text{ kN}$
- Pour l'étage courant (SMLg) :  $0,38 \times (3,06 - 0,4) \times (4,45 - 0,3) = 4,19 \text{ kN}$
- Pour le RDC (SMLd) :  $2,81 \times (4,08 - 0,4) \times (4,45 - 0,3) = 42,9 \text{ kN}$
- Pour le RDC (SMLg) :  $0,38 \times (4,5 - 0,4) \times (4,45 - 0,3) = 5,8 \text{ kN}$
- Pour le SSol (SMLd) :  $2,81 \times (3,74 - 0,4) \times (4,45 - 0,3) = 38,95 \text{ kN}$
- Pour le SSol (SMLg) :  $0,38 \times (3,74 - 0,4) \times (4,45 - 0,3) = 5,27 \text{ kN}$

### Poids de l'acrotère

$$(2,38 + 2,35) \times 2,26 = 10,19 \text{ kN}$$

**Calcul détaillé de la dalle pleine (balcon)**

Notre bâtiment comprend des balcons en dalle pleine de 15cm d'épaisseur ( $e \geq \frac{L}{10} = \frac{153}{10} = 15\text{cm}$ ), Elles sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau du plancher).



**Figure I.11.** Dimensions du balcon

**Détermination des charges et surcharges**

- Charges permanentes de la dalle pleine (étage courant) :  $G1 = 6,33 \text{ KN/m}^2$
- Charges de garde-corps (en maçonnerie) :  $G2 = 1,62 \text{ KN/ml}$
- Surcharges sur le balcon :  $Q1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$
- Charge concentré « F » :

- Enduit au ciment .....  $0,36 \text{ kN/m}^2$
- Maçonnerie (ép = 10 cm) .....  $0,90 \text{ kN/m}^2$
- Enduit au ciment .....  $0,36 \text{ kN/m}^2$

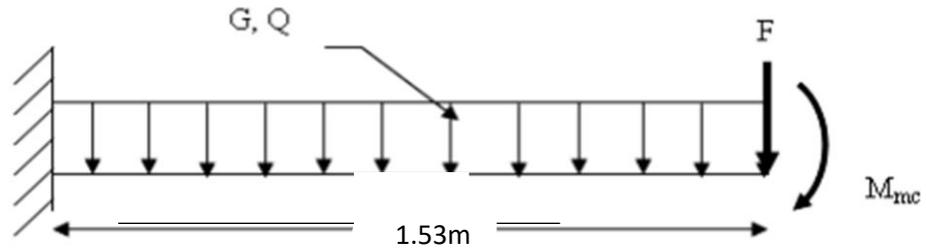
**$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$**

**Moment du à la main courante :**

**$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$**

## Annexe (C)

- **Schéma statique**



**Figure I.12.** Schéma statique du balcon.

### Combinaison des charges

**Tableau I.7.** Combinaison de charges.

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>q (kN /ml)</i>	13,8	9,83
<i>F (kN)</i>	2,19	1,62
<i>M<sub>mc</sub> (kN,m)</i>	1,5	1

### Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- **Moment fléchissant:**  $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{mc}\right)$
- **Effort tranchant:**  $T(x) = (qx + F)$

**Tableau I.8.** Calcul des efforts internes

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>M (kN,m )</i>	20,94	15,48
<i>T (kN)</i>	23,3	16,7

## Annexe (C)

### Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m, c.à.d. (100\*15) cm<sup>2</sup>.

$$f_{c28} = 30MPa ; f_{bc} = 17MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 13.5cm$$

$$f_{t28} = 2,4MPa ; \sigma_s = 435MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500MPa$$

**Tableau I.9.** Ferrailage du balcon.

$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{Cal}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>Choix</b>	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
20.94	0.068	Oui	0	0.087	13.03	3.69	<b>5HA12</b> = 5.65	5.65

### Espacement

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33cm \\ 22cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.39cm^2 \leq A_r \leq 2.78cm^2$$

Le choix est de: 5T8/ml=2.51cm<sup>2</sup> avec: S<sub>t</sub>=20cm

### Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 5.65cm^2 > A_s^{\min} = 1,63cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{23,3 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0.17MPa < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,5MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

## Annexe (C)

### Vérification à l'ELS

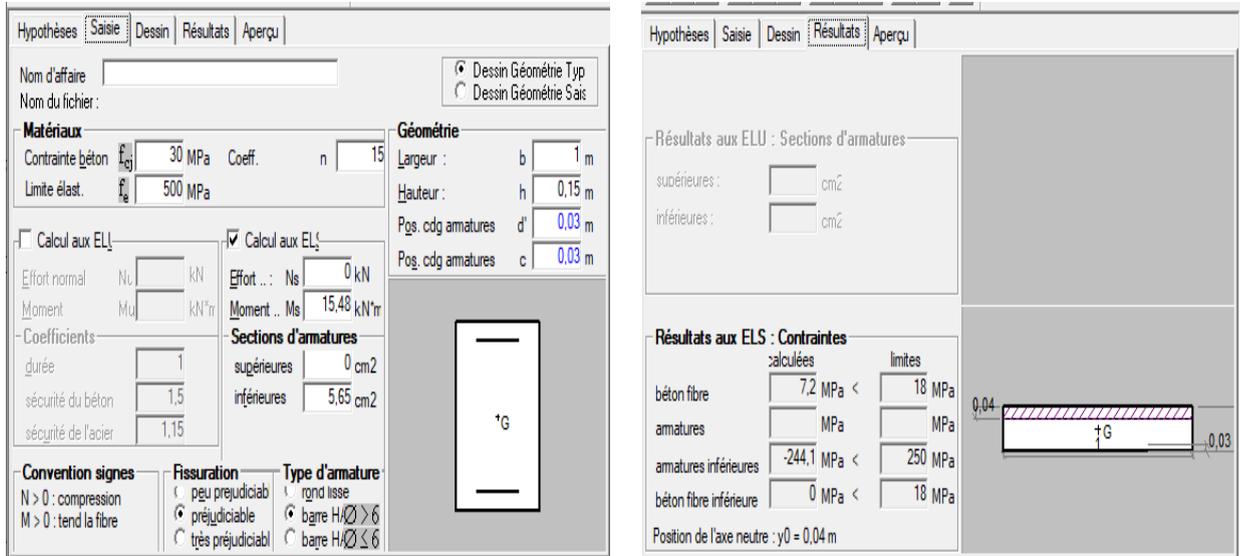
On considère que la fissuration est préjudiciable

- **Vérification des contraintes**
  - La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

**Tableau I.10.** Vérification des contraintes du balcon.

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
15.48	5.65	7.2	18	Vérifiée	244.1	250	Vérifiée

### • Captures SOCOTEC



**Figure I.12.** Captures SOCOTEC

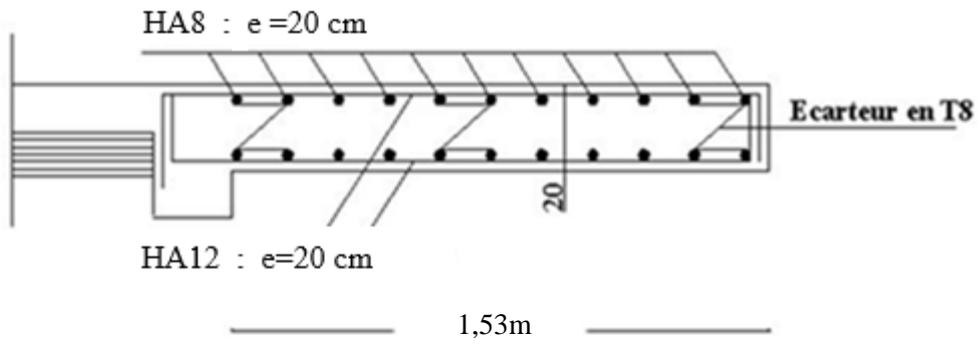
### Vérification de la flèche

$$\left. \begin{array}{l}
 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 3. \frac{A}{bd} \leq 2 \frac{f_{t28}}{f_e}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \frac{15}{153} = 0,098 > \frac{13}{20 \times 15,48} = 0,042 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\
 \frac{15}{153} = 0,098 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\
 \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 4,18 \cdot 10^{-3} \leq 2 \frac{2,4}{500} = 9,6 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifier}
 \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

# Annexe (C)

c



## Calcul détaillé des poutrelles

### I.5. Les poutrelles

#### I.5.1. Pré-dimensionnement

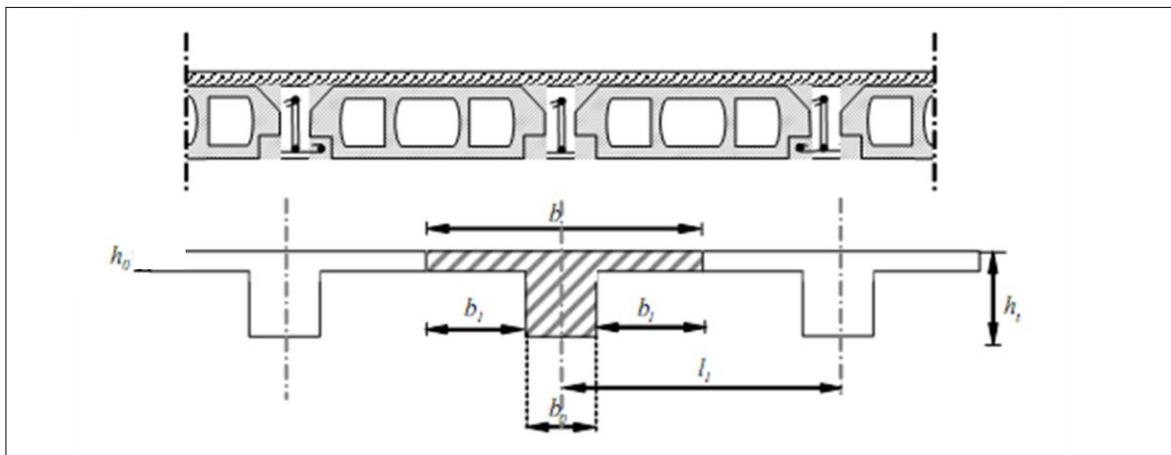
Les poutrelles sont des poutres de section en **T** associées à des planchers, ils seront calculés en deux phases :

- **1<sup>er</sup> phase** : Avant le coulage du béton, la poutrelle est supposée simplement appuyées, elle est soumise à son poids propre et elle travaille iso-statiquement, le moment fléchissant maximal en travée est :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Dans cette phase la poutrelle se trouve incapable de reprendre cette sollicitation d'où la nécessité d'un **étaie**ment à mi travée pour diminuer la flèche.

