

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE « SAAD DAHLEB » BLIDA 1  
جامعة سعد دحلب -البليدة 1-



Faculté de Technologie  
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil  
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

OPTION :

STRUCTURE

THEME :

***CONCEPTION ET ETUDE PARASISMIQUE D'UN BATIMENT  
R+10+1S/SOL CONTREVENTEE PAR DES VOILES ET DES  
PORTIQUES EN BETON ARME AVEC ANALYSE THERMIQUE***

Etudié par :

RAZI Yacine

BOUZERD Mourad

Encadré par :

Mme. KERBOUA

PROMOTION 2020

## ملخص

بعد زلزال بومرداس في 21 مايو 2003، وجدنا أن معظم المباني المتضررة لم تكن مقاومة للزلازل. لذلك، من الضروري احترام المعايير والقواعد الزلزالية التي تقوي الهيكل بشكل مناسب.

البناء المقاوم للزلازل هو الحل. هذا مع مراعاة توصيات BAEL91 99 المنقحة والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA 99/2003، من أجل ضمان سلامة المباني والروح البشرية.

هذا المشروع عبارة عن دراسة فنية لإنشاء مبنى يتألف من طابق ارضي و10 طوابق + طابق تحت ارضي مع دراسة حرارية. يقع في ولاية البليدة، مصنفة في المنطقة الزلزالية الثالثة وفقاً لـ RPA99 الإصدار 2003.

أولاً، اخترنا خصائص مواد البناء، فضلاً عن الأبعاد المسبقة للعناصر وتخفيض الأحمال.

ثانياً، قمنا بحساب العناصر الثانوية (الدرج، الروافد، الشرفة، عارضة الهبوط والمتراس).

تم البدء في الدراسة الديناميكية للهيكل من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة أحمال التشغيل والأحمال الزلزالية). في الواقع، يمكن إجراء تعديلات محتملة على نظام التدعيم خلال هذه الخطوة.

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة العارضات الأعمدة والجدران الخرسانية المسلحة.

ثم حددنا النموذج النهائي للهيكل ثلاثي الأبعاد باستخدام برنامج الحساب ETABS 2016. بفضل هذا البرنامج، يمكن عمل نمذجة الهيكل بدرجة عالية من الدقة.

تم العثور على النموذج النهائي بعد عدة وضعيات للجدران الخرسانية المسلحة من خلال تغيير العدد والموقع. يعتبر موقع الجدران الخرسانية المسلحة عاملاً أكثر أهمية من الكمية التي سيتم وضعها في الهيكل، وله تأثير كبير في المقاومة الزلزالية. تم تبرير معامل السلوك بعد زيادة مساحة الأعمدة.

تعزز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل مع مراعاة توصيات BAEL91 99 المنقحة والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA 99/2003. تم تنفيذه بواسطة برنامج SOCOTEC، بينما تم دراسة الجدران الخرسانية المسلحة بالطريقة المبسطة القائمة على الضغط.

أخيراً، حددنا نوع أساس الهيكل. من أجل السلامة والاقتصاد، مع احترام خصائص الهيكل والحمولة المتضمنة في الهيكل وقدرة تحمل الأرض والرسو. نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

دراسة هذا المشروع تعد تجربتنا الأولى قبل الحياة المهنية. لقد مكنتنا من تحسين معرفتنا بمشاكل التصميم ودراسة العناصر الخرسانية المسلحة بالإضافة إلى توسيع معرفتنا في المجال العملي.

أفضل طريقة للتفكير في الإنشاءات المقاومة للزلازل هي صياغة معايير اقتصادية وتقنية متناسقة.

**الكلمات المفتاحية:** البناء، ETABS، القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99/2003 ؛ BAEL 91 منقح

## SUMMARY

After the earthquake of Boumerdes in May 21, 2003, we found that most of the damaged buildings were not made with earthquake-resistant design. Therefore, it is necessary to respect the standards and the seismic recommendations which make it rigid.

The parasismique construction is the solution. This, taking into account the recommendations of the revised BAEL91 99 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003, in order to ensure acceptable protection of human lives and buildings.

This project is a technical study of a building R + 10 stages + one underground with a thermal study, which will be located in the Wilaya of Blida, classified in a high seismicity region (III) according to the Algerian parasismique (RPA 99 version 2003).

First, we chose the characteristics of materials of construction, as well as the pre-dimensioning of the elements and the descent of the loads.

Second, we calculated the secondary elements (staircase, joists, balcony beam and acroter).

The dynamic study of the structure: was started to determine the different loading loads (permanent, operating and seismic loads). Indeed, potential modifications can be made to the bracing system during this step. The building stability is assured with free-standing braced and wall concrete. The final model analysis of this project had been established by the software (**ETABS. Version.2016**) with a great degree of precision.

The final model was found after several dispositions of the walls all by playing on their numbers and location. The location of the walls is a much more important factor than their quantity to be placed in the structure, it has a determining impact on the behavior of the latter vis-à-vis the earthquake.

The behavior factor was justified after increasing the section of the columns.

The reinforcement of the various resistant elements of the structure is taking into account the recommendations of the revised BAEL91 99 and the Algerian earthquake-resistant regulations RPA 99/2003. It was given by the software SOCOTEC, while the shell element was done by the simplified method based on constraints.

After, we have defined the type of foundation in the structure. In order to satisfy safety and economy, while respecting the characteristics of the structure, the load involved in the structure, the bearing capacity of the ground and the anchoring.

We started the choice of foundation with the insulated footings, stringing then rafting, each step will be verified. The foundation system is consisted by rib raft foundation.

The study of this project is our first experience before working life. It has enabled us to improve our knowledge of the problems of the design and study of reinforced concrete as well as to broaden our knowledge in the practical field.

The best way to think about earthquake resistant constructions is to formulate criteria that are both economical and technically consistent.

**Keywords:** Building, ETABS; RPA 99 / version 2003; BAEL 91 revised 99.

## **RESUME**

Après le tremblement de terre de Boumerdes du 21 mai 2003, nous avons constaté que la plupart des bâtiments endommagés n'étaient pas de conception parasismique. Donc, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

La construction parasismique est la solution. Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Ce projet est une étude technique pour construire un bâtiment R+ 10 étages + un sous-sol avec une étude thermique. Il est situé dans la wilaya de Blida, classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

En premier lieu nous avons choisi les caractéristiques des matériaux de la construction, ainsi que le pré dimensionnement des éléments et la descente des charges.

En second lieu, nous avons calculé les éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, balcon poutre palière et l'acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique). En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Le bâtiment est contreventé par portiques et voiles pour la stabilité.

Nous avons déterminé par la suite le model finale de la structure en 3D avec le logiciel de calcul ETABS 2016. Grâce à ce logiciel la modélisation de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

Le model finale a été trouvé après plusieurs disposition des voiles tous en jouant sur leurs nombres et emplacement. L'emplacement des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, il a un impact déterminant sur le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

Le coefficient de comportement a été justifié après augmentation de la section des poteaux.

Le ferrailage des différents éléments résistants de la structure en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003. IL a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles et a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes.

En dernier lieu nous avons défini le type de fondation de la structure. Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol et l'ancrage. Nous avons commencé le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis radier, chaque étape fera l'objet de vérification. La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

L'étude de ce projet est notre première expérience avant la vie active. Elle nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des éléments en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques et techniquement cohérents.

**Mots clés :** Bâtiment, ETABS ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

## DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.*

*A mon très chers frères Soufiane, Djamel et Moussa.*

*A ma sœur Fadhila et son mari Mohamed.*

*A ma petite sœur Hassina.*

*A mes tantes, oncles, cousines et cousins et A toute ma famille.*

*A mon binôme Razi Yacine et toute sa famille et leurs proches.*

*A mon encadreur bien sûr : "Mdm K, NASSIMA" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.*

*A mes meilleurs amis chacun de son nom.*

*A tout la promotion de Génie Civil 2020.*

MOURAD

## DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.*

*A mon oncle l'ingénieur Razi Samir qui m'a guidé dans mes études.*

*A mon binôme Bouzerd Mourad et toute sa famille et leurs proches.*

*A mon encadreur bien sûr : "Mdm K, NASSIMA" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.*

*A mes meilleurs amis chacun de son nom.*

*A tout la promotion de Génie Civil 2020.*

YACINE



## **REMERCIEMENTS**

*On remercie d'abord الله de nous avoir donné le courage et la force d'aboutir à la fin de notre modeste projet.*

*On adresse nos vifs remerciements à notre promotrice Mme KERBOUA NASSIMA de nous avoir encadré et aidé à élaborer cet ouvrage et pour le soutien qu'elle a pu nous apporter tout au long de notre travail.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger et évaluer ce travail.*

*Nous remercions sincèrement tous les enseignants qui nous ont enseigné au long de toutes nos années d'étude ; Et toute la famille universitaire.*

*Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.*

# ***LISTE DES TABLEAUX***

Tableau I.1 : Les différents types d'aciers et leurs nuances .....	3
Tableau II.1 : Choix de l'épaisseur de la dalle pleine.....	9
Tableau II.2 : Dégression des surcharges du poteau central.....	16
Tableau. II.3 : Descente de charge du poteau centrale. ....	17
Tableau II.4 : Dimension de la section du poteau centrale.....	18
Tableau II.5 : Dégression des surcharges du poteau rive.....	19
Tableau II.6 : Descente de charge du poteau de rive. ....	20
Tableau II.7 : Dimension de la section du poteau de rive.....	21
Tableau II.8 : Dégression des surcharges du poteau d'angle. ....	21
Tableau II.9 : Descente de charge du poteau d'angle. ....	22
Tableau II.10 : Dimension de la section du poteau d'angle.....	23
Tableau II.11 : Choix final des poteaux. ....	24
Tableau III.1 : Evaluation des charges et surcharge.....	35
Tableau III.2 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée. ....	42
Tableau III.3 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	42
Tableau III.4 : vérification à l'ELS.....	44
Tableau III.5 : calcul de la flèche. ....	45
Tableau III.6 : Evaluation des charges.....	48
Tableau III.7 : Ferrailage de la dalle pleine .....	49
Tableau III.8 : Vérification des contraintes .....	52
Tableau III.9 : Charges permanentes sur le palier.....	55
Tableau III.10 : Charges permanentes sur la volée.....	55
Tableau III.11 : Calcul des sollicitations.....	56
Tableau III.12 : Ferrailage de l'escalier. ....	57
Tableau III.13 : Vérification à l'E.L.S. ....	59
Tableau III.14 : Ferrailage des escaliers. ....	60
Tableau III.15 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures. ....	62
Tableau III.16 : Vérification des poutres palière à l'ELS. ....	63

Tableau III.17 : Calcul des armatures transversales. ....	64
Tableau III.18 : Combinaison des charges.....	65
Tableau III.19 : Calcul des efforts internes.....	66
Tableau III.20 : Ferrailage du balcon.....	66
Tableau III.21 : Vérification des contraintes du balcon.....	67
Tableau III.22 : Ferrailage de la dalle machine.....	70
Tableau III.23 : Vérification des contraintes .....	72
Tableau III.24 : Ferrailage de la dalle machine.....	74
Tableau III.25 : Vérification des contraintes .....	77
Tableau IV.1 : Facteur de qualité q. ....	84
Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	87
Tableau. IV.3 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.....	89
Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final. ....	91
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux .....	92
Tableau. IV.6 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.....	93
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final.....	94
Tableau IV.8 : Justification vis -à- vis de l'effet P- $\Delta$ dans le sens x. ....	95
Tableau IV.9 : Justification vis -à- vis de l'effet P- $\Delta$ dans le sens y. ....	95
Tableau IV.10 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.....	96
Tableau IV.11 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y. ....	97
Tableau V.1 : Ferrailage des poutres porteuses situation durable 1,35G+1,5Q+0,8T....	101
Tableau V.2 : Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle G+Q+E. ....	101
Tableau V.3 : Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle 0,8G+E.....	102
Tableau VI.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier. ....	103
Tableau VI.2 : Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}$ ; $M^{\text{corr}}$ ) .....	105
Tableau VI.3 : Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}$ ; $N^{\text{corr}}$ ) .....	105
Tableau VI.4 : Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\min}$ ; $M^{\text{corr}}$ ) .....	105
Tableau VI.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ; $M^{\text{corr}}$ ) .....	106