- **2<sup>ème</sup> phase** : Dans cette phase la poutrelle prend corps avec la dalle de compression elle travaille hyper-statiquement sur des appuis continus et par conséquent création des moments au niveau des appuis continus d'où un soulagement pour la poutrelle, ce soulagement est traduit par diminution du moment en mi-travée.



**Figure I.14.** Plancher corps creux.

Notre plancher en corps creux :

$$h_t = 21\text{cm}$$

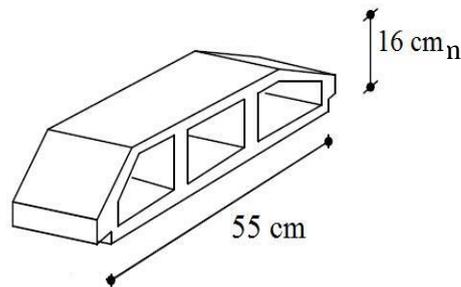
16cm : corps creux.

05cm : dalle de compression.

Donc on a des poutrelles de :

$$h_t = 21\text{cm} ; b_0 = 10\text{cm} ; h_0 = 05\text{cm}.$$

### I.5.2. Dimension des poutrelles



**Figure I.15.** Dimension du Corps Creux

$$b_0 = (0,3 \div 0,5)h_t \rightarrow b_0 = (6,3\text{cm} \div 10,5\text{cm})$$

On prend :  $b_0 = 10\text{cm}$

$$\ell_n = 60 + 10 = 75\text{cm} \text{ (Distance entre axe des poutrelles)}$$

$$b_l = \frac{\ell_n - b_0}{2} = \frac{70 - 10}{2} \rightarrow b_l = 30\text{cm}$$

### I.5.3. Evaluation des charges

- 1<sup>ère</sup> phase :

#### a- Charge permanente

- Poids propre de la poutrelle :  $0,10 \times 0,05 \times 25 = 0,13 \text{ kN/ml}$
- Poids propre du corps creux :  $0,60 \times 0,21 \times 14 = 1,76 \text{ kN/ml}$

$$\mathbf{G_{tot} = 1,89 \text{ kN/ml}}$$

#### b- Charge d'exploitation

$$Q = 1 \times 0,6 \text{ (1Kn/m}^2 \text{ pds de l'ouvrier)} \quad \mathbf{Q = 0,6 \text{ kN/ml}}$$

#### c- Combinaison :

$$\mathbf{ELU : } q = 1,35G + 1,5Q \quad \mathbf{q_u = 3,45 \text{ kN/ml}}$$

$$\mathbf{ELS : } q = G + Q \quad \mathbf{q_s = 2,49 \text{ kN/ml}}$$

#### d- Calcul des moments :

$$M_u = ql^2/8 = 2,05 * 4,5^2/8 = 8,73 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = ql^2/8 = 2,05 * 4,5^2/8 = 6,3 \text{ kN.m}$$

## Annexe (D)

### e- Calcul de ferrillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU :

$$M_u = 8,73 \text{ kN.m} ; b = 10 \text{ cm} ; h = 5 \text{ m} ; d = 4,5 \text{ cm} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa.}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 2,54 > \mu_r \quad \text{Sachant qu'il est impossible d'avoir } \mu > 1.$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

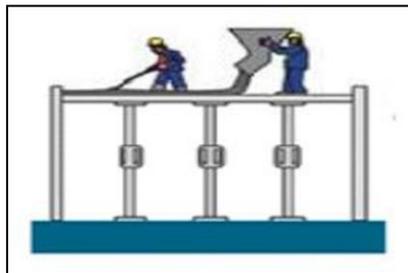


Figure I.16. Les étaitements.

- 2<sup>ème</sup> phase :

Après le coulage de l'hourdis en place sur les entrevous, la poutrelle travaille comme une poutre en T.

#### a- Charge d'exploitation :

- Terrasse :

$$G = 7,33 \times 0,6$$

$$G = 4,4 \text{ kN/ml}$$

- Etage courant :

$$G = 5,59 \times 0,6$$

$$G = 3,35 \text{ kN/ml}$$

## Annexe (D)

### b- Charge d'exploitation :

- **Terrasse :**

$$Q = 1 \times 0,6$$

$$Q = 0,6 \text{ kN/ml}$$

- **Etage courant :**

$$Q = 1,5 \times 0,6$$

$$Q = 0,9 \text{ kN/ml}$$

### c- Combinaison :

**ELU** :  $q = 1,35G + 1,5Q$

**ELS** :  $q = G + Q$

**Tableau I.11.** Calcul des combinaisons

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	q <sub>u</sub> kN/m	q <sub>ser</sub> kN/m	
Plancher courant	3,35	0,9	5,87	4,25	
Plancher terrasse	4,4	0,6	6,84	5	Max

### d- Conclusion :

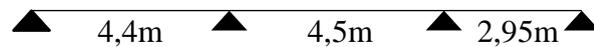
Le plancher terrasse est le plus sollicitée.

- **Nous avons type de poutrelles ( // ou sens secondaire ) :**

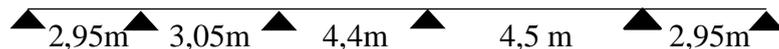
- Type 1 : Poutrelle a 2 travées



- Type 2: Poutrelle a 3 travées



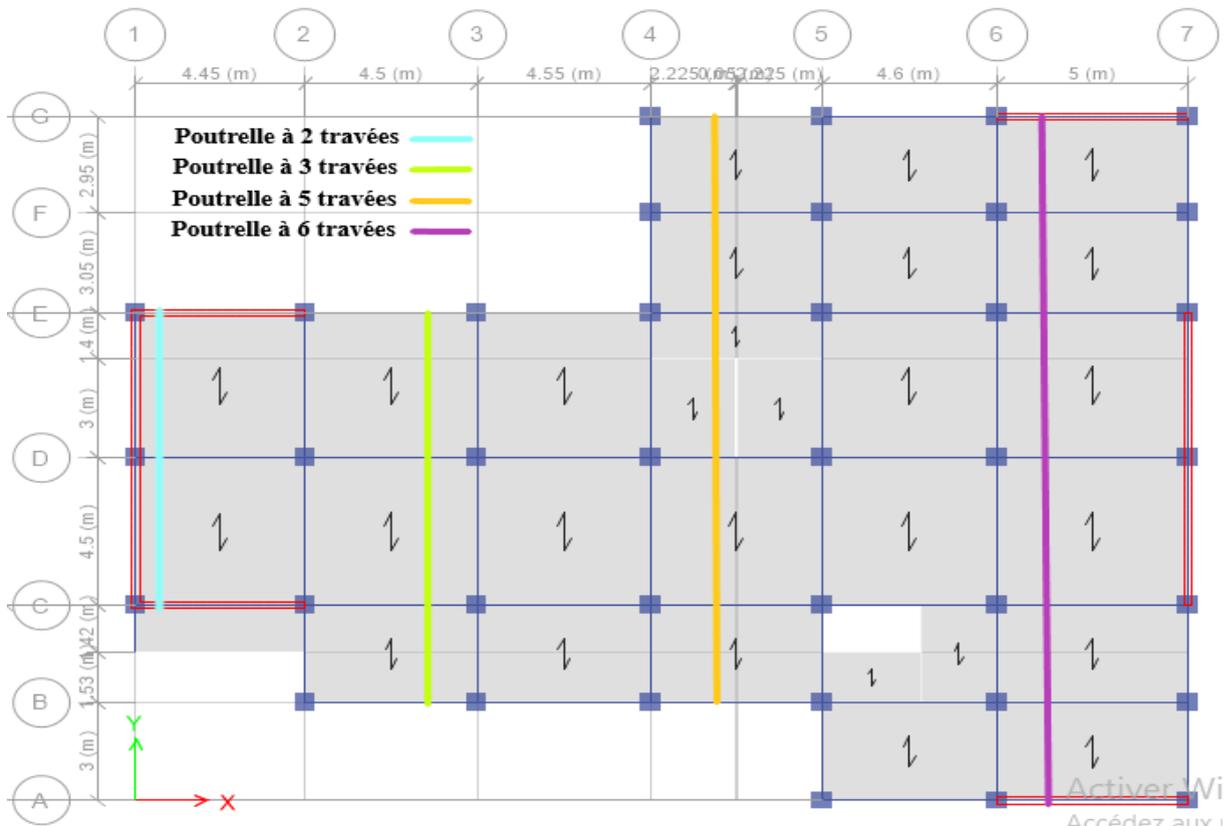
- Type 3 : Poutrelle a 5 travées



- Type 4 : Poutrelle a 6 travées



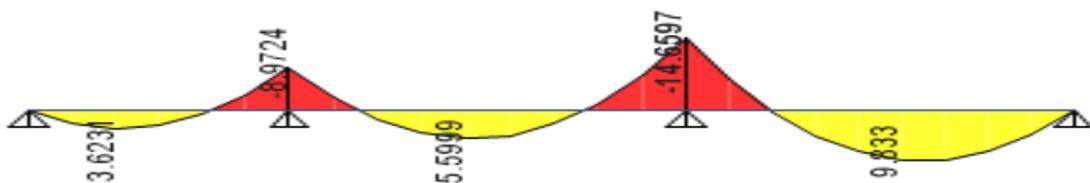
## Annexe (D)



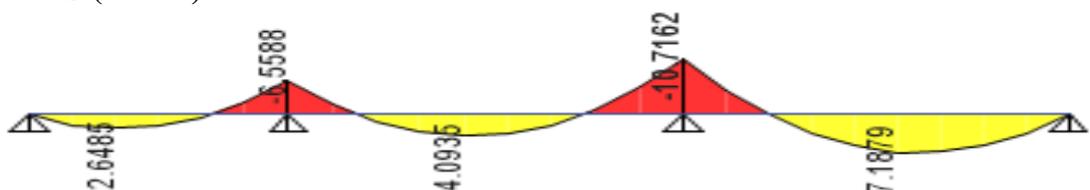
**L'étude par la méthode : élément finis (ETABS).**

- **Diagrammes des moments fléchissant (Type 1 à 02 travées  $M_{33max}$ )**

**ELU (travée):**

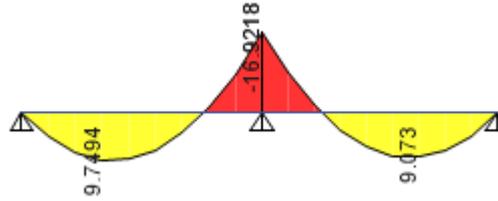


**ELS (travée):**

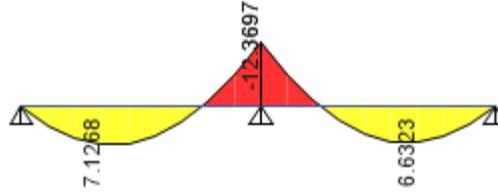


## Annexe (D)

**ELU (appui):**

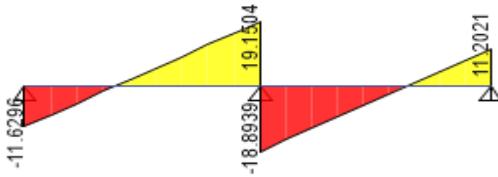


**ELS (appui):**

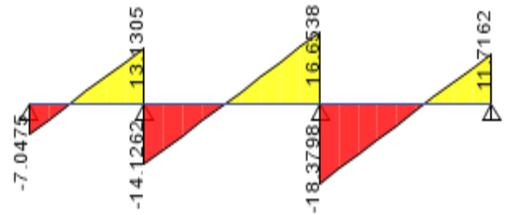


- Diagrammes des efforts tranchants :

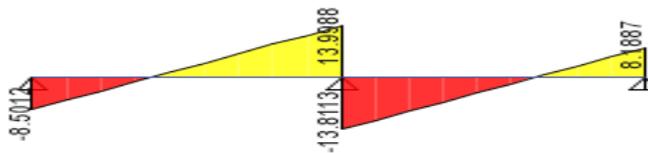
**ELU ( $T^{\max}$  appui-intermédiaire):**



**ELU ( $T^{\max}$  appui-de rive):**



**ELS :**



**Tableau I.12.** Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 06 travées.

Axe	$M_{app}(kN,m)$		$\ell(m)$	$M_{Tra}(kN,m)$		$T(kN)$			
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU		ELS	
						$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$
1	-16,92	-12,37	4,5	/	/	-11,63	19,15	-8,5	13,99
3	/	/	4,5	9,83	7,19	/	/	/	/

## Annexe (D)

### I.5.4. Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximums sur appuis et en travée sont mentionnées dans le tableau précédant :

### I.5.5. Ferrailage en travée

$h=21\text{ cm}$  ;  $h_0=5\text{ cm}$  ;  $b=60\text{ cm}$  ;  $b_0=10\text{ cm}$  ;  $d=0,9h=18,9\text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc}=17\text{ MPa}$  ;  $f_e=500\text{ MPa}$  ;  
 $f_{c28}=30\text{ MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{ Mpa}$

si :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mu > 0,186 & \longrightarrow \zeta_s = 3,5 \times 10^{-3} \times ((1/\alpha) - 1) \\ \mu < 0,186 & \longrightarrow \zeta_s = 10 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure [6] p195

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} (d - h_0/2) = 83,64 \text{ kN.m}$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b \cdot h$ ) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau I.15.** Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
9,83	0,027	Oui	0	0,034	18,64	Oui	10‰	435	1,21

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,21 \text{ cm}^2 ; 1,25 \text{ cm}^2\} = 1,25 \text{ cm}^2$$

Choix : 3HA10 ( $A_s = 2,37 \text{ cm}^2$ ) et on prendre le barre filant sup,  $A'_s = A_r = 1,54 \text{ cm}^2$  (1HA14)

## Annexe (D)

### I.5.9. Ferrailage sur appuis

On a:  $M_{au}^{max} = 16,92 \text{ kNm} < M_{tab} = 83,64 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une Section rectangulaire ( $b_0.h$ ) en flexion simple.

**Tableau I.16.** Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{tu}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
16,92	0,279	Oui	0	0,418	15,74	Non	435	2,47

**Condition de non fragilité:**

$$A_s^{min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 10 * 18,9 \frac{2,4}{500} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,47 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,21 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 ( $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$ ) et on prendre les barre filantes inf,  $A'_s = A_r = 2,73 \text{ cm}^2$  (3HA10)

- **Vérfications :**

### I.5.10. Effort tranchant:

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{max} = 19,15 \text{ kN}$ .

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{19,15 * 10^{-3}}{0,1 * 0,189} = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

## Annexe (D)

**Au voisinage des appuis :**

- **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \text{Avec : } T_u = 11,72\text{kN}$$

$$\sigma_b = \frac{11,72 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 189} = 0,7\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \frac{30}{1,5} = 8\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 3,08\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max}}{f_e / \gamma_s} = \frac{11,63 * 10^3}{500 / 1,15} 10^{-2} = 0,27\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [1] p204**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} =$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] p204**

$$A_s = 3,08\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} =$$

### I.5.11. Vérification à l'ELS

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes**

- La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

**Tableau I.17.** Vérification des contraintes du béton.

	<b>M<sub>ser</sub>(kNm)</b>	<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A'<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub>(MPa)</b>	<b>Vérification</b>
<b>Travée</b>	9,83	2,37	1,54	11	18	Vérifiée
<b>Appuis</b>	16,92	3,08	2,37	15,7	18	Vérifiée

## Annexe (D)

### Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [4]

- $\frac{h}{L} = \frac{0,21}{(4,5 - 0,35)} = 0,05 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots NO$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3,08}{10 * 18,9} = 0,02 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{500} = 8,4 * 10^{-3} \dots \dots \dots NO$
- $\frac{h}{L} = \frac{0,21}{(4,5 - 0,35)} = 0,05 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{7,72}{10 * 9,83} = 0,08 \dots \dots \dots NO$

Avec:

$h_0 = 5\text{cm}$ ;  $h = 21\text{cm}$ ;  $b_0 = 10\text{cm}$ ;  $b = 60\text{cm}$ ;  $d = 18,9\text{cm}$ ;  $L = 4,5 - 0,35 = 4,15\text{m}$

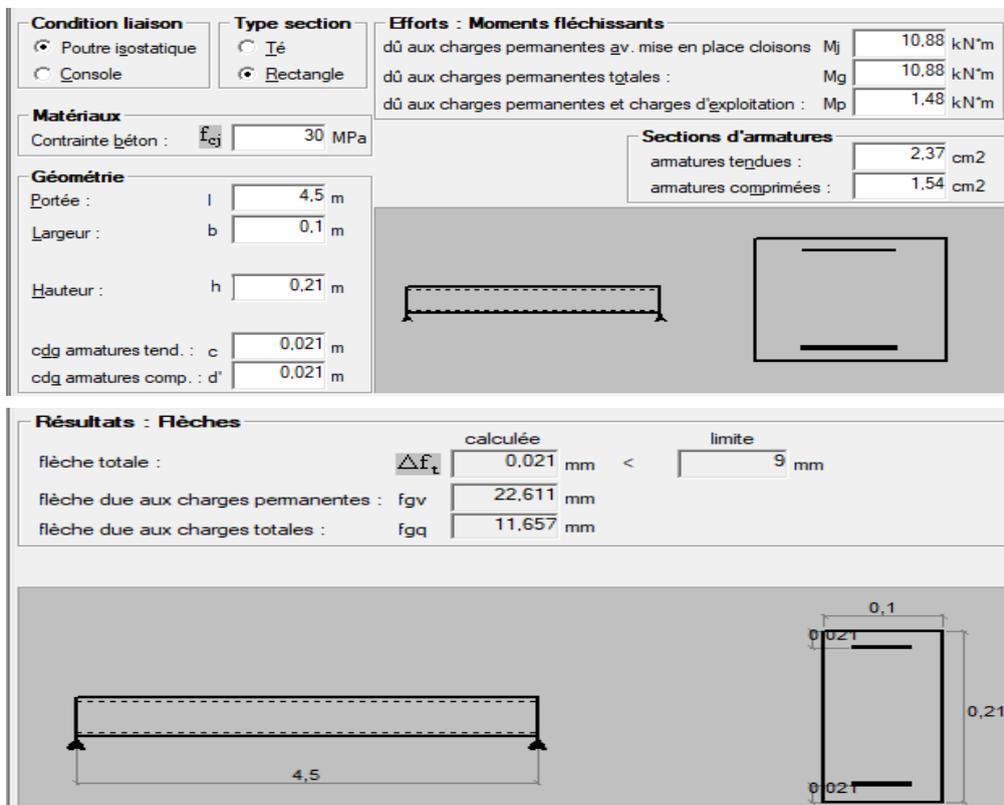
$A_s = 3,39\text{cm}^2$ ;  $f_e = 500\text{MPa}$ .