Tableau VI.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ; $M^{\text{corr}}$ ) .....	106
Tableau VI.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ; $M^{\text{corr}}$ ) .....	106
Tableau VI.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ; $M^{\text{corr}}$ ) .....	107
Tableau VI.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ; $N^{\text{corr}}$ ) .....	107
Tableau VI.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ; $M^{\text{corr}}$ ) .....	107
Tableau VI.11 : Choix des armatures des poteaux. ....	108
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes des poteaux.....	108
Tableau VI.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux.....	110
Tableau VI.14 : Espacements maximums des poteaux selon R.P.A.99.....	112
Tableau VI.15 : Choix des armatures transversales des poteaux.....	112
Tableau VI.16 : Ferrailage des poteaux du sous-sol. ....	114
Tableau VI.17 : Ferrailage des poutres porteuses situation durable $1,35G+1,5Q+0,8T$ ..	118
Tableau VI.18 : Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle $G+Q+E$ . ....	118
Tableau VI.19 : Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle $0,8G+E$ .....	119
Tableau VI.20 : Ferrailage des poutres porteuses situation durable $1,35G+1,5Q$ .....	119
Tableau VI.21 : Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle $G+Q+E$ .....	120
Tableau VI.22 : Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle $0,8G+E$ .....	120
Tableau VI.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses. ....	120
Tableau VI.24: Ferrailage des poutres non porteuses situation durable $1,35G+1,5Q+0,8T$	120
Tableau VI.25 : Ferrailage des poutres non porteuses situation accidentelle $G+Q+E$ ....	121
Tableau VI.26 : Ferrailage des poutres non porteuses situation accidentelle $0,8G+E$ .....	121
Tableau VI.27 : Ferrailage des poutres non porteuses situation durable $1,35G+1,5Q$ ....	122
Tableau VI.28 : Ferrailage des poutres non porteuses situation accidentelle $G+Q+E$ ....	122
Tableau VI.29 : Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle $0,8G+E$ .....	122
Tableau VI.30 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	123
Tableau VI.31 : Vérification de la condition de non fragilité. ....	123
Tableau VI.32 : Vérification des poutres porteuses à l'ELS ( $G+Q+0.6T$ ). ....	124
Tableau VI.33 : Vérification des poutres porteuses à l'ELS ( $G+Q$ ). ....	124
Tableau VI.34 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS ( $G+Q+0.6T$ ) ... ..	124
Tableau VI.35 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS ( $G+Q$ ) .....	125

Tableau VI.36 : Vérification de la contrainte de cisaillement (1.35G+1.5Q+0.8T) .....	125
Tableau VI.37 : Vérification de la contrainte de cisaillement (1.35G+1.5Q). .....	125
Tableau VI.38 : Calcul des armatures transversales. ....	126
Tableau VI.39 : Vérification de la flèche des poutres. ....	127
Tableau VI.40 : Les moments résistant dans les poteaux .....	128
Tableau VI.41 : Les moments résistant dans les poutres .....	129
Tableau VI.42 : Vérification de la zone nodale dans les différents étages.....	129
Tableau.VI.43 : Valeurs de ( $I_f/l$ ) .....	133
Tableau VI.44 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$ .....	134
Tableau VI.45 : Aciers verticaux et horizontaux.....	135
Tableau VI.46 : Aciers transversaux.....	135
Tableau VI.47 : Aciers supplémentaires.....	137
Tableau VI.48 : Calcul de $\sigma_{ba}$ pour l'exemple (V1) .....	139
Tableau.VI.49 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1) .....	140
Tableau VI.50 : Calcul des armatures du voile (V1) .....	141
Tableau VI.51 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	141
Tableau VI.52 : Calcul des armatures du voile (V2) .....	142
Tableau VI.53 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	142
Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes. ....	148
Tableau VII.2 : Chois la hauteur de nervure. ....	151
Tableau VII.3 : Résultats de calcul de la stabilité du radie.....	152
Tableau VII.4 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	154
Tableau VII.5 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	154
Tableau VII.6 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	155
Tableau VII.7 : Calcul des moments à l'ELU. ....	158
Tableau VII.8 : Calcul des moments à l'ELS. ....	158
Tableau VII.9 : Ferrailage des panneaux du radier.....	158
Tableau VII.10 : Vérification des contraintes.....	158
Tableau VII.11 : Calcul des moments suivant X-X. ....	160
Tableau VII.12 : Calcul des moments suivant Y-Y. ....	161
Tableau VII.13 : Ferrailage des nervures.....	161

Tableau VII.14 : Vérification des contraintes .....	161
Tableau VII.15 : Ferrailage de débordements .....	164
Tableau VII.16 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	165
Tableau VII.17 : Ferrailage du voile périphérique.....	168
Tableau VII.18 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	169

# ***LISTE DES FIGURES***

Figure I.1 : Diagramme contraintes- déformation du béton à l'ELU. ....	4
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU.....	5
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELS. ....	6
Figure II.1 : Plancher à corps creux .....	8
Figure II.2 : Schéma du voile en élévation.....	24
Figure II.3 : Coupe de voile en plan.....	25
Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère. ....	27
Figure III.2 : Sollicitation de l'acrotère .....	27
Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	28
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère .....	29
Figure III.5 : Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée. ....	30
Figure III.6 : Disposition des armatures dans l'acrotère.....	32
Figure III.7 : Disposition des poutrelles.....	33
Figure III.8 : Dimensions de la poutrelle. ....	33
Figure III.9 : Coupe de section rectangulaire et section en T.....	41
Figure III.10 : Schéma de ferrailage de poutrelle.....	47
Figure III.11 : Schéma de la dalle plein.....	48
Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	52
Figure III.13 : Dimensions de l'escalier.....	53
Figure III.14 : Schéma statique de l'escalier.....	53
Figure III.15 : Schéma statique de l'escalier.....	56
Figure III.16 : Schéma de ferrailage d'escalier.....	60
Figure III.17 : Ferrailage de la poutre palière.....	64
Figure III.18 : Schéma statique du balcon.....	65
Figure III.19 : Schéma de ferrailage de balcon.....	68
Figure III.20 : Schéma de la cage d'ascenseur. ....	68
Figure III.21 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine .....	77

Figure IV.1 : Les étapes du calcul sismique. ....	81
Figure IV.2 : Disposition des voiles de modèle initial. ....	88
Figure IV.3 : Disposition des voiles de modèle final. ....	91
Figure V.1 : Une composante de température uniforme $\Delta T_u$ . ....	98
Figure V.2 : Introduire de la température dans ETAPS v.16.....	100
Figure V.3 : Introduire la combinaison 1.35G+1.5Q+0.8T dans ETAPS .....	100
Figure V.4 : Introduire de chargement dans ETAPS v.16.....	100
Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	115
Figure.VI.2 : Disposition des poutres. ....	117
Figure.VI.3 : Schéma de ferrailage des poutres.....	127
Figure VI.4 : Zone nodale .....	128
Figure.VI.5 : Disposition des voiles dans la structure.....	130
Figure.VI.6 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.....	131
Figure VI.7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	132
Figure VI.8 : Mur encastree.....	133
FigureVI.9 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque. ....	137
Figure VI.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	138
Figure VI.11 : Schéma de ferrailage de voile V1 (RDC+1 <sup>er</sup> ) .....	146
Figure VI.12 : Schéma de ferrailage de voile V1 (2 <sup>eme</sup> +3 <sup>eme</sup> ) .....	146
Figure VI.13 : Schéma de ferrailage de voile V1 (4 <sup>eme</sup> +5 <sup>eme</sup> ) .....	146
Figure VI.14 : Schéma de ferrailage de voile V1 (6 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup> ) .....	146
Figure VII.1 : Semelle filante. ....	148
Figure VII.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	149
Figure VII.3 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier. ....	153
Figure VII.4 : Schéma de ferrailage des nervures. ....	163
Figure VII.5 : Schéma statique des débords. ....	163
Figure VII.6 : Diagramme des moments.....	164
Figure VII.7 : Schéma de ferrailage du débord.....	165
Figure VII.8 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	166
Figure VII.9 : Schéma de ferrailage mur de soutènement.....	169



# ***LISTE DES SYMBOLES***

## **1. Notation**

### **1.1. En majuscules romaines :**

A	: Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.
A <sub>s</sub>	: Aire d'une section d'acier.
A <sub>t</sub>	: Section d'armatures transversales.
B	: Aire d'une section de béton.
D	: Diamètre, facteur d'amplification dynamique.
E	: Module d'élasticité longitudinale.
E <sub>b</sub>	: Module de déformation longitudinale du béton.
E <sub>i</sub>	: Module de déformation instantanée (E <sub>ij</sub> à l'âge de j jours).
E <sub>s</sub>	: Module d'élasticité de l'acier.
E <sub>v</sub>	: Module de déformation différé (E <sub>vj</sub> à l'âge de j jours).
F	: Force ou action en général.
G	: Action permanente, module d'élasticité transversale.
Q	: Charges d'exploitations.
I	: Moment d'inertie.
K	: Coefficient.
L	: Longueur ou portée.
L <sub>f</sub>	: Longueur de flambement.
M	: Moment en général, moment de flexion le plus souvent.
M <sub>G</sub>	: Moment fléchissant développé par les charges permanentes.
M <sub>Q</sub>	: Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations.
M <sub>u</sub>	: Moment de calcul ultime.
M <sub>ser</sub>	: Moment de calcul de service.
M <sub>t</sub>	: Moment en travée.
M <sub>a</sub>	: Moment sur appuis.
N <sub>u</sub>	: Effort normal ultime.
N <sub>s</sub>	: Effort normal pondéré aux états limites de service.
S <sub>t</sub>	: Espacement des armatures transversales.
T	: Effort tranchant, période.

V : Effort tranchant, action sismique à la base.

R : Force résultante.

$F_{fr}$  : Force de frottement

E.L.U : Etat limite ultime

E.L.S : Etat limite service

**En minuscules romaines :**

a : Une dimension

b : Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)

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

d' : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée

e : Epaisseur, excentricité de l'effort normal

f : Résistance d'un matériau (avec indice), flèche

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

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours

h : Hauteur totale d'une section de béton armé

i : Rayon de giration d'une section

j : Nombre de jours

k : Coefficient en général

l : Longueur ou portée (on utilise aussi L)

n : Coefficient d'équivalence acier-béton

s : Espacement des armatures en générales

$s_t$  : Espacement des armatures transversales

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier

y : Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie

$y_s$  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS

$y_u$  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU

z : Bras de levier entre les aciers et le béton.

**En minuscules grecs :**

- $\emptyset$  : Diamètre des armatures, mode propre
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton
- $\varepsilon$  : Déformation relative
- $\varepsilon_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton comprimé
- $\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier tendu
- $\varepsilon'_s$  : Raccourcissement relatif de l'acier comprimé
- $\eta$  : Coefficient de fissuration relatif à une armature
- $\nu$  : Coefficient de poisson, coefficient sans dimension
- $\rho$  : Rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
- $\sigma$  : Contrainte normale en général
- $\lambda$  : Élancement
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton
- $\sigma_{ts}$  : Contrainte de traction dans l'acier, également notées  $\sigma_s$
- $\sigma_{cs}$  : Contrainte de compression dans l'acier, également notées  $\sigma'_s$
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton
- $\beta$  : Coefficient de pondération
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne
- $\mu_r$  : Moment résistant.
- $\omega$  : Pulsation propre.
- $\alpha$  : Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation modale.