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche,

On doit vérifier que :  $\Delta f_T = f_v - f_i = 0,822\text{cm} < \bar{f} =$

$M_j = M_g$  (dûes au G à l'ELS) =  $10,88\text{kN.m}$  ;  $M_p = M_{\text{ser}} = M_g + M_Q = 1,48\text{kN.m}$

- **Remarque :** La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*



**Figure I.18.** vérification de la flèche avec *SOCOTEC*.

## Annexe (D)

### d- Calcul des armatures transversales et l'espace

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24  
( $f_e = 235 \text{ MPa}$ )

#### Selon BAEL 99 Modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} = \frac{A_t}{100 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} = \frac{1,01 - 0,3 * 2,4 * 1}{0,8 * 500} = 7,25 * 10^{-4} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 17,01 \text{ cm} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = \frac{A_t * 500}{100 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{1,01}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,51 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

#### Selon RPA99 ver 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 = 0,003 * 10 = 0,03 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) \Leftrightarrow \text{Min}\left(\frac{21}{4}; 12 * 1,4\right) = 5,25 \text{ cm} \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5 \text{ cm} \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \Leftrightarrow \text{Min}\left(\frac{21}{35}; 1,4; \frac{10}{10}\right)$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,6 \text{ cm}; 1,4 \text{ cm}; 1 \text{ cm}) = 0,6 \text{ cm}$$

On adopte :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc :

#### - Selon BAEL 99 Modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,73 * 10^{-2} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 15 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,02 * 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### - Selon RPA99 ver 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

## Annexe (D)

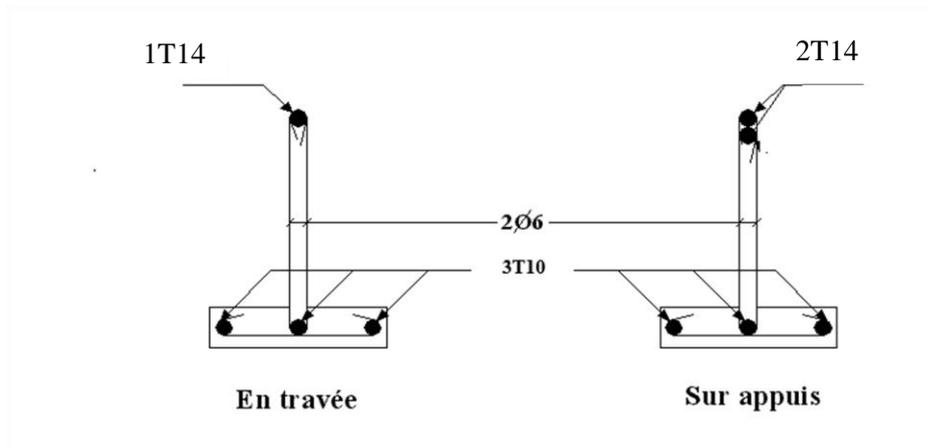
### Choix des armatures :

On adopte :  $A_t = 2\text{Ø}6 = 0,57\text{cm}^2$

### Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \Rightarrow S_t \leq 19\text{cm}$$

Donc:  $\begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{cases}$



**Figure I.19.** Schéma ferrailage des poutrelles en travées et sur appuis.

## **Calcul détaillé des escaliers**

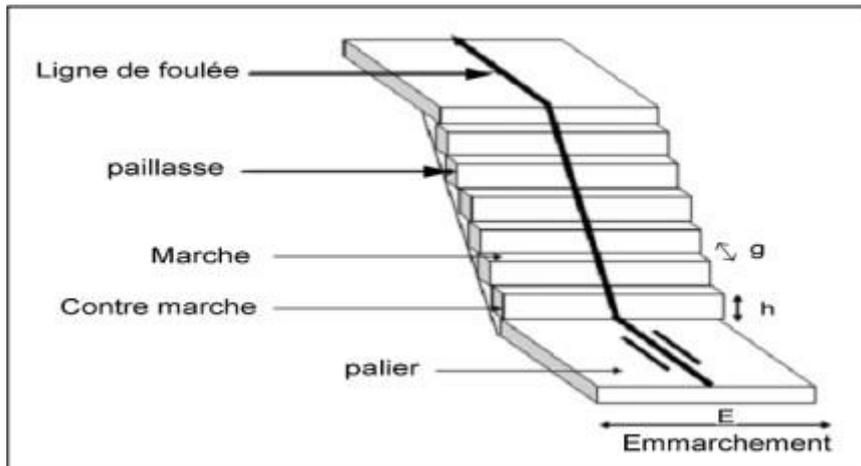
### **Les Escaliers**

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger,

#### **Définition des éléments d'un escalier**

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage,
- **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied,
- **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives(h),
- **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives,
- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche,
- **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g),
- **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs,
- **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement** : est la longueur d'une marche,
- **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches,
- **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches,
- **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches,
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier(avec  
L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse)

## Annexe (D)



**Figure I.6.** Différents éléments d'un escalier,

### Dimensionnement

- $h$  : Hauteur de la marche
- $g$  : Largeur de la marche
- $L$  : Longueur horizontale de la paillasse
- $H$  : Hauteur verticale de la paillasse



**Figure I.7.** Vu en élévation des escaliers

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir selon la formule de Blondel

$$\ll 2h+g=64 \gg$$

On obtient le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 306 + 300) + 306 = 0 \quad ; \text{ tel que : } L = 3\text{m} , H = 1,53\text{m} \text{ et } \alpha = 27^\circ,02$$

$$64n^2 - 670n + 306 = 0$$

$$\text{Donc : } n_1 = 0,47$$

$$n_2 = 10 \text{ on prend : } n_2 = 10$$

- le nombre de marche  $(n-1) = 9$
- le nombre de contre marche  $n = 10$

## Annexe (D)

Alors on prend :  $h = \frac{H}{n} = 17$  et  $h = \frac{L}{n-1} = 30$

**Formule de BLONDEL** :  $2h+g = 64$  cm  $2 \times 17 + 30 = 64$  cm..... ok

**Formule de commodité** :  $g-h = 12$  cm  $30 - 17 = 13$  cm  $> 12$  cm ..... ok

**Formule de sécurité** :  $g+h = 46$  cm  $30 + 17 = 47 > 46$  cm ..... ok

### L'épaisseur de palliase

L'épaisseur de la paillasse et du palier est fonction de la longueur

$$\frac{\ell}{30} \leq h \leq \frac{\ell}{20} \rightarrow \frac{477}{30} \leq h \leq \frac{477}{20} \quad [\text{Edt, Houma "Béton Armé-} \\ \text{Concevoire et Construire}"]$$

On choisit  $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 20$  cm,

Et ce pour faciliter le coffrage,

Avec :

$$\ell = \sqrt{300^2 + 153^2} + 140 = 477 \text{ cm,}$$

### Evaluation des charges- Palier :

- **Charge permanente**

**Tableau I.2.** Charge permanente du palier

<i>Matière</i>	<i>Epaisseur</i> (cm)	<i>Masse volumique</i> (kN/m <sup>3</sup> )	<i>Masse surfacique</i> (kN/m <sup>2</sup> )
<i>Revêtement horizontal</i>	2	20	0,44
<i>Mortier de pose horizontal</i>	2	20	0,40
<i>Poids propre de Palier</i>	20	25	5
<i>Enduit en ciment</i>	2	18	0,36
<b>G<sub>Total</sub></b>			<b>6,16</b>

- **Charge d'exploitation** :  $Q = 2,5$  kN/m<sup>2</sup>,

## Annexe (D)

**Paillasse :**

- Charge permanente

**Tableau I.3.** Charge permanente de la paillasse

<i>Matière</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Masse volumique (kN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Masse surfacique (kN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>Revêtement horizontal</i>	2	20	0,4
<i>Revêtement Vertical</i>	2	20	0,4
<i>Mortier de pose horizontale</i>	2	20	0,4
<i>Mortier de pose Verticale</i>	3	20	0,6
<i>Poids propre de la March</i>	17/2	22	1,87
<i>Poids propre de paillasse</i>	20/(cos $\alpha$ )	25	5,61
<i>Enduit en ciment</i>	2/(cos $\alpha$ )	18	0,4
<i>Garde corp</i>	2	-	1
<b>G<sub>Total</sub></b>			<b>10,69</b>

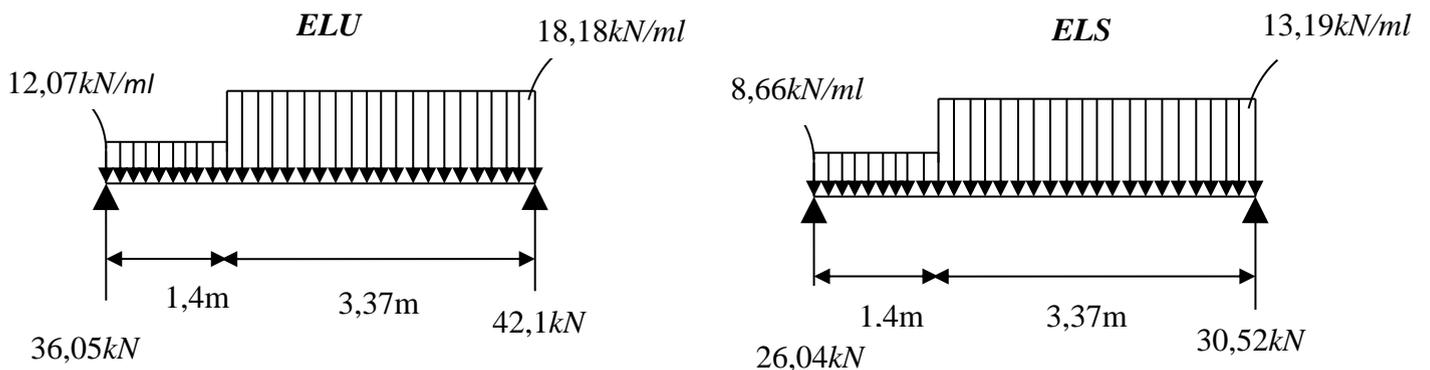
- Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