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	2
I.4 Définition des états limites.....	3
I.4. Hypothèses de calcul.....	6

### CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction.....	7
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	7
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	9
II.4. Pré dimensionnement des éléments principaux .....	11

### CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction.....	26
III.2. Acrotère.....	26
III.3. Étude des plancher .....	32
III.4. Escaliers .....	53
III.5. Les balcons.....	64
III.6. Etude de la dalle machine.....	68

### CHAPITRE IV : ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1. Introduction.....	78
IV.2. Etude dynamique .....	78
IV.3. Modélisation de la structure.....	80
IV.4. Étude sismique.....	82
IV.5. Résultats de l'analyse pour le modèle initial.....	86
IV.6. Introduction des voiles de contreventement.....	88
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	94
IV.8. Justification du choix du coefficient de comportement.....	96

## **CHAPITRE V : ETUDE THERMIQUE**

V.1. Introduction.....	98
V.2. Calcul de l'effet de la température .....	99
V.3. Les résultats de calcul .....	101

## **CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS**

VI.1. Introduction.....	103
VI.2. Ferrailage des poteaux .....	103
VI.3. Ferrailage des poutres .....	116
VI.4. Ferrailage des voiles .....	129

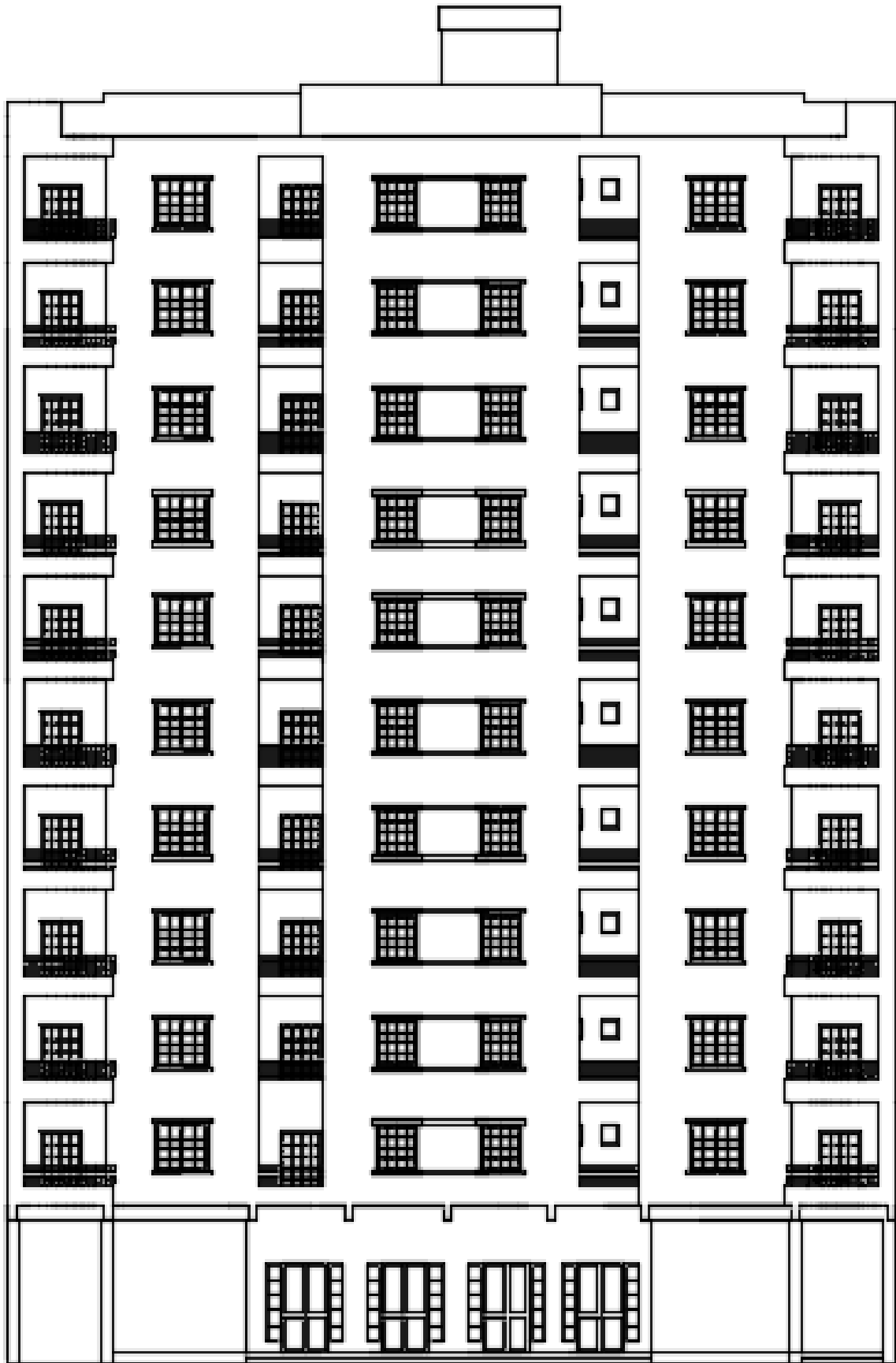
## **CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VII.1. Introduction.....	147
VII.2. Calcul des fondations .....	147
VII.3. Etude du voile périphérique .....	165

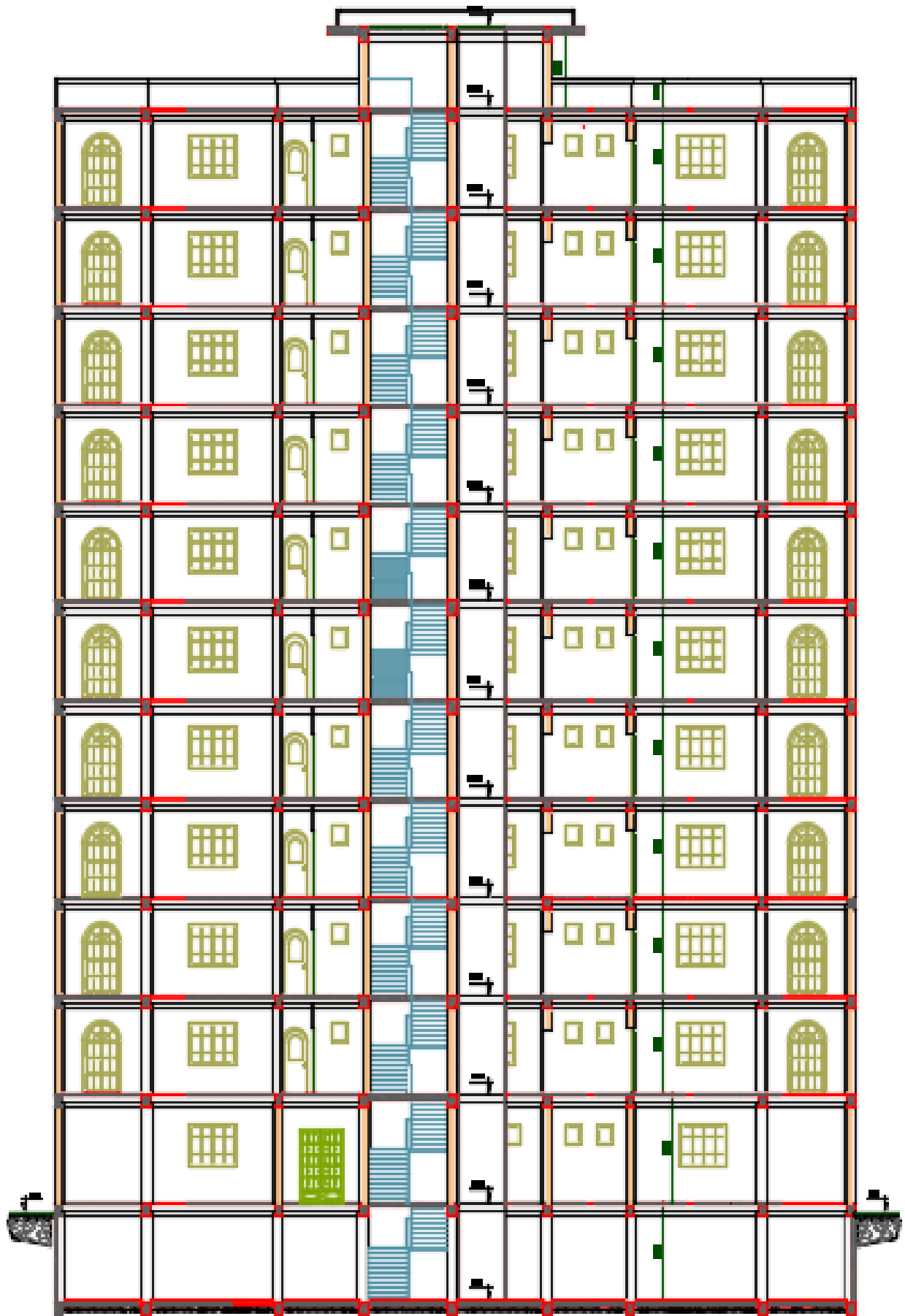
## **CONCLUSION GENERALE**

### **Bibliographie**

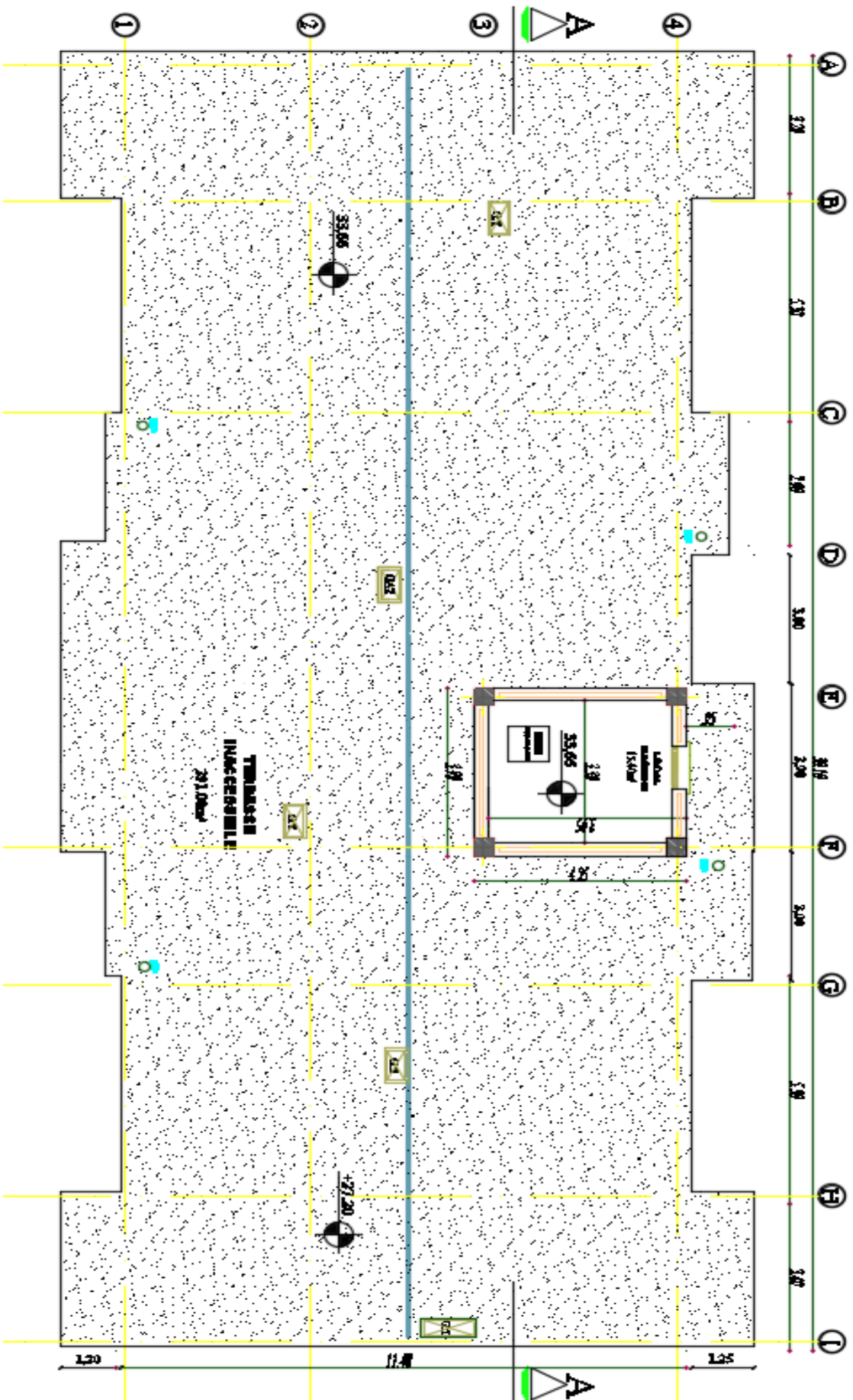
### **Annexe**



**FACADE PRINCIPALE**

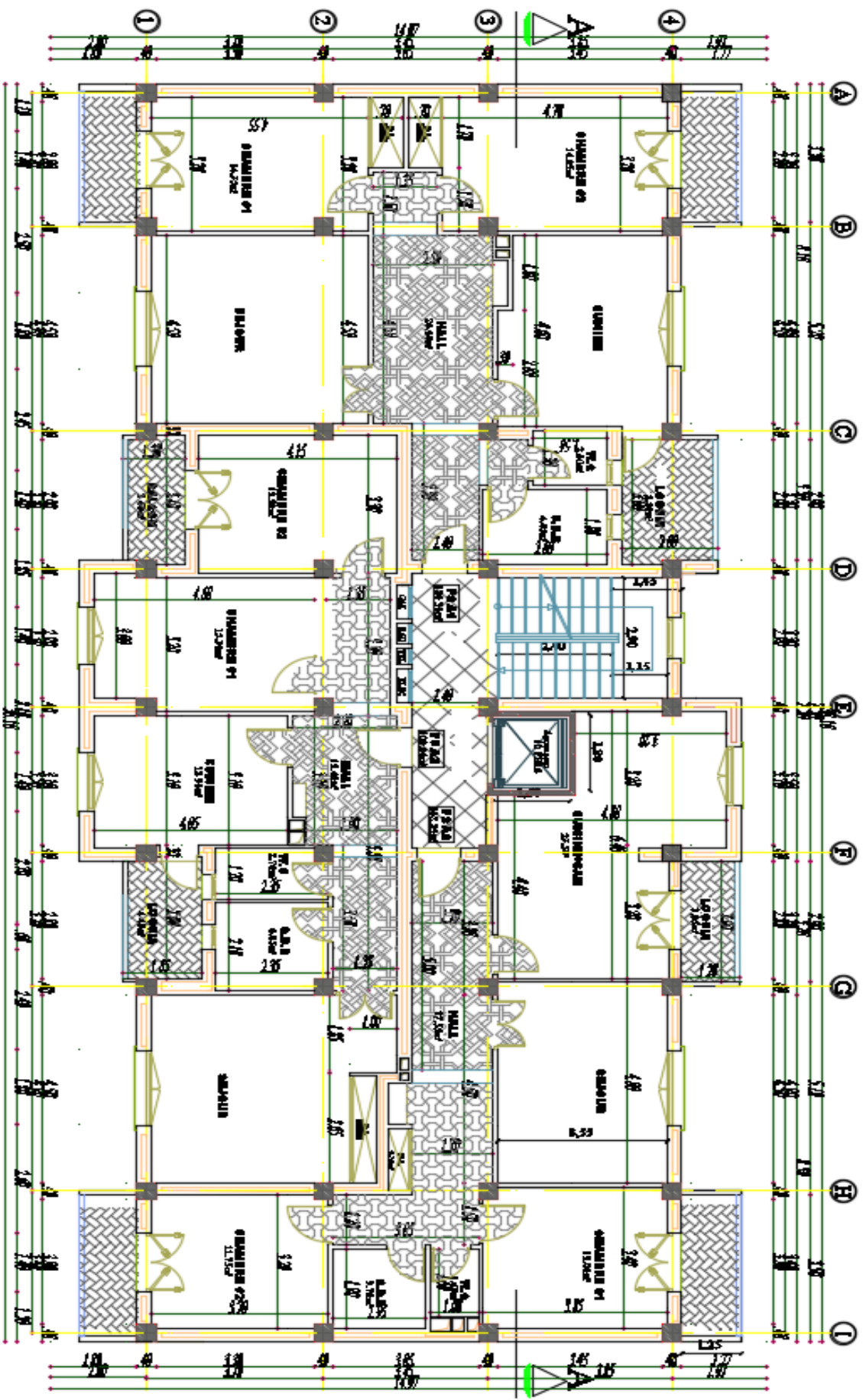


**COUPE A-A**

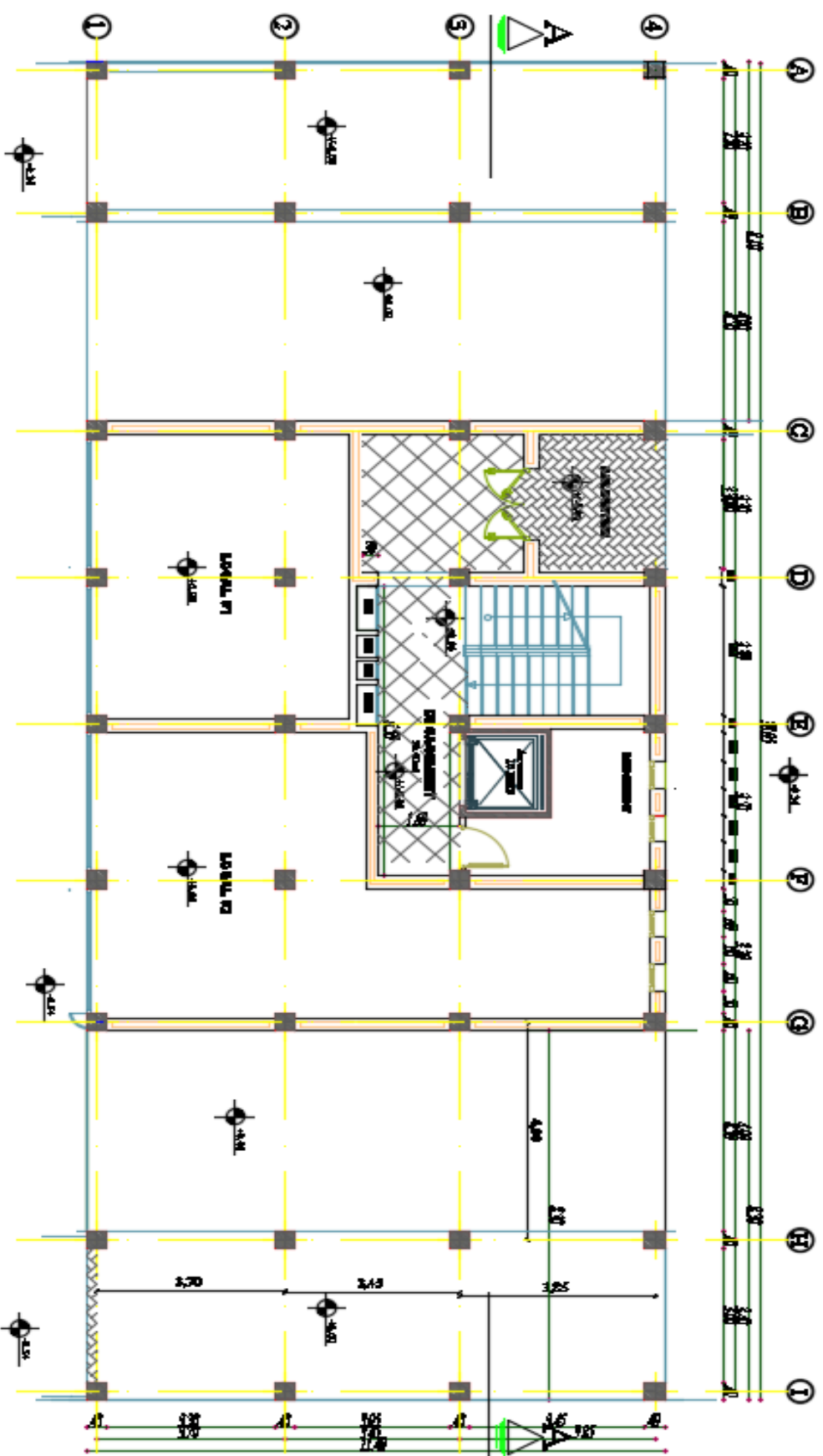


**PLAN TERRASSE**

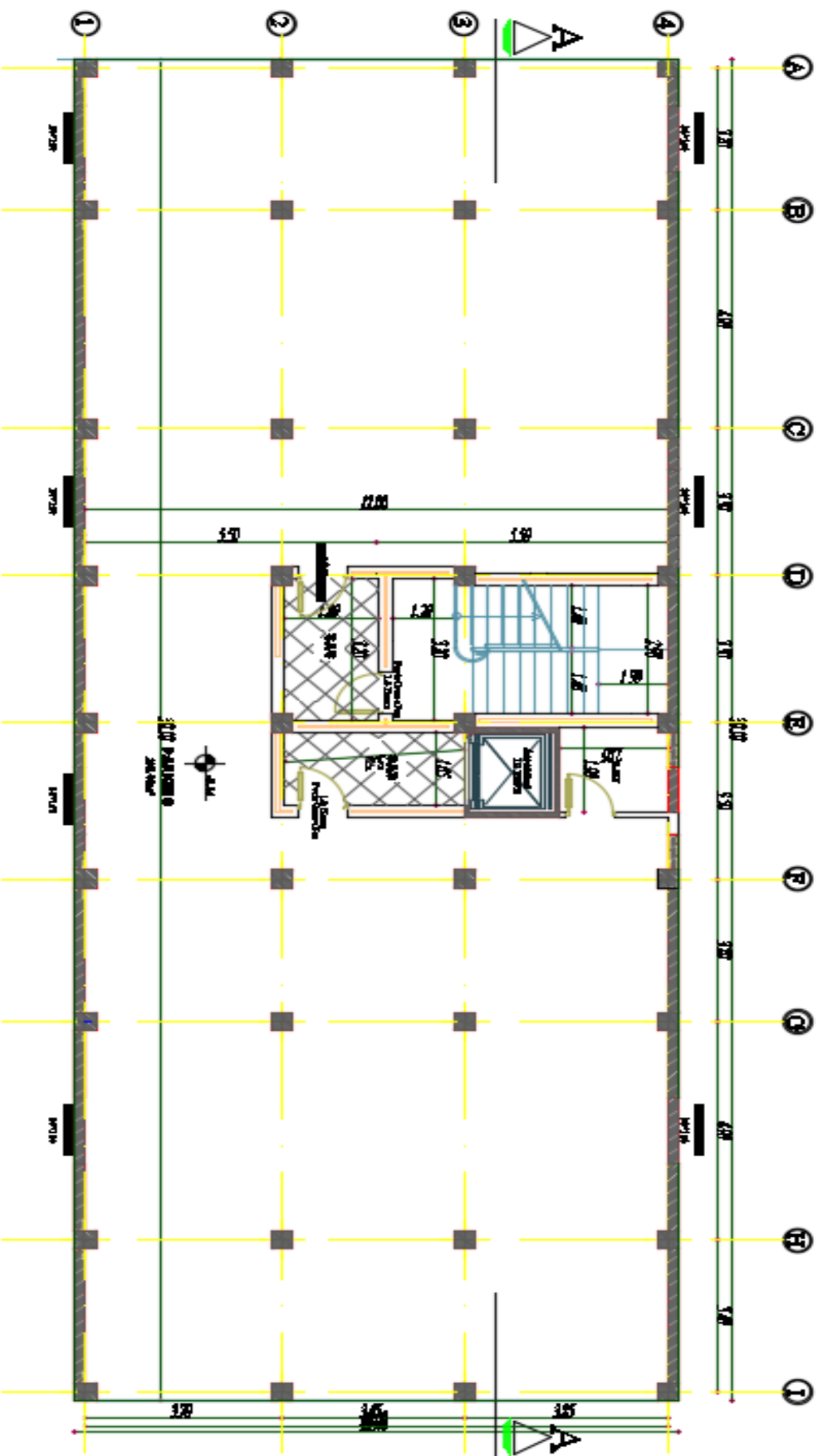




**ETAGE COURANT**



**PLAN RDC NIV 0.00+**



**PLAN SOUS SOL NIV : -3.06**

# ***INTRODUCTION GENERALE***

# ***INTRODUCTION GENERAL***

Le développement industriel et l'explosion démographique ont causé des limitations des terrains de construction. L'Algérie a adopté la solution de construire en hauteur, dont elles sont exposées à des sollicitations sismiques, mettant les vies de ces occupants en danger. Notant qu'elle est parmi les pays qui sont soumises à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre au cours de ces dernières années, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants. Ces désastres ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue nécessaire.

Afin de mieux se protéger contre d'éventuels risques des mouvements sismiques, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la durabilité de l'ouvrage.

Pour contribuer dans cette stratégie autant que futur ingénieur, nous allons étudier un bâtiment multifonctionnel (R+10+1 sous sol) avec contreventement mixte (voiles / portiques) ; tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur.

Notre mémoire se structure comme suit :

- Le premier chapitre, constitue une présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- L'objectif du deuxième chapitre est le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Dans le troisième chapitre, nous étudions les éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, qui est une étape importante dans notre étude c'est l'étude dynamique qui sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETAPS.
- Le cinquième chapitre est consacré pour l'étude thermique.
- Dans le sixième nous étudierons les éléments structuraux.
- L'étude de l'infrastructure sera le but du dernier chapitre.
- Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

***CHAPITRE 1 :***

***PRESENTATION DE L'OUVRAGE***

**I.1 INTRODUCTION :**

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

**I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :**

Le projet consiste à étudier un bâtiment R+10+1S/Sol en béton armé, à usage multiples (habitations, commerce et parking) avec terrasse inaccessible, implanté à la wilaya de Blida classée en zone de forte sismicité (zone III selon le RPA 99 /version 2003). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, le site est considéré comme site meuble avec une contrainte admissible de 1,5bars (selon le rapport du sol).