**Combinaison des charges**

**Tableau I.4.** Combinaison des charges

	<i>ELU (1,35G+1,5Q) (kN/ml)</i>	<i>ELS (G+Q) (kN/ml)</i>
<i>Palier</i>	12,07	8,66
<i>Paillasse</i>	18,18	13,19

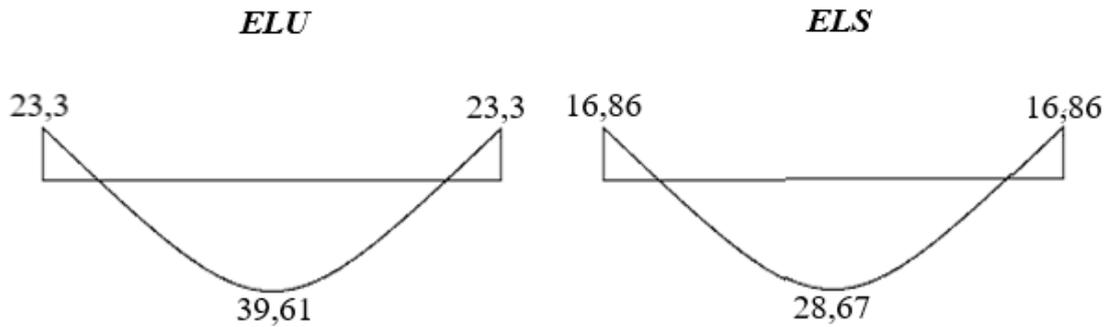
**Schéma statique**



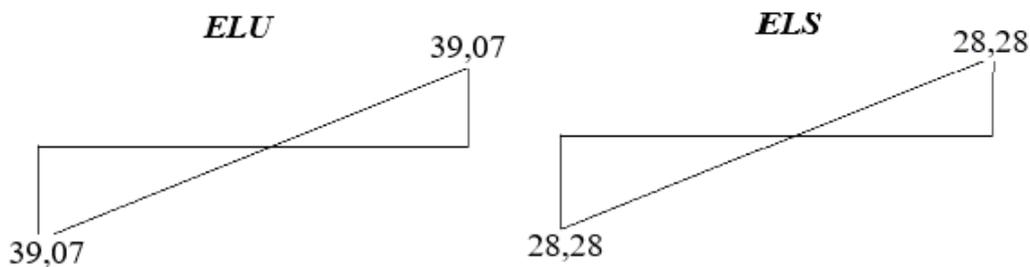
## Annexe (D)

**Diagrammes des efforts :**

**Moments fléchissant (kN.m):**



**Efforts tranchant (kN):**



**Calcul des efforts**

$$q_u = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i} = \frac{(18,18 \times 3,37) + (12,07 \times 1,4)}{3,37 + 1,4}; q_u = 16,38 \text{ kN/ml}$$

$$q_{Ser} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i} = \frac{(13,19 \times 3,37) + (8,66 \times 1,4)}{3,37 + 1,4}; q_{Ser} = 11,86 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{q l^2}{8} = \frac{(16,38 \times 4,77^2)}{8}; M_u = 46,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ser} = \frac{q l^2}{8} = \frac{11,86 \times 4,77^2}{8}; M_{Ser} = 33,73 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q l}{2} = \frac{18,18 \times 4,77}{2}; T_u = 39,07 \text{ kN}$$

$$T_{Ser} = \frac{q l}{2} = \frac{11,86 \times 4,77}{2}; T_{Ser} = 28,28 \text{ kN}$$

Puisque les appuis sont partiellement encastrés donc on doit corriger les moments obtenus En

travée :  $M_{ut} = 0,85 M_u = 39,61 \text{ kN.ml}$

$M_{Ser,t} = 0,85 M_{Ser} = 28,67 \text{ kN.ml}$

En appui :  $M_{ua} = (-) 0,5 M_u = 23,3 \text{ kN.ml}$

$M_{Ser,a} = (-) 0,5 M_{Ser} = 16,86 \text{ kN.ml}$

## Annexe (D)

### Le ferrailage

Le ferrailage se calcule a la flexion simple avec :  $M_{ua}$  et  $M_{ut}$  de section (bxh)

$$f_{c28} = 30MPa ; f_{bc} = 17MPa ; f_{t28} = 2,4MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18cm$$

$$\sigma_s = 435MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500MPa ; b = 1m_b,$$

**Tableau 4 : ferrailage d'escalier**

	$M_u$ (kn,m)	$\mu$	A's	$a$	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Choix	As adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm <sup>2</sup> )	$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$
<b>En travée</b>	39,61	0,0719	0	0,0934	17,33	5,26	1,99	<b>5HA12</b>	<b>5,65</b>	20	1,41 < Arep < 2,83 <b>3HA10 = 2,36</b> <b>St = 30 cm</b>
<b>En appui</b>	28,67	0,0521	0	0,0669	17,52	3,76	1,99	<b>5HA10</b>	<b>3,95</b>	20	0,99 < Arep < 1,98 <b>3HA10 = 2,36</b> <b>St = 30 cm</b>

### Espacement :

- **En travée :**  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp = 20cm

- **Sur appui :**  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp = 20cm

### Armature de répartition :

- **En travée**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41cm^2 / ml \leq A_r \leq 2,83cm^2 / ml$

Le choix est de 3T10 = 2,36cm<sup>2</sup> avec St = 30cm

- **Sur appui**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,99cm^2 / ml \leq A_r \leq 1,98cm^2 / ml$

Le choix est de 3T8 = 1,51cm<sup>2</sup> avec St = 30cm

### Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,99cm^2$$

En travée :  $A_s = 5,65cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

Sur appui :  $A_s = 3,95cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

**Vérification :**

**Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 4MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{39,07 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,22MPa < \bar{\tau}_u = 4MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée [BAEL99]}$$

**Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction [BAEL99],

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction,

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 39,07 \cdot 10^3 - \frac{23,3 \cdot 10^6}{0,9 \times 180} = -104757,2KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction,

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,24MPa < 0,05 f_{c28} = 1,5MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

**Vérification à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues

**Vérification des contraintes du béton :**

**- Position de l'axe neutre :**

- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

**- Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

## Annexe (D)

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=18\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

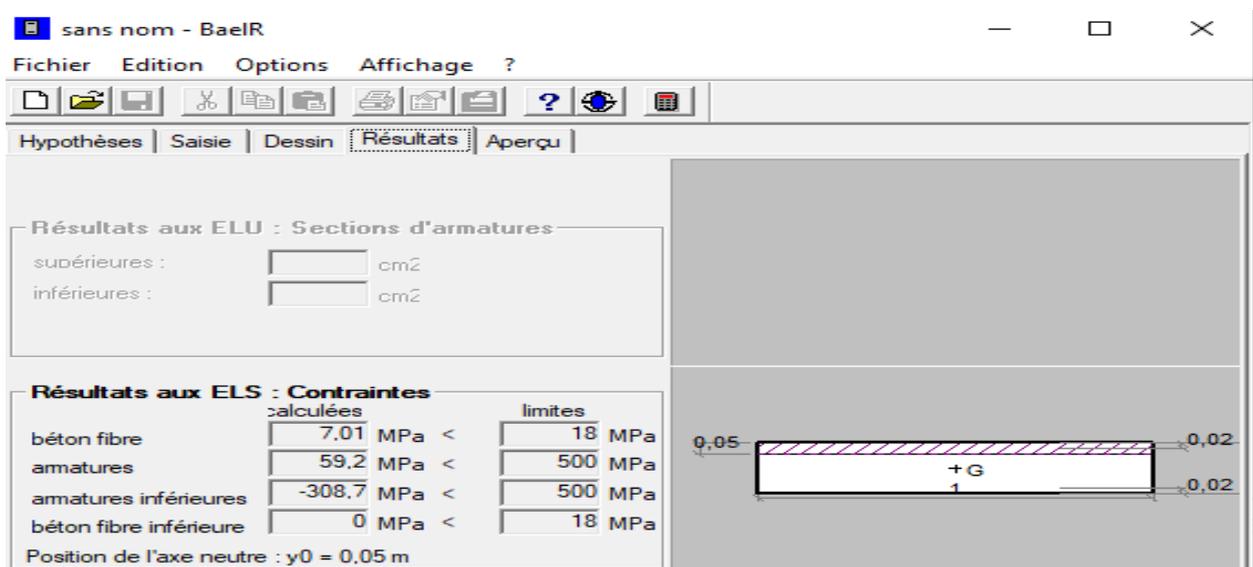
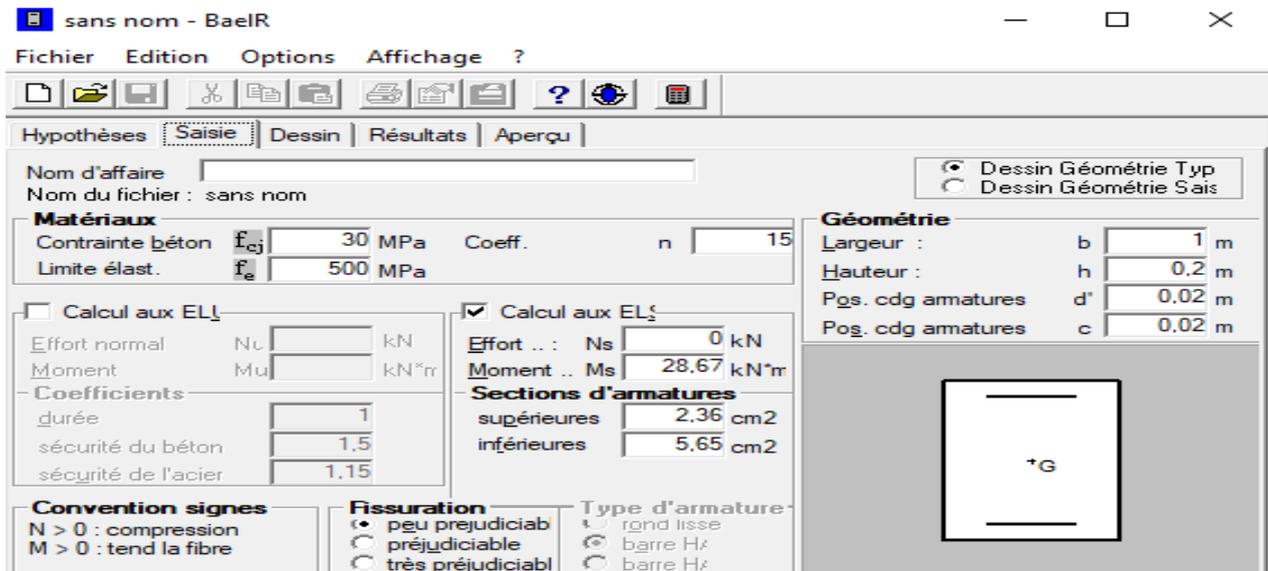
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18\text{MPa} ; \bar{\sigma}_s = 500\text{MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau 4 : Vérification à l'ELS**

	<b>M<sub>ser</sub>(KNm)</b>	<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(MPa) σ<sub>bc</sub></b>	<b>σ<sub>bc</sub> ≤ σ<sub>bc</sub></b>	<b>(MPa) σ<sub>s</sub></b>	<b>σ<sub>s</sub> ≤ σ<sub>s</sub></b>
<b>Travée</b>	28,67	5,65	7,01	Vérifiée	308,7	Vérifiée
<b>Appui</b>	16,86	3,95	3,88	Vérifiée	181,4	Vérifiée

### Captures *SOCOTEC* :



**Figure 2 : Vérification à ELS à l'aide de *SOCOTEC***

## Annexe (D)

### Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{477} = 0,03 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 180} = 0,0003 \leq 0,008 \quad \text{vérifiée} \\ 0,03 < \frac{28,67}{10 \times 33,73} = 0,085 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right. \quad [-V\text{-Davidovici}]$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale à l'aide de *SOCOTEC* :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [BAEL99],

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

**Tableau 5 : Vérification de la flèche de l'escalier**

$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)
28,67	5,65	308,7

### Captures de *SOCOTEC* :

$$M_j = M(G) = 0,85 \left[ (10,69 \times 3,37 + 6,16 \times 1,4) / (3,37 + 1,4) \right] (3,37 + 1,4)^2 / 8 = 22,63 \text{ kN.m}$$

## Annexe (D)

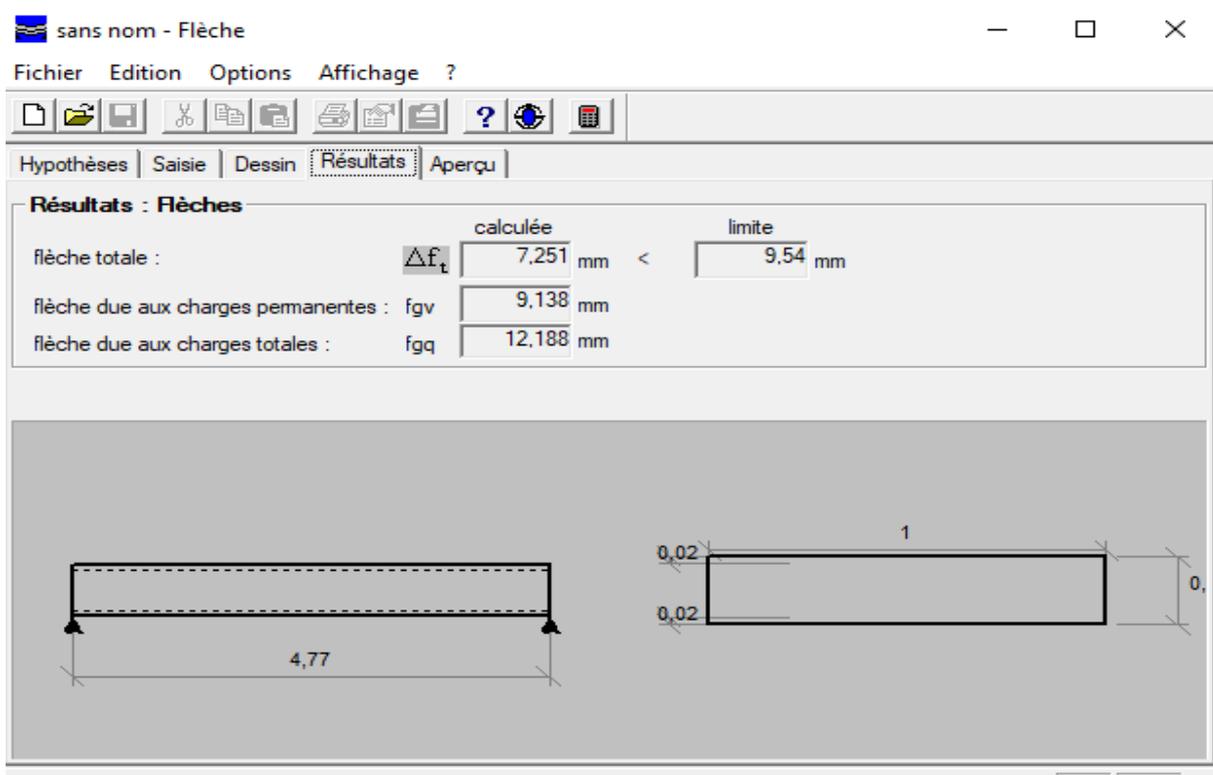


Figure 3 : Vérification de la flèche à l'aide de SOCOTEC

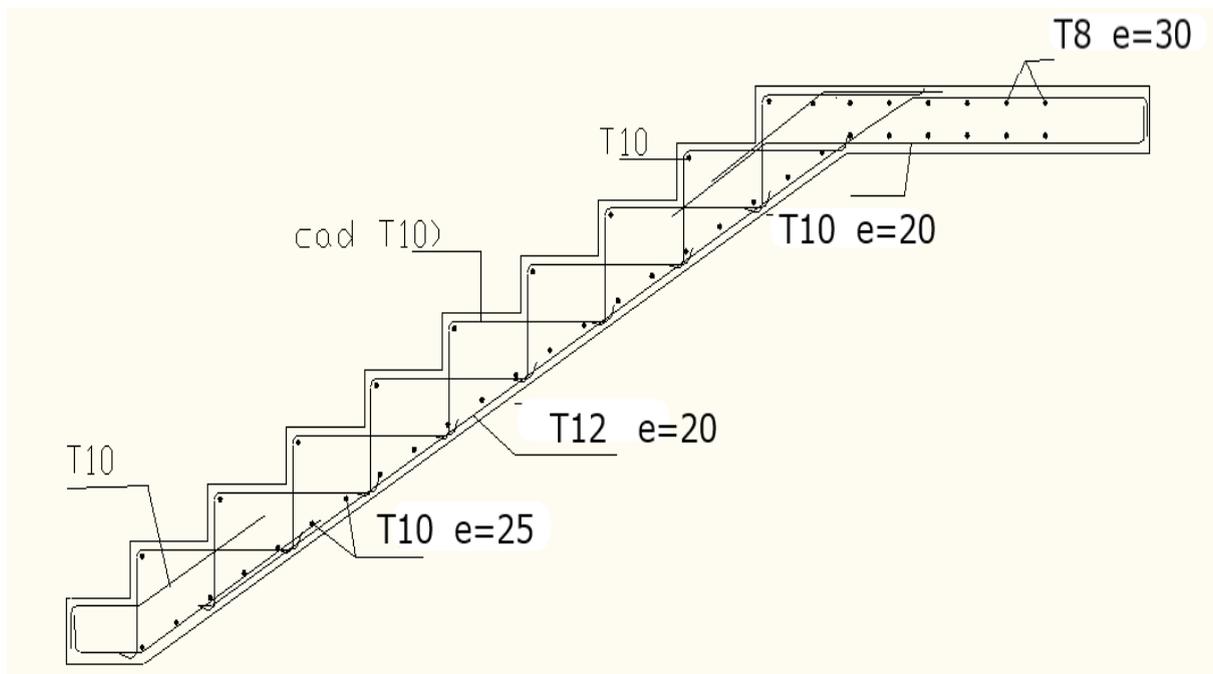


Figure 3 : Ferrailage de l'escalier

## Calcul détaillé de l'acrotère

### Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

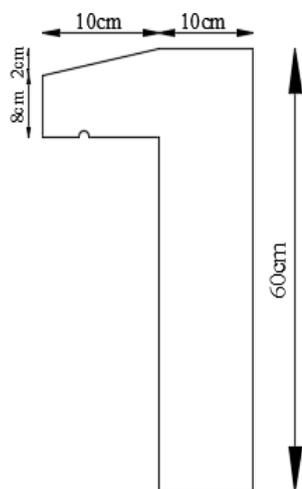
- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

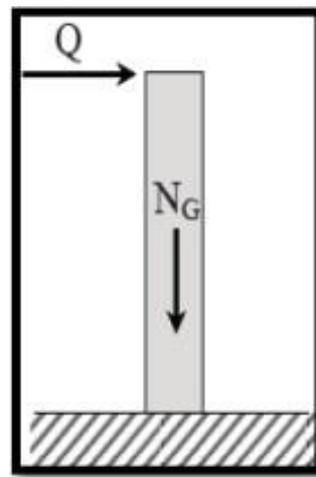
- L'acrotère.
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression).
- Les escaliers.
- Les dalles pleines.

### L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle de la sécurité et de la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne conjuncture entre l'acrotère et la forme en pente.



**Figure I.1.** Coupe transversale de l'acrotère.



**Figure I.2.** Schéma statique de l'acrotère.

## Annexe (E)

### Principe de calcul Dans le calcul

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante.