**I.2.1 Caractéristiques géométriques :****Dimensions en élévation :**

Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) .....	33,66 m
Hauteur du sous-sol.....	3,06 m
Hauteur du rez-de-chaussée.....	3,06 m
Hauteur de l'étage courant.....	3,06 m

**Dimensions en plan :**

Longueur totale en plan .....	30,10 m
Largeur totale en plan .....	11,40 m

**I.2.2 Description technique de l'ouvrage :****A - Structure principale :**

Notre bâtiment constitué de portiques et des voiles en béton armé suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est un système mixte (type 4a).

**B - Structure secondaire :****Planchers :**

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions. Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine (pour le sous-sol, balcons...).
- Dalle à corps creux (pour les étages courants).

Et optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

**Maçonnerie :**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.
- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

**Acrotère :**

On appelle mur acrotère, en abrégé acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 100cm.

**Escalier :**

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé appuyées sur un palier de repos coulé sur place. Le bâtiment comporte des escaliers droits à deux volées avec un palier de repos.

**I.3 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :****I.3.1 Introduction :**

Le choix des matériaux à utiliser est indispensable pour la réalisation d'une structure afin de pouvoir garantir les meilleurs critères de résistance, durabilité et d'économie. Nous allons choisir le béton et l'acier.

**I.3.2 Béton :**

Le béton est un matériau constitué par un mélange, avec des proportions convenables, d'un liant généralement le ciment (CPA - CEM II/B 42,5), des granulats : sable ( $0 \leq D_s \leq 5$ ) mm et graviers ( $8 \leq D_g \leq 15$ ) mm et éventuellement un adjuvant. Les constituants sont mélangés avec de l'eau.

Dans notre projet, le béton est caractérisé par une résistance à la compression, à 28 jours égale à **25 MPa** et une résistance à la traction de **2,1 MPa**.

Un module de déformation instantané  $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$  et un module de déformation différé :  $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$ .



Le coefficient de poisson  $\nu$  est pris :

$\nu = 0,2$  calcul des déformations, justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

$\nu = 0$  calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

**I.3.3 Acier :** Les aciers sont disponibles en barre de 12m de long. La continuité mécanique entre barres se fait, soit par recouvrement (le plus souvent), soit par soudure bout à bout. Les diamètres normalisés utilisés sont : 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 (mm).

Le tableau **I.1** donne les différentes nuances d'acier.

**Tableau I.1 :** Les différentes types d'aciers et leurs nuances.

Type	Nuance	Fe (MPa)
Rond lisse	FeE215	215
	FeE325	325
Haute adhérence	FeE500	500

Avec un module d'élasticité longitudinale est  $E_s = 2.10^5$  MPa.

#### **I.4 DEFINITION DES ETATS LIMITES :**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà du ce seuil, une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Les états limites peuvent être scindés en deux catégories :

##### **A- Etat limite ultime (E.L.U) :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante, au-delà de cette limite, on aura :

- La perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure.
- La rupture d'une ou de plusieurs sections critiques de la structure.
- La transformation de la structure en un mécanisme déformable.
- L'instabilité de la forme au flambement.
- La détérioration par effet de fatigue

La contrainte limite, notée  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \begin{cases} f_{bu} = 14.167 \text{ MPa en SDT} \\ f_{bu} = 18.478 \text{ MPa en SA} \end{cases}$$

**Avec :**  $\gamma_b$  = Coefficient de sécurité.

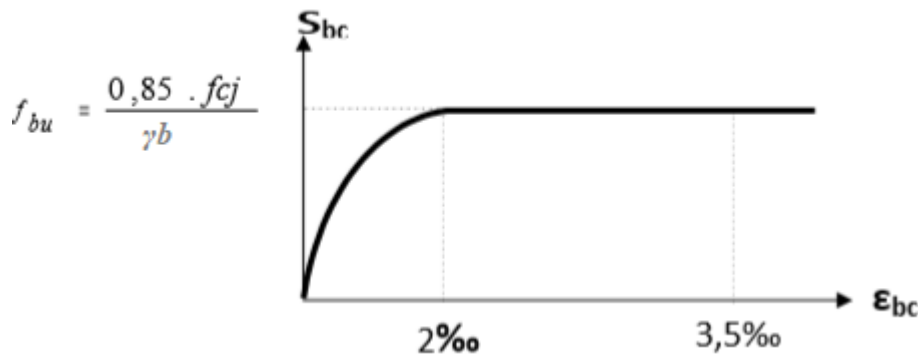
$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

$f_{c28}$  = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

$\theta$  = dépend de la durée d'application des combinaisons d'action

$$\begin{aligned} \theta &= 1 && \text{durée} > 24h \\ \theta &= 0.9 && 1h < \text{durée} < 24h \\ \theta &= 0.85 && \text{durée} < 1h \end{aligned}$$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.



**Figure I.1 :** Diagramme contraintes- déformation du béton à l'ELU.

**a.1. Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement ultime  $\tau_u$  pour les armatures droites «  $\alpha = 90^\circ$  » est donnée par les expressions suivantes :

Dans le cas d'une fissuration peut préjudiciable : (FPP)

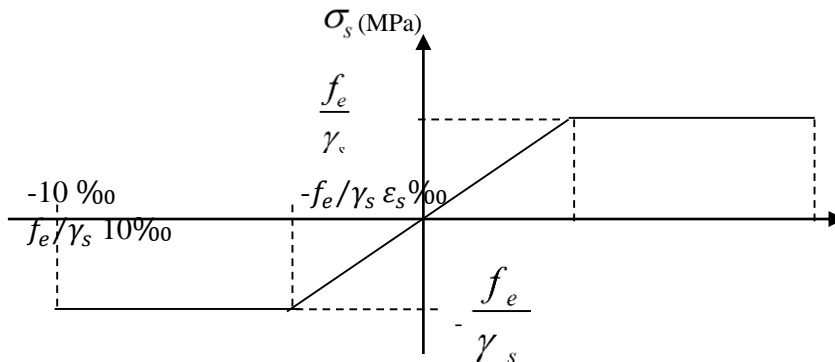
$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable : (FP, FTP)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

**a.2. Contraintes limites dans les aciers :**

La contrainte limite de traction et de compression notée  $\sigma_s$  est donnée par la formule suivante :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$



**Figure I.2 :** Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.

**Avec :** -  $f_e$  : Limite d'élasticité garantie

-  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

{	1,15 en SDT
}	1,5 en SD

-  $\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier

**B- Etat limite de service (E.L.S) :**

La contrainte de l'acier est limitée lorsqu' il y a un état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu préjudiciable :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b}$  (pas de vérification)

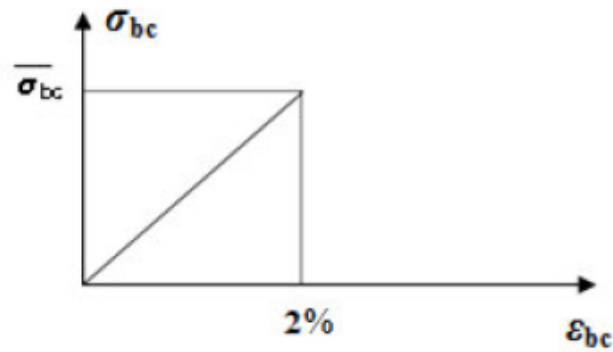
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$

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

$\eta$  = Coefficient de fissuration ( $\eta = 1$  pour les ronds lisses,  $\eta = 1.6$  pour les HA).

**b.1. Diagramme contrainte déformation du béton :**

Dans ce cas le diagramme contrainte – déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$



**Figure I.3** : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

### I.5 HYPOTHESES DE CALCUL :

- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli). Il en résulte que le diagramme des déformations est linéaire et que la déformation d'une fibre est proportionnelle à sa distance à l'axe neutre.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à 3.5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à 10‰ dans tous les cas de sollicitation.
- Le diagramme des déformations de la section, passe par l'un des 3 points A, B ou C.
- On définit le coefficient d'équivalence par la relation  $n = \frac{E_s}{E_b}$

***CHAPITRE 2 :***  
***PRE-DIMENSIONNEMENT***

**II.1 INTRODUCTION :**

Le pré dimensionnement de ces éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il se base sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, en utilisant des formules empiriques données par le (CBA93) et vérifier selon le règlement (RPA 99 version 2003). Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

**II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :****II.2.1 Les planchers :**

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

- Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :
  - Plancher à corps creux en partie courante ;
  - Dalle pleine pour le sous-sol, et certaine partie des planchers.

**II.2.1.1 Plancher en corps creux :**

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les situations standard, il consiste des poutrelles qui sont des éléments résistants, et de hourdis avec une dalle de compression sur un treilles soudé.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité (ou condition de limitation de la flèche selon l'article : (B.6.8.4.2 CBA93)

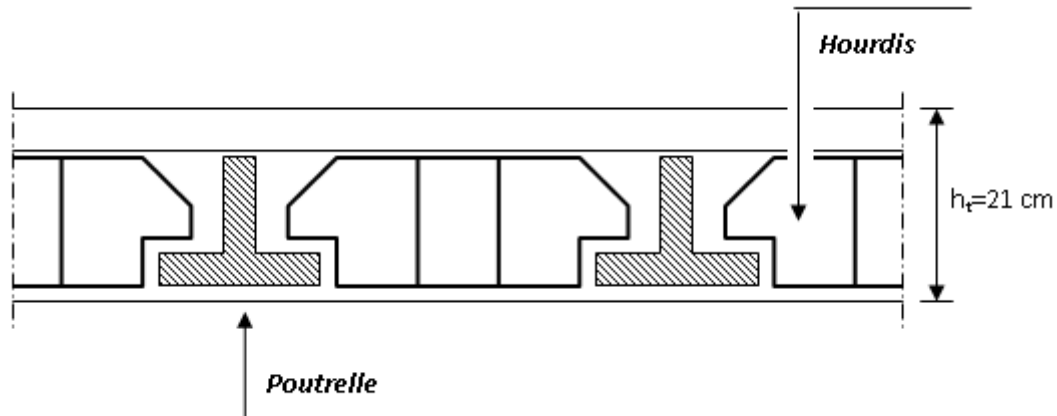
$$\frac{l}{25} \leq h \leq \frac{l}{20} \longrightarrow \frac{L}{22.5} \leq h_t$$

$h_t$  : hauteur de plancher (corps creux + dalle de compression)

$L$  : portée maximale entre nus d'appuis dans de sens de disposition des poutrelles

On 'a  $L = 3,85 - 0,3 = 3,55 \text{ m} \longrightarrow \frac{355}{22.5} \leq h_t \longrightarrow 15,77 \leq h_t$

Nous adoptons un plancher de (16+5) cm



**Figure II.1 :** Plancher à corps creux.

### II.2.1.2 Plancher a dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de ces critères :

➤ **Condition de résistance au feu :**

- $e = 7 \text{ cm}$  Pour une heure de coupe-feu,
- $e = 11 \text{ cm}$  Pour deux heures de coupe-feu,
- $e = 17,5 \text{ cm}$  Pour quatre heures de coupe-feu.

On opte pour :  $e = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- On limite donc notre épaisseur à : **15 cm.**

➤ **Résistance à la flexion :**

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis (plancher dalle pleine) :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis à une portée de 355 cm.

**Tableau II.1** : Choix du l'épaisseur de la dalle pleine.

$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{355}{50} \leq e \leq \frac{355}{40}$  $7,1cm \leq e \leq 8,87cm$
<b>Le choix</b>	Donc on choisit <b>e = 8cm</b>

**Conclusion :**

$$e = \max (e_1; e_2; e_3) \text{ (cm)}$$

Donc : e = 15 cm

**II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :****II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :**

Matière	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1. Gravillon de protection	5	17	0,85
2. Etanchéité multicouche			0,12
3. Forme de pente	10	22	2,2
4. Isolation thermique	4	4	0,16
5. Dalle de compression +corps creux	16+5		2,80
6. Enduit en plâtre	2	10	0,20
$\Sigma=G$			<b>6.34 KN/m<sup>2</sup></b>
$Q=$			<b>1,00 KN/m<sup>2</sup></b>



## II.3.2. Plancher étage courant :

Matière	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelag	2	22	0,44
2. Mortier de pose	2	20	0,40
3. Lit de sable	3	18	0,54
4. Dalle de compression + corps creux	16+5		2,8
5. Enduit en plâtre	2		0,20
6. Cloisons de distribution	10	10	1,00
$\Sigma=G$			<b>5,38 KN/m<sup>2</sup></b>
Q=			<b>1,50 KN/m<sup>2</sup></b>

## II.3.3. Plancher sous-sol :

Matière	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelag	2	22	0,44
2. Mortier de pose	2	20	0,40
3. Lit de sable	3	18	0,54
4. Dalle pleine	15		3,75
5. Enduit en plâtre	2		0,20
6. Cloisons de distribution	10	10	1,00
$\Sigma=G$			<b>6,33 KN/m<sup>2</sup></b>
Q=			<b>5,00 KN/m<sup>2</sup></b>

**II.3.4. Balcon :**

Matière	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit en ciment	2	18	0,36
2. Lit de sable	3	18	0,54
3. Carrelage	2	22	0,44
4. Dalle pleine	15	25	3,75
5. Mortier de pose	2	22	0,44
$\Sigma=G$			<b>5,53 KN/m<sup>2</sup></b>
$Q=$			<b>3,50 KN/m<sup>2</sup></b>

**II.3.5. Maçonnerie :****Murs extérieurs :**

Matière	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit en ciment	2	18	0,36
2. Brique creuse	10	9	0,90
3. Lambe d'air	10		0,00
4. Brique creuse	15	9	1,35
5. Enduit en plâtre	2	10	0,20
$\Sigma=G$			<b>2,81 KN/m<sup>2</sup></b>

**II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :****II.4.1. Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles sont de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le (CBA93), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).

Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

**Avec :**

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre nus d'appuis.

$h$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

• **Selon RPA99 version 2003 :**

-La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30\text{cm}$

-La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20\text{cm}$

-Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

**a) Poutres principales (poutre porteuse) :**

Pour  $L_{\max} = 4.60\text{ m}$

→  $(30.67 \leq h \leq 46)\text{ cm} \Rightarrow$  on prend:  $h = 40\text{cm}$ .

→  $(13.8 \leq b \leq 32.2)\text{ cm} \Rightarrow$  on prend :  $b = 30\text{ cm}$ .

• **Vérification selon RPA99 version 2003 pour la zone III :**

→  $b \geq 20\text{ cm} \longrightarrow 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$  vérifiée.

→  $h \geq 30\text{ cm} \longrightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{ cm}$  vérifiée.

→  $h/b < 4 \longrightarrow 40/30 = 1,33 < 4$  vérifiée.

**b) Poutres secondaires (poutre non porteuses) :**

Pour  $L_{\max} = 3,55\text{m}$

→  $(23.67 \leq h \leq 35,5)\text{ cm} \Rightarrow$  on prend:  $h = 30\text{ cm}$ .

→  $(10,65 \leq b \leq 24.85)\text{ cm} \Rightarrow$  on prend :  $b = 25\text{ cm}$ .

• **Vérification selon RPA99 version 2003 pour la zone III :**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- |   |                        |        |                                    |           |
|---|------------------------|--------|------------------------------------|-----------|
| ↘ | $b \geq 20 \text{ cm}$ | —————→ | $25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ | vérifiée. |
| ↘ | $h \geq 30 \text{ cm}$ | —————→ | $30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ | vérifiée. |
| ↘ | $h/b < 4$              | —————→ | $30/25 = 1,2 < 4$                  | vérifiée. |

**- Conclusion :**

Le choix final des sections des poutres :

- **Poutres porteuses**       $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- **Poutres non porteuses**       $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

**II.4.2. Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

**a) Principe :**

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

**b) Procédure de pré dimensionnement :**

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

1. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
2. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
3. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
4. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le "RPA99 version 2003".
5. Vérifier la section à l'ELS.

❖ **D'après l'article B.8.4.1:**

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression) =  $1,35G + 1,5Q$ .
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
- $\lambda$  : Elancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .
- $l_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- $I$  : Moment d'inertie de la section  $\left( I = \frac{hb^3}{12} \right)$ .
- $B$  : Surface de la section du béton.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ ) ..... Situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ ) ..... Situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400$  MPa).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25$  MPa).
- $A_s$  : Section d'acier comprimée.
- $Br$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [ $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ ] m<sup>2</sup>.

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 0,9\%$  ..... Pour une zone sismique III

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

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation la valeur de  $Br$  :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,0652 N_u$$

## ❖ Le minimum requis :

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(a;b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.
- $h_e$  : hauteur d'étage.

## ❖ Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

- $N_{ser}$  : effort normal à l'ELS ( $N_{ser} = N_G + N_Q$ ),
- B : section de béton du poteau,
- $A_s$  : section des armatures ( $A_s = 0,9\% B$ ),
- n : coefficient d'équivalence  $\left( n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$ .
- $\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.

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

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

## c) Calcul des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont : (voir le plan d'architecte)

Poteau central ..... S=15,15m<sup>2</sup> (H-3)

Poteau de rive..... S=6,21m<sup>2</sup> (I-3)

Poteau d'angle..... S=5,74m<sup>2</sup> (I-4)

1) Poteau centrale : S=15,15m<sup>2</sup> (H-3)

**Descente des charges :**

● **Charge d'exploitation :**

**- Loi de dégression :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q (avec Q : Charge d'exploitation).

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq (n≥5) on applique la loi suivante :

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

**Avec :**

n : nombre d'étage.

Q<sub>0</sub> : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q<sub>1</sub> , Q<sub>2</sub> , ..... , Q<sub>n</sub> : les surcharges d'exploitation des planchers respectif

Pour déterminer les surcharges d'exploitation, on adopte la loi de dégression suivantes :

**Tableau II.2 :** Dégression des surcharges du poteau central.

Niveau	Dégression	Q cumulé
Terrasse	Q <sub>0</sub>	1
10	Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>	2,5
9	Q <sub>0</sub> + 0,95 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	3,85
8	Q <sub>0</sub> + 0,9 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	5,05
7	Q <sub>0</sub> + 0,85 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )	6,1
6	Q <sub>0</sub> + 0,8 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	7
5	Q <sub>0</sub> + 0,75 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )	7,75
4	Q <sub>0</sub> + 0,714 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> )	8,497
3	Q <sub>0</sub> + 0,6875 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> )	9,25
2	Q <sub>0</sub> +0,667 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> )	10
1	Q <sub>0</sub> + 0,65 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> +Q <sub>10</sub> )	10,75
RDC	Q <sub>0</sub> +0,636 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> +Q <sub>10</sub> +Q <sub>11</sub> )	13,72
Sous-sol	Q <sub>0</sub> +0,625 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> +Q <sub>10</sub> +Q <sub>11</sub> +Q <sub>12</sub> )	15,06

**Charge permanente :**

**Tableau II.3 :** Descente de charge du poteau centrale.

Étage	N	Éléments	Plancher hourdis en béton
			G (KN)
10 <sup>ème</sup> étage	N1	Poids du plancher terrasse	96,05
		Poutres (porteuses + non porteuses)	18,73
		Poids de Poteau	5,98
		<b>Total</b>	<b>120,76</b>
9 <sup>ème</sup> étage	N2	Venant de N1	120,76
		Poids du plancher étage courant	81,51
		Poutre (porteuses +non porteuse)	18,73
		Poids de Poteau	5,98
		} =X	
<b>Total</b>	<b>226,98</b>		
8 <sup>ème</sup> étage	N3	Venant de N2	226,98
		X	106,22
		<b>Total</b>	<b>333,20</b>
7 <sup>ème</sup> étage	N4	Venant de N3	333,20
		X	106,22
		<b>Total</b>	<b>439,42</b>
6 <sup>ème</sup> étage	N5	Venant de N4	439,42
		X	106,22
		<b>Total</b>	<b>545,64</b>
5 <sup>ème</sup> étage	N6	Venant de N5	545,64
		X	106,22
		<b>Total</b>	<b>651,86</b>
4 <sup>ème</sup> étage	N7	Venant de N6	651,86
		X	106,22
		<b>Total</b>	<b>758,08</b>
3 <sup>ème</sup> étage	N8	Venant de N7	758,08
		X	106,22
		<b>Total</b>	<b>864,3</b>
2 <sup>ème</sup> étage	N9	Venant de N8	864,3
		X	106,22
		<b>Total</b>	<b>970,52</b>
1 <sup>ère</sup> étage	N10	Venant de N9	970,52
		X	106,22
		<b>Total</b>	<b>1076,74</b>
RDC	N11	Venant de N10	1076,74
		X	106,22
		<b>Total</b>	<b>1182,96</b>
Sous-Sol	N12	Venant de N10	1182,96
		Poids du plancher sous-sol	95,90
		Poutre (porteuses +non porteuse)	18,73
		Poids de Poteau	5,98
		<b>Total</b>	<b>1303,57</b>



• **Choix des sections du poteau central le plus sollicité :**

Les résultats du poteau central sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau II.4 :** Dimension de la section du poteau centrale

N	N <sub>G</sub> (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix	N <sub>ser</sub> (KN)	σ <sub>ser</sub> (MPa)	Obs
10	120,76	15,15	185,75	121,10	30×30	30×40	135,91	0,98	Ok
9	226,98	37,875	363,24	236,83	30×30	30×40	264,85	1,92	Ok
8	333,20	58,33	537,32	350,33	30×30	30×40	391,53	2,84	Ok
7	439,42	76,51	707,98	461,50	30×30	30×40	515,93	3,73	Ok
6	545,64	92,42	875,24	570,65	30×30	30×40	638,06	4,62	Ok
5	651,86	106,05	1039,08	677,48	30×30	30×40	757,91	5,49	Ok
4	758,08	117,41	1199,52	782,08	30×30	30×40	875,49	6,34	Ok
3	864,3	128,73	1359,9	886,65	30×30	30×40	993,03	7,20	Ok
2	970,52	140,14	1520,41	991,31	30×30	30×40	1110,66	8,05	Ok
1	1076,74	151,5	1680,85	1095,14	30×30	35×45	1228,24	6,78	Ok
RDC	1182,96	162,86	1841,29	1200,52	30×30	35×45	1345,82	7,43	Ok
S-sol	1303,57	207,85	2071,59	1350,68	30×30	35×45	1511,42	8,34	Ok

**Exemple de calcul :**

**Etude de sous-sol :**

\* La portée de la poutre principale : L<sub>pp</sub> = 4,15m

\* La portée de la poutre secondaire : L<sub>ps</sub> = 3,35m

Pour sous-sol on a :

$$\begin{cases} N_G = 1303,57kN \\ N_Q = 207,85kN \end{cases}$$

- Poids du plancher : G x S = 6,33 x 15,15 = 95,90kN

- Poids du poteau : ρ<sub>b</sub> x h<sub>pot</sub> x a x b = 25 x (3,06 - 0,4) x (0,3)<sup>2</sup> = 5,98kN

- Poids de la poutre principale : L<sub>pp</sub> x h x b x ρ<sub>b</sub> = 4,15 x 0,3 x 0,4 x 25 = 12,45kN

- Poids de la poutre secondaire : L<sub>ps</sub> x h x b x ρ<sub>b</sub> = 3,35 x 0,25 x 0,3 x 25 = 6,28kN

$$N_{G \text{ sous-sol}} = N_{G \text{ rdc}} + N_G = 1303,57kN$$

$$N_{Q \text{ rdc}} = Q_{\text{rdc}} \times S = 13,72 \times 15,15 = 207,85kN$$

$$N_{\text{usous-sol}} = 1,35 N_{G \text{ sous-sol}} + 1,5 N_{Q \text{ sous-sol}} = 2071,59kN$$

$$Br \geq 0,0652 N_u \Rightarrow Br \geq 1350,68 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a-2)(b-2)$$

On fixe **a = 35cm:**

$$(b - 2) \geq \frac{1350,68}{33}$$

$$b \geq 40,93 \text{ cm}$$

Donc on prend un poteau de (a x b) = (35 x 45) cm

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

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 1511,42 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = a \times b)$$

$$\sigma_{ser} = 8,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } B = a \times b = 1575 \text{ cm}^2$$

**2) Poteau de rive : S=6,21m<sup>2</sup> (I-3)**

**Descente des charges :**

● **Charge d'exploitation :**

Pour déterminer les surcharges d'exploitation, on adopte la loi de dégression suivantes :