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

### Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

$$S = (0,10 * 0,6) + (0,80 * 0,10) + 0,1 * 0,02 / 2 = 0,07 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 25 * 0,069 = 1,725 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits en ciment ( $e_p = 2 \text{ cm}$ ) ( $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$ )

$$G_2 = \rho * p * e \quad \text{avec : } \rho : \text{ poids volumique du ciment}$$

P : périmètre transversale de l'acrotère

$e$  : épaisseur des enduits de ciments = 2 cm

$$P = 0,6 + 0,1 + 0,1 + 0,08 + 0,1 + 0,5 = 0,842 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 * 0,842 * 0,02 = 0,3031 \text{ KN/m}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1,725 + 0,3031 = 2,028 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$
  
- **Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère**

D'après **RPA 99 version 2003**, L'action des forces horizontales est données par :

$$F_P = 4.A.C_P.W_P$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone donné par l'RPA 99 version 2003 à partir du tableau (4.1) pour la zone III et le groupe d'usage 2  $\Rightarrow A = 0,25$

-  $C_P$  : Facteur de force horizontale donné par l'RPA 99 version 2003 à partir du tableau (6.1)  $\Rightarrow C_P = 0,8$ .

## Annexe (E)

-  $W_P$  : Poids de l'acrotère  $\Rightarrow W_P = 2,028 \text{ kN/ml}$ .

$\Rightarrow F_P = 4 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 2,028 \quad F_P = 1,623 \text{ kN/ml}$

$Q = \text{Max}(1,5Q ; F_P) = \text{Max}(1,5 ; 1,623) = 1,623 \text{ kN/ml}$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$G = 2,028 \text{ kN/ml}$  et  $Q = 1,623 \text{ kN/ml}$

### Détermination des efforts

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

État limite ultime (ELU) :

- $N_u = 1,35G = 2,74 \text{ kN}$ .
- $M_u = 1,5 F_P \cdot h = 1,46 \text{ kN.m}$ .
- $T_u = 1,5 F_P = 4,434 \text{ kN}$ .

État limite de service (ELS) :

- $N_{\text{ser}} = G = 2,028 \text{ kN}$ .
- $M_{\text{ser}} = F_P \cdot h = 0,97 \text{ kN.m}$ .
- $T_{\text{ser}} = F_P = 1,623 \text{ kN}$ .

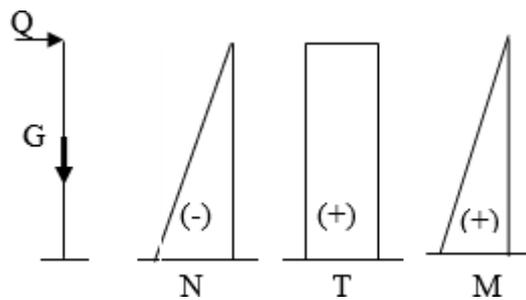
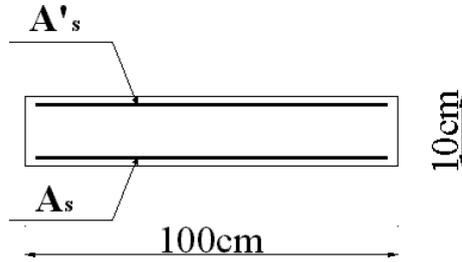


Figure I.3. Diagramme des efforts.

**Ferraillage de l'Acrotère**

$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} ; c = c' = 2,5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa}.$



**Figure I.4.** Section de l'acrotère.

**A l'ELU :**

- **Calcul de l'excentricité**

$$e = \frac{Mu}{Nu} = 53,33 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

$$e = 53,33 > \frac{h}{2} - C = 2,5$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors on a une section partiellement comprimée (SPC).

- **Calcul du moment de flexion**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,592 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_f b d^2 * \sigma_{bc} = 0,0096 \text{ cm}$$

D'après l'organigramme :  $M = M_F = 1,592 \text{ kNm}$

$$\mu = 0,0096 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$\mu = 0,0096 \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \alpha = 0,0121$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 75 (1 - (0,4 * ) 0,0121) = 7,43 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z * \sigma_s} = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A'_s \text{ et } A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,513 \text{ cm}^2$$

## Annexe (E)

### • Condition de non fragilité

$$A_s > A_{s \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,83 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0,72 \text{ cm}^2 > A = 0,38 \text{ cm}^2$$

On adopte pour :  $A = A_{\min} = 0,72 \text{ cm}^2$

On prend :  $A = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2$

### • Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 0,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend :  $A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2$

### • Espacement

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq S_{\min} = [3h = 3 \cdot 10 = 30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

$$S_{rep} = 20 \text{ cm} \leq S_{\min} = [4h = 4 \cdot 10 = 40 \text{ cm}, 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

**Vérification à l'ELS :**  $N_{ser} = G = 2,028 \text{ kN}$  ;  $M_{ser} = F_p \cdot h = 0,97 \text{ kN.m}$

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à l'ELS).

### • Vérification des contraintes

- La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

**Tableau I.1.** Vérification des contraintes.

$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$[\sigma_{bc}]$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq [\sigma_{bc}]$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$[\sigma_s]$ (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$ (MPa)
0,97	1.13	2,01	18	Vérifiée	117,4	250	Vérifiée

## Annexe (E)

### Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 4MPa\} = 3MPa \quad [4]$$

$$\tau_u = \frac{4.434 \times 10^3}{60 \times 10^3} = 0,094 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

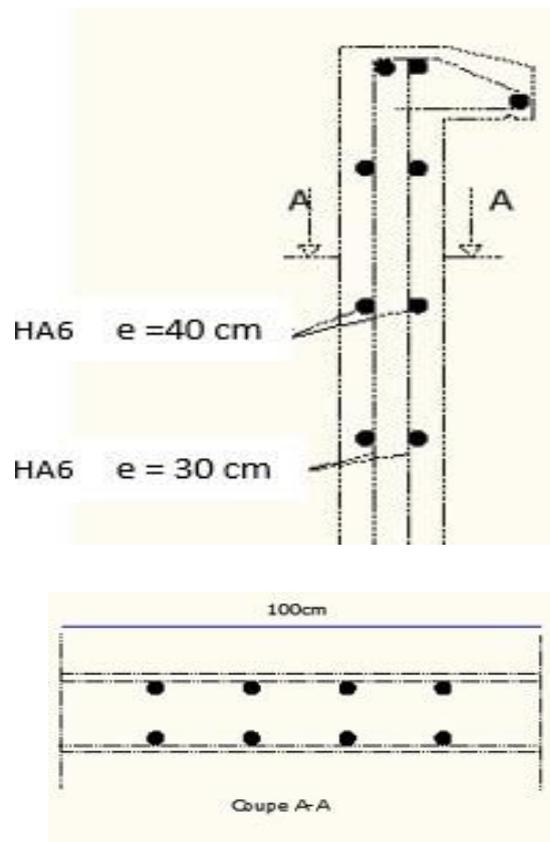


Figure I.5. Schéma ferrailage de l'acrotère.

## Annexe (F)

### Planchers :

#### Planchers en dalle pleine :

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis

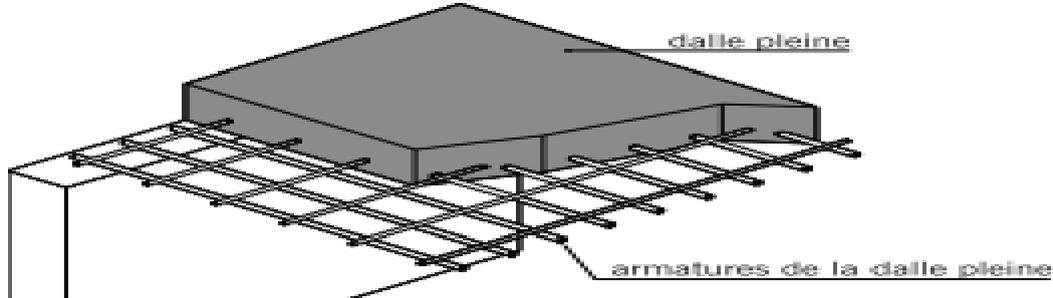


Fig. 1 : Coupe de la dalle pleine.

#### Ferraillage de la dalle pleine :

#### Remarque :

Les dalles pleines ont été calculées par la méthode des lignes de ruptures, pour voir le calcul détaillé, on se réfère à l'annexe C.

#### Planchers en corps creux:

Par définition et par opposition aux planchers à dalle pleine, ces planchers sont dits nervurés lorsqu'en coupe transversalement (perpendiculaire au sens de la portée), la section résistante prise en compte dans les calculs se présente comme une succession de sections en « T » dont l'hourdis constitue la partie supérieure.

Ces planchers sont constitués de trois éléments :

- Poutrelles préfabriquées
- Corps creux
- Hourdis ou table de compression.



Fig. 2 : Coupe de la dalle en corps creux.

## Annexe (F)

### Calcul détaillé de la dalle pleine.

#### A-1 Plancher en dalle pleine

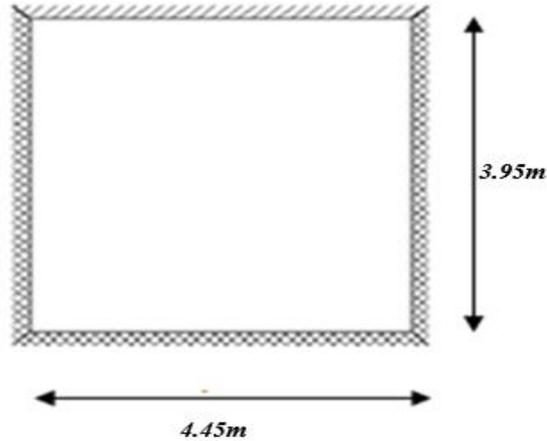


Figure 1 Forme du Panneau le Plus Sollicité.

#### A-2 Evaluation des charges

Plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU (KN/m <sup>2</sup> )	ELS (KN/m <sup>2</sup> )
R.D.C	6,11	3,5	13,5	9,61

#### A-3 Exemple de calcul

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,95}{4,45} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$L_x$ ;  $L_y$ : entre nus.

#### Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$
- Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

## Annexe (F)

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

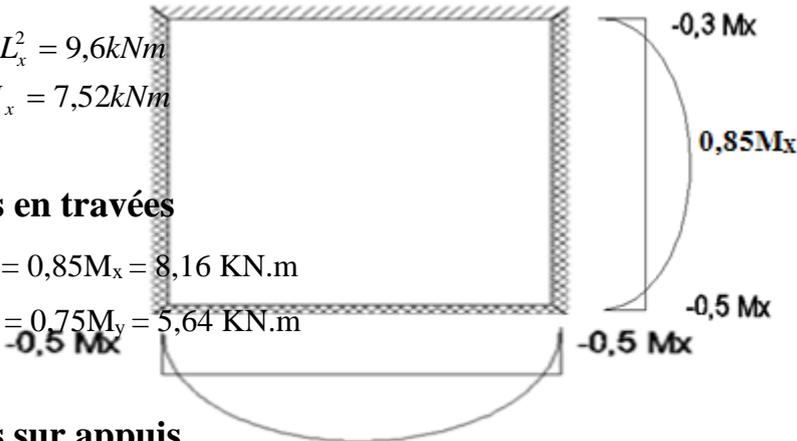
$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 9,6 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,52 \text{ kNm}$$

### Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 5,64 \text{ KN.m}$$



### Moments sur appuis

- $M_{A \text{ rive}} = -0,3 M_x = -2,88 \text{ KN.m}$
- $M_{A \text{ inter}} = -0,5 M_x = -3,76 \text{ KN.m}$
- $M_{A y} = -0,5 M_x = -3,76 \text{ KN.m}$

### Ferraillage de la dalle

$b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=0,9h=13,5\text{cm}$  ;  $f_c=500\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=435\text{MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 1 : Ferraillage de la dalle pleine.**

		Sens	$M_u$ $(\frac{kN.m}{m_b})$	$\mu$	$A_s'$ $(\frac{cm^2}{m_b})$	$\alpha$	$Z$ $(\frac{cm}{m_b})$	$A_s^{Cal}$ $(\frac{cm^2}{m_b})$	Choix	$A_s^{dpl}$ $(\frac{cm^2}{m_b})$	Esp (cm)
<b>Travée</b>	<b>x-x</b>		8,16	0,026	0	0,033	13,32	0,63	4T8	2,01	25
	<b>y-y</b>		5,64	0,018	0	0,023	13,38	0,63	4T8	2,01	25
<b>Appuis</b>	<b>xx</b>	<b>rive</b>	2,88	0,009	0	0,012	13,44	0,63	4T8	2,01	25
		<b>Inter</b>	3,67	0,012	0	0,015	13,42	0,63	4T8	2,01	25
	<b>y-y</b>		3,67	0,012	0	0,015	13,42	0,63	4T8	2,01	25

## Annexe (F)

### Espacement

#### Travée

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{Vérier}$$

#### Appuis

Sens x-x :

$$\text{Rive : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérier}$$

$$\text{Intermédiaire: } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérier}$$

### Condition de non fragilité

$$H = e = 15\text{cm} \quad ; \quad b = 100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 0,8\% \frac{(3-0,9)}{2} 100 * 15 = 1,26\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 0,8\% * 100 * 15 = 1,2\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 \end{cases}$$

#### Travée

$$\text{Sens x-x : } A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,2 \times 1,26 = 1,51\text{cm}^2 \dots \text{Véifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots \text{véifiée}$$

#### Appuis

Sens x-x :

$$\text{Rive } A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,2 \times 1,26 = 1,51\text{cm}^2 \dots \text{Véifiée}$$

$$\text{Intermédiaire : } A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,2 \times 1,26 = 1,51\text{cm}^2 \dots \text{Véifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots \text{véifiée}$$

## Annexe (F)

### Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 0,05 \times 30 = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{13,5 \times 3,95 \times 4,45}{2 \times 3,95 + 4,45} = 14,12 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{13,5 \times 3,95}{3} = 17,77 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 17,77 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{17,77 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

### Vérification à l'ELS

#### Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\rho = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases} \quad (\text{l'abaque})$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 0,0528 \times 9,61 \times 3,95^2 = 6,84 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 0,8502 \times 6,84 = 5,81 \text{ kNm} \end{cases}$$

#### ➤ Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85M_x = 0,85 \times 6,84 = 5,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 0,75 \times 5,36 = 4,02 \text{ kN.m}$$

#### ➤ Moments sur appuis

$$M_{A \text{ rive}} = -0,3M_x = -0,3 \times 6,84 = -2,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{A \text{ inter}} = -0,5M_x = -0,5 \times 6,84 = -2,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{A y} = -0,5M_x = -0,5 \times 6,84 = -2,68 \text{ kN.m}$$

### Vérification des contraintes

**Béton** : nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

- y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

## Annexe (F)

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \hat{A}_s (y - \hat{d}) = 0$$

- I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + \hat{A}_s (y - \hat{d})^2]$$

**Acier** : nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0, 5f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 250 \text{ MPa.}$$

Avec:  $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$ .

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 2 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

	<i>Sens</i>	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	<i>Vér.</i>	$\sigma_s$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	<i>Vér.</i>
<b>Travée</b>	x-x	5,81	0,63	1	6,69	18	OK	-767,4	250	Non
	y-y	4,02	0,63	1	2,86	18	OK	-530,9	250	Non
<b>Appuis</b>	x-x	in	2,05	0,63	2,36	18	OK	-270,8	250	Non
		ex	2,68	0,63	3,09	18	OK	-354	250	Non
	y-y	2,68	0,63	1	3,09	18	OK	-354	250	Non

*Correction de la contrainte d'acier :*

On pose:  $\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \rightarrow I = 15 \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s} \cdot (d - y)$

$$A_s = \left( I \frac{b \cdot y^3}{3} - 15 \hat{A}_s (y - \hat{d}) \right) \frac{1}{15(d-y)^2}$$

**Tableau 3 Correction des contraintes d'acier à l'ELS.**

	<i>Sens</i>	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$A_s^{corr}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ MPa	<b>choix</b>	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	x-x	5,81	0,63	1	1,99	-249,9	4T8	2,01
	y-y	4,02	0,63	1	1,37	-248,5	4T8	2,01
<b>Appuis</b>	x-x	in	2,05	0,63	0,69	-247,6	4T8	2,01
		ex	2,68	0,63	0,90	-249,6	4T8	2,01
	y-y	2,68	0,63	1	0,90	-249,6	4T8	2,01

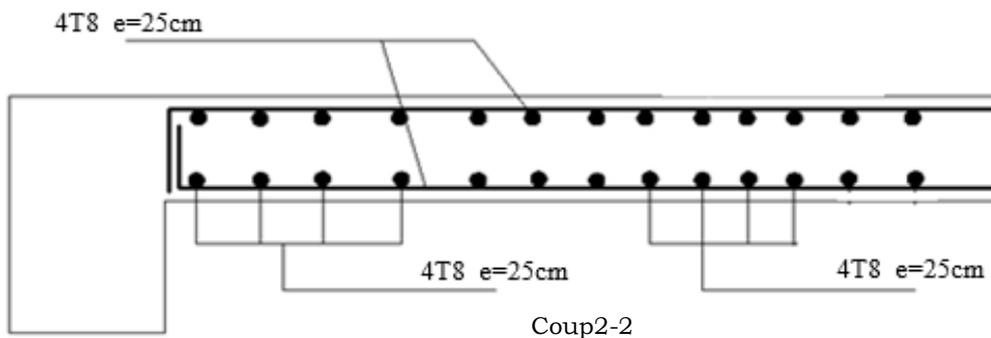
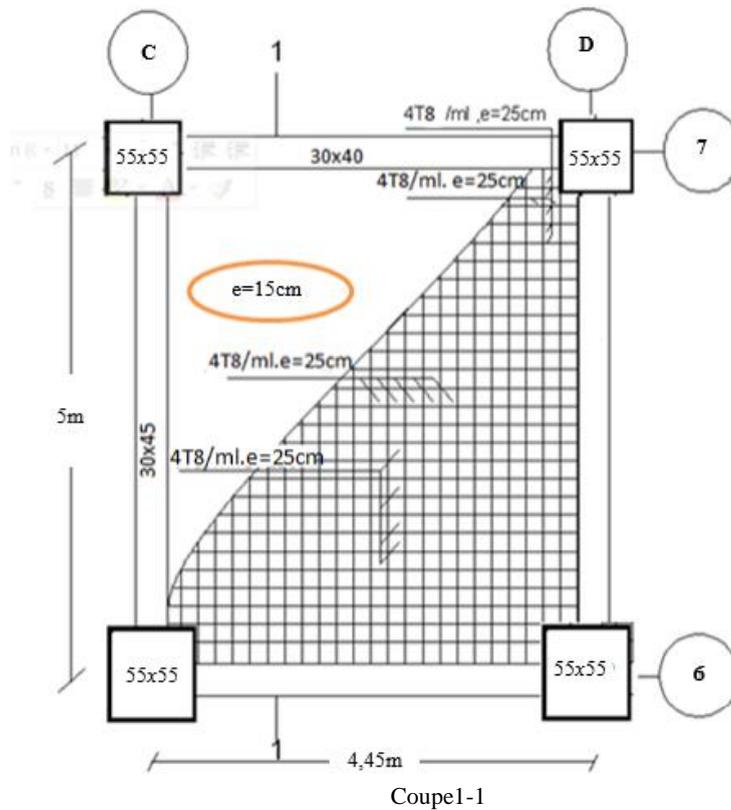
## Annexe (F)

### Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l}
 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l}
 \frac{15}{395} = 0,04 > \frac{M_t}{20M_x} = \frac{5,81}{20 \times 4,9} = 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\
 0,04 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\
 \frac{2,01}{100 \times 13,5} = 1,5 \cdot 10^{-3} \leq \frac{2}{500} = 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier}
 \end{array} \right.$$

On remarque que les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure 3 : Ferrailage de la Dalle Plein**

**Annexe (F)**