**Tableau II.5 :** Dégression des surcharges du poteau rive.

Niveau	Dégression	Q cumulé
Terrasse	Q <sub>0</sub>	1
10	Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>	2,5
9	Q <sub>0</sub> + 0,95 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	3,85
8	Q <sub>0</sub> + 0,9 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	5,05
7	Q <sub>0</sub> + 0,85 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )	6,1
6	Q <sub>0</sub> + 0,8 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	7
5	Q <sub>0</sub> + 0,75 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )	7,75
4	Q <sub>0</sub> + 0,714 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> )	8,497
3	Q <sub>0</sub> + 0,6875 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> )	9,25
2	Q <sub>0</sub> +0,667 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> )	10
1	Q <sub>0</sub> + 0,65 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> +Q <sub>10</sub> )	10,75
RDC	Q <sub>0</sub> +0,636 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> +Q <sub>10</sub> +Q <sub>11</sub> )	13,72
Sous-sol	Q <sub>0</sub> +0,625 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> +Q <sub>10</sub> +Q <sub>11</sub> +Q <sub>12</sub> )	15,06

**Tableau II.3 :** Descente de charge du poteau de rive.

Étage	N	Eléments	Plancher hourdis en béton
			G (KN)
10 <sup>ème</sup> étage	N1	Poids du plancher terrasse	39,37
		Poutres (porteuses + non porteuses)	11,38
		Poids de Poteau	5,98
		Poids de l'acrotère	11,86
		<b>Total</b>	<b>68,59</b>
9 <sup>ème</sup> étage	N2	Venant de N1	68,59
		Poids du plancher étage courant	33,41
		Poutre (porteuses +non porteuse) } X	11,38
		Poids de Poteau	5,98
		<b>Total</b>	<b>119,36</b>
8 <sup>ème</sup> étage	N3	Venant de N2	119,36
		X	50,77
		<b>Total</b>	<b>170,13</b>
7 <sup>ème</sup> étage	N4	Venant de N3	170,13
		X	50,77
		<b>Total</b>	<b>220,9</b>
6 <sup>ème</sup> étage	N5	Venant de N4	220,9
		X	50,77
		<b>Total</b>	<b>271,67</b>
5 <sup>ème</sup> étage	N6	Venant de N5	271,67
		X	50,77
		<b>Total</b>	<b>322,44</b>
4 <sup>ème</sup> étage	N7	Venant de N6	322,44
		X	50,77
		<b>Total</b>	<b>373,21</b>
3 <sup>ème</sup> étage	N8	Venant de N7	373,21
		X	50,77
		<b>Total</b>	<b>423,95</b>
2 <sup>ème</sup> étage	N9	Venant de N8	423,98
		X	50,77
		<b>Total</b>	<b>474,75</b>
1 <sup>ère</sup> étage	N10	Venant de N9	474,75
		X	50,77
		<b>Total</b>	<b>525,52</b>
RDC	N11	Venant de N10	525,52
		X	50,77
		<b>Total</b>	<b>576,29</b>
Sous-Sol	N12	Venant de N10	576,29
		Poids du plancher sous-sol	39,31
		Poutre (porteuses +non porteuse)	11,38
		Poids de Poteau	5,98
		<b>Total</b>	<b>632,96</b>

Les résultats du poteau de rive sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau II.7 :** Dimension de la section du poteau de rive.

N	N <sub>G</sub> (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix	N <sub>ser</sub> (KN)	σ <sub>ser</sub> (MPa)	Obs
10	68,59	6,21	101,912	66,446	30×30	30×35	74,8	0,619	Ok
9	119,36	15,53	184,431	120,25	30×30	30×35	134,89	1,117	Ok
8	170,13	23,91	265,541	173,13	30×30	30×35	194,04	1,607	Ok
7	220,9	31,36	345,255	225,11	30×30	30×35	252,26	2,089	Ok
6	271,67	37,88	423,575	276,17	30×30	30×35	309,55	2,564	Ok
5	322,44	43,47	500,499	326,33	30×30	30×35	365,91	3,03	Ok
4	373,21	48,13	576,029	375,57	30×30	30×35	421,34	3,489	Ok
3	423,98	52,77	651,528	424,8	30×30	30×35	476,75	3,948	Ok
2	474,75	57,44	727,073	474,05	30×30	30×35	532,19	4,407	Ok
1	525,52	62,1	802,602	523,3	30×30	35×40	587,62	3,65	Ok
RDC	576,29	66,76	878,132	572,54	30×30	35×40	643,05	3,99	Ok
S-sol	632,96	85,2	982,296	640,46	30×30	35×40	718,16	4,46	Ok

**3) Poteau d'angle: S=5,74m<sup>2</sup> (I-4)**

**Tableau II.8 :** Dégression des surcharges.

Niveau	Dégression	Q cumulé
Terrasse	$\sum_0=Q_0$	1,0
10	$\sum_1=Q_0+ (Q_{EC+} Q_{BAL})$	6,0
9	$\sum_2=Q_1+0,95 (Q_{EC+} Q_{BAL})$	10,75
8	$\sum_3=Q_2+0,90 (Q_{EC+} Q_{BAL})$	15,25
7	$\sum_4=Q_3+0,85 (Q_{EC+} Q_{BAL})$	19,50
6	$\sum_5=Q_4+0,8 (Q_{EC+} Q_{BAL})$	23,50
5	$\sum_6=Q_5+0,75 (Q_{EC+} Q_{BAL})$	27,25
4	$\sum_7=Q_6+0,714 (Q_{EC+} Q_{BAL})$	30,82
3	$\sum_8=Q_7+0,6875 (Q_{EC+} Q_{BAL})$	34,26
2	$\sum_9=Q_8+0,667 (Q_{EC+} Q_{BAL})$	37,60
1	$\sum_{10}=Q_9+0,65 (Q_{EC+} Q_{BAL})$	40,85
RDC	$\sum_{11}=Q_{10}+0,636 (Q_{EC+} Q_{BAL})$	45,62
Sous-sol	$\sum_{12}=Q_{11}+0,625 Q_{SSOL}$	47,18

**Tableau II.9 :** Descente de charge du poteau d'angle.

Etage	N	Eléments	Plancher hourdis en béton
			G (KN)
10 <sup>ème</sup> étage	N1	Poids du plancher terrasse	20,73
		Poutres (porteuses + non porteuses)	10,86
		Poids de Poteau	5,98
		Poids de l'acrotère	11,78
		<b>Total</b>	<b>49,35</b>
9 <sup>ème</sup> étage	N2	Venant de N1	49,35
		Poids du plancher étage courant	31,25
		Poutre (porteuses +non porteuse)	10,86
		Poids de Poteau	5,98
		<b>Total</b>	<b>97,44</b>
8 <sup>ème</sup> étage	N3	Venant de N2	97,44
		X	48,09
		<b>Total</b>	<b>145,53</b>
7 <sup>ème</sup> étage	N4	Venant de N3	145,53
		X	48,09
		<b>Total</b>	<b>193,62</b>
6 <sup>ème</sup> étage	N5	Venant de N4	193,62
		X	48,09
		<b>Total</b>	<b>241,71</b>
5 <sup>ème</sup> étage	N6	Venant de N5	241,71
		X	48,09
		<b>Total</b>	<b>289,8</b>
4 <sup>ème</sup> étage	N7	Venant de N6	289,8
		X	48,09
		<b>Total</b>	<b>337,89</b>
3 <sup>ème</sup> étage	N8	Venant de N7	337,89
		X	48,09
		<b>Total</b>	<b>385,98</b>
2 <sup>ème</sup> étage	N9	Venant de N8	385,98
		X	48,09
		<b>Total</b>	<b>434,07</b>
1 <sup>ère</sup> étage	N10	Venant de N9	434,07
		X	48,09
		<b>Total</b>	<b>482,16</b>
RDC	N11	Venant de N10	482,16
		X	48,09
		<b>Total</b>	<b>530,25</b>
Sous-Sol	N12	Venant de N10	530,25
		Poids du plancher sous-sol	20,70
		Poutre (porteuses +non porteuse)	10,86
		Poids de Poteau	5,98
		<b>Total</b>	<b>567,79</b>

- **Choix des sections du poteau d'angle le plus sollicité :**

Les résultats du poteau d'angle sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau II.10 :** Dimension de la section du poteau d'angle

N	N <sub>G</sub> (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix	N <sub>ser</sub> (KN)	σ <sub>ser</sub> (MPa)	Obs
10	49,35	5,74	75,23	49,05	30×30	30×35	55,09	0,46	Ok
9	97,44	32,82	180,77	117,86	30×30	30×35	130,26	1,08	Ok
8	145,53	58,80	284,67	185,60	30×30	30×35	204,33	1,69	Ok
7	193,62	83,42	386,52	252,01	30×30	30×35	277,04	2,29	Ok
6	241,71	106,67	486,31	317,07	30×30	30×35	348,38	2,88	Ok
5	289,8	128,55	584,05	380,80	30×30	30×35	418,35	3,46	Ok
4	337,89	149,06	679,74	443,19	30×30	30×35	486,95	4,03	Ok
3	385,98	168,58	773,94	504,61	30×30	30×35	554,56	4,59	Ok
2	434,07	206,76	896,13	584,27	30×30	30×35	640,83	5,30	Ok
1	482,16	223,45	986,09	642,93	30×30	30×35	705,61	5,84	Ok
RDC	530,25	249,54	1090,15	710,77	30×30	30×35	779,79	6,46	Ok
S-sol	567,79	258,07	1153,62	752,16	30×30	30×35	825,86	6,84	Ok

❖ **Conclusion :**

« Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux » et pour cela on va regrouper ces sections dans ce tableau suivant :

**Tableau II.11** : Choix final des poteaux.

Sous Niveau	Sections (axb) cm <sup>2</sup>
10 <sup>ème</sup>	30×40
9 <sup>ème</sup>	30×40
8 <sup>ème</sup>	30×40
7 <sup>ème</sup>	30×40
6 <sup>ème</sup>	30×40
5 <sup>ème</sup>	30×40
4 <sup>ème</sup>	30×40
3 <sup>ème</sup>	30×40
2 <sup>ème</sup>	30×40
1 <sup>ère</sup>	35×45
RDC	35×45
Sous-sol	35×45

### II.4.3. LES VOILES :

#### II.4.3.1. Introduction

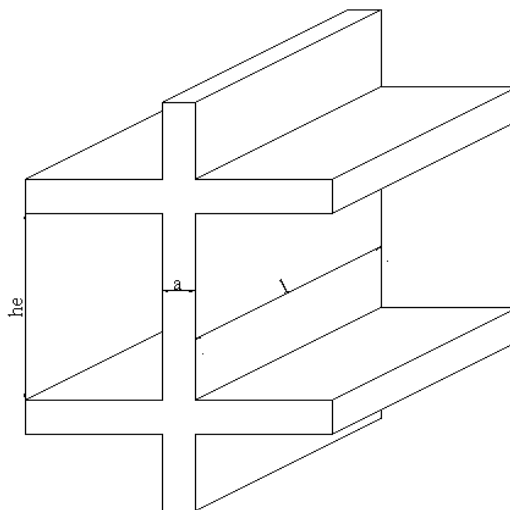
Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur

Sont considéré comme voile les éléments satisfaisant à la condition :  $(L \geq 4a)$

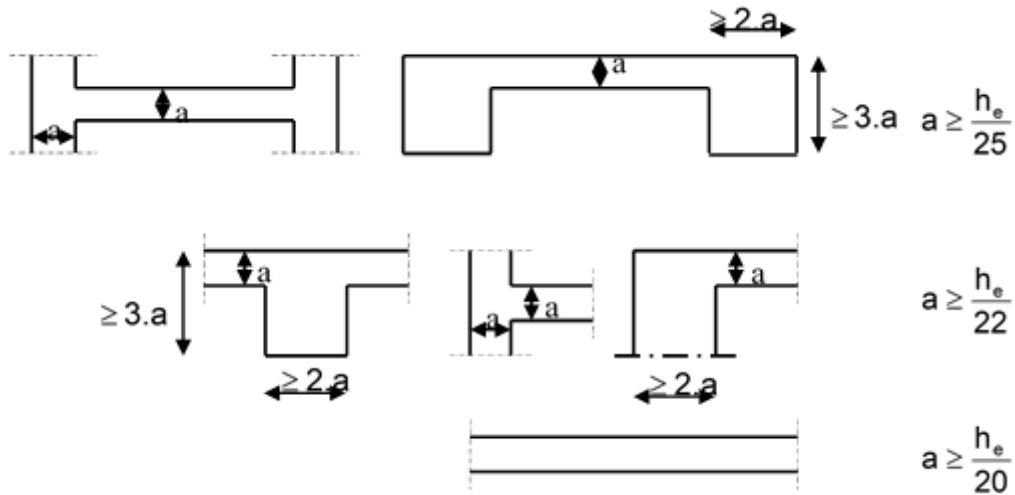
Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

**Avec :**

- L : longueur de voile.
- a : épaisseur du voile.



**Figure II.2** : Schéma du voile en élévation.



**Figure II.3 :** Coupe de voile en plan.

D’après le **RPA99 version 2003 article 7.7.1** l’épaisseur du voile déterminée en fonction de la hauteur libre de l’étage  $h_e$  et les conceptions de rigidité aux extrémités.

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66\text{m}$$

$$a = \frac{h_e}{22} = 12,09\text{cm}$$

On prend :  $a=15\text{cm}$

D’après le “**RPA 99 version 2003**” :  $a_{\min}=15\text{cm}$

$a = 15\text{cm} \geq a_{\min} = 15\text{cm}$ .....v érifier

❖ **Conclusion :**

On adopte que :  $e = 15\text{cm}$  pour tous les voiles du bâtiment



***CHAPITRE 3 :***

***CALCUL DES ELEMENTS  
SECONDAIRES***

**III.1. INTRODUCTION :**

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **CBA 93** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** ».

**III.2. ACROTÈRE :****III.2.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment, elle est conçue pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q=1\text{kN/ml}$ .
- Une force sismique  $F_p$ .

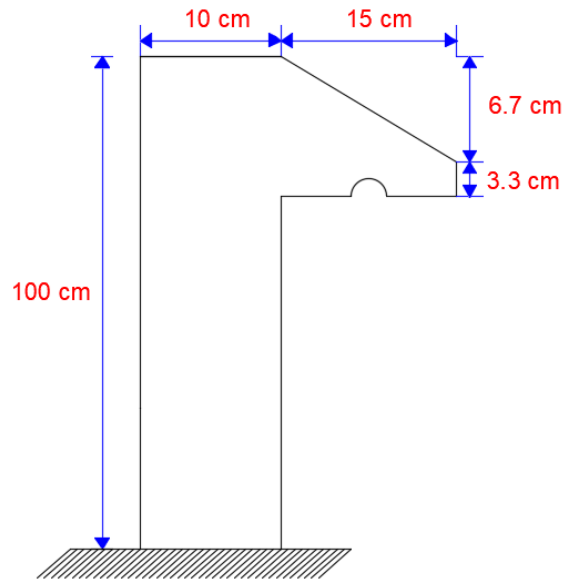
Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100\text{cm}$
- Hauteur  $H=100\text{cm}$
- Epaisseur  $e=10\text{cm}$

**III.2.2. Calcul ferrailage de l'acrotère :****1. Evaluation des charges :****a. Charges permanentes :**

- Surface de l'acrotère :

$$S = (1 \times 0,1 + 0,15 \times 0,033 + \frac{0,15 \times 0,067}{2}) = 0,11 \text{ m}^2$$



**Figure III.1 :** Dimensions de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère: .....  $25 \times 0,11 = 2,75 \text{ kN/ ml}$
- Revêtement : .....  $0,5 \text{ kN/ ml}$

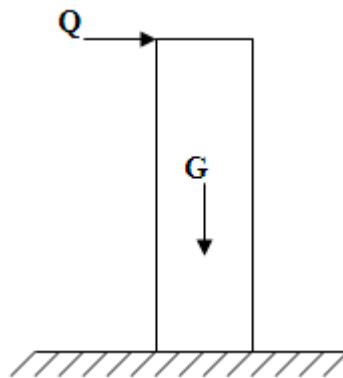
---

**G = 3,25 kN/ ml**

**b. Surcharge d'exploitation :**

La charge d'exploitation de l'acrotère due à la main courante :

**Q=1,0 kN/m<sup>2</sup>**



**Figure III.2 :** Sollicitation de l'acrotère.

**c. L'action des forces horizontales Q<sub>h</sub> : (F<sub>p</sub>)**

D'après RPA 99 version 2003, L'action des forces horizontales est donnée par :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

**Avec :**

A : Coefficient d'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la

Zone et le groupe d'usage appropriés  $A=0,25 \longrightarrow$  groupe 2.

$C_p$  : Facteur de la force horizontale donnée par le tableau (6-1)

$C_p=0,8$ .

$W_p$  : Poids de l'acrotère =3,25kN.

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 3,25 = 2,6 \text{ KN}$

$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 2,6 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 2,6 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :  $G=3,25 \text{ kN/ml}$  et  $Q_h=2,6 \text{ KN/ml}$

**2. Calcul des efforts :**

Pour une bande de 1m de largeur :

**ELU :**

$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 3,25 = 4,38 \text{ KN}$

$M_u = 1,5 \times Q_h \times h = 1,5 \times 2,6 \times 1 = 3,9 \text{ KN.m}$

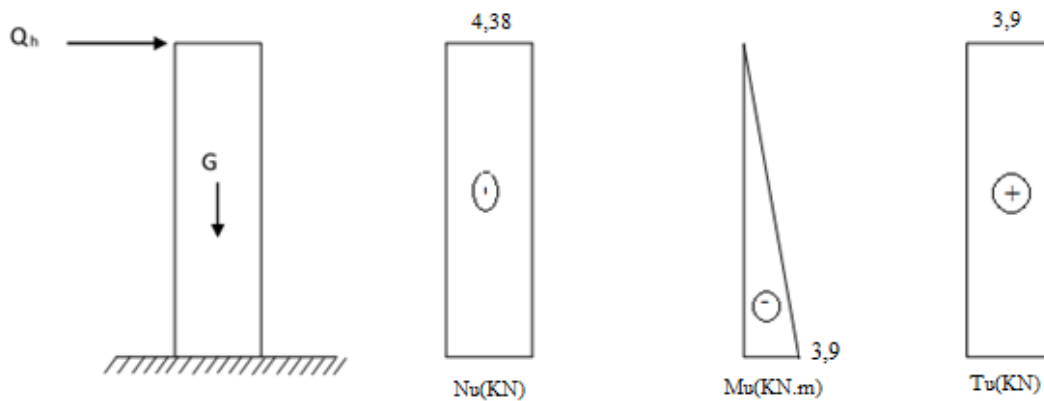
$T_u = 1,5 \times Q_h = 1,5 \times 2,6 = 3,9 \text{ KN}$

**ELS :**

$N_{ser} = G = 3,25 = 3,25 \text{ KN}$

$M_{ser} = Q_h \times h = 2,6 \times 1 = 2,6 \text{ KN.m}$

$T_{ser} = Q_h = 2,6 = 2,6 \text{ KN}$



**Figure III.3 :** Diagramme des efforts à l'ELU.

**3. Ferrailage de l'acrotère:**

$h=10\text{cm}$ ;  $b=100\text{cm}$ ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$ ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$ ;  $M_U= 3,9 \text{ kN.m}$ ,  $N_U=4,38 \text{ KN}$ ;  $d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$ ;

$c = c' = 2 \text{ cm}$

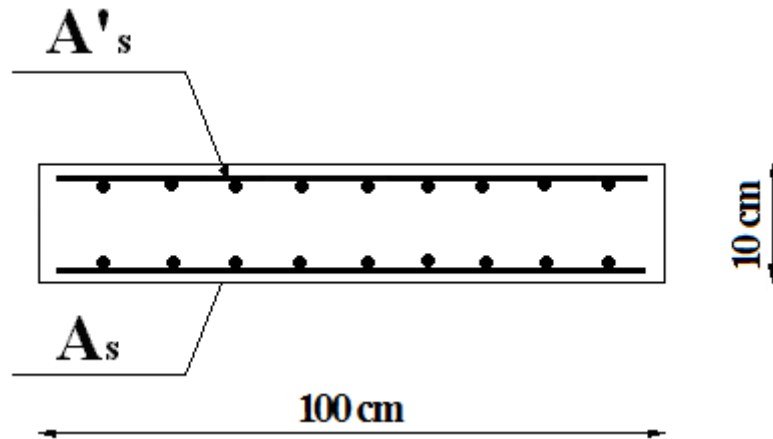


Figure III.4: Ferrailage de l'acrotère.

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{3,9}{4,38} = 0,89 \text{ m} = 89 \text{ cm}$$

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b \times h \times Fbc} = \frac{4380}{1000 \times 100 \times 14,17} = 0,0031$$

$\Psi_1 \leq 0,81$  on lit la valeur de l'excentricité critique relative  $\xi$  ensuite on calcul  $e_{nc}$

$$\xi = 0,1666$$

$$e_{nc} = \xi \times h = 0,1666 \times 100 = 16,66 \text{ cm}$$

Donc :  $e = 89 \text{ cm} > e_{nc} = 16,66 \text{ cm}$  .....section partiellement comprimée.

➤ Calcul a la flexion simple avec moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 3,9 + 4,38 \left( 0,9 - \frac{0,1}{2} \right) = 7,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times Fbc} = \frac{7,62 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14,17} = 0,066$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,085$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 86,94 \text{ mm}$$

$$\mu = 0,085 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_F}{Z \sigma_s} \Rightarrow A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_1 = A_s' \text{ et } A_2 = A_s - \frac{N_U}{\sigma_s} = 251,0 - \frac{4,39 \times 10^3}{348} = 238 \text{ cm}^2$$

On obtient :  $A_s' = 0$  et  $A_s = 2,38 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**Avec :**

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; d = 9\text{cm}.$$

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times 100 \times 9 \times (2,1/400) = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = \max (A ; A_{\min}) = 2,38 \text{ cm}^2$$

**Donc :**

$$\text{On opte finalement pour } 5T8=2,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \text{ On prend } S_t = 25\text{cm}$$

**4. Armatures de répartitions :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,49\text{cm}^2$$

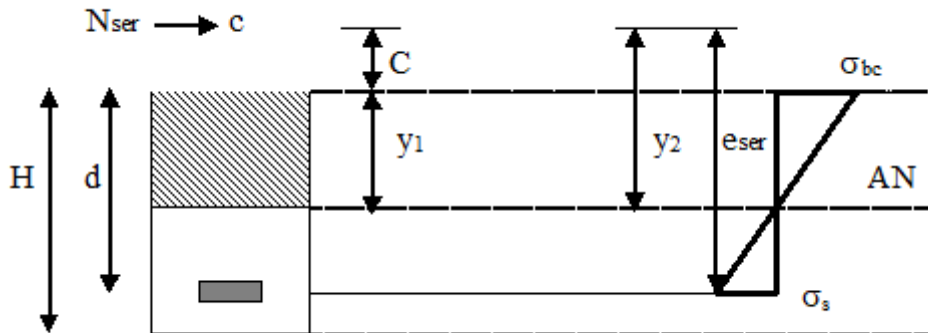
$$\text{On choisit } 4T6=1,13\text{cm}^2 \text{ avec un espacement. } S_t = \frac{100}{3} = 33,3\text{cm} \approx 30\text{cm}$$

**5. Vérification a l'ELS :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2,6}{3,25} = 0,8 \text{ m} = 80\text{cm}$$

$$c = e - \frac{h}{2} = 0,8 - \frac{0,1}{2} = 0,75 \text{ m} = 75\text{cm}$$

- **Position de l'axe neutre :**



**Figure III.5 :** Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.

- **Calcul de y1 :**

On cherche d'abord la racine  $y_c$  de l'équation :  $y_c^3 + p y_c + q = 0$

$$P = -3c^2 + \frac{90A_s'(c+c')}{b} + \frac{90A_s(d+c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s(d+c)$$

$$q = 2c^3 - \frac{90A_s'(c+c')^2}{b} - \frac{90A_s(d+c)^2}{b} = 2c^3 - \frac{90}{b} A_s(d+c)^2$$

**Avec :**  $A_s' = 0 \Rightarrow p = -16695,07 \text{ cm}^2$   
 $q = 828636,05 \text{ cm}^3$

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p}{3}\right)^3 = -2,75 \times 10^9 \text{ cm}^6$$

$\Delta < 0$  alors :

$$\varphi = \text{Arccos} \left[ \frac{Q}{2} \left( \frac{-p}{3} \right)^{-3/2} \right] = 0,063 \text{ rad}$$

$$Y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[ \frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right] = 77,16 \text{ cm}$$

$$Y_1 = y_c - c = 2,16 \text{ cm}$$

**Finalemment :**

$$\sigma_{bc \text{ max}} = \frac{N_{ser} \times y_1}{\frac{b \times Y_{12}}{2} + 15A_1(Y_1 - c_1) - 15A_2(d - Y_1)} = 2,83 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0,6 F_{c28}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A_s (d - y)^2 = 2006,17 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 2,80 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 2,80 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots$  vérifiée

- **Contrainte limite de l'acier :**

$$\sigma_1 = 15 \sigma_{bc \text{ max}} \frac{y_1 - c_1}{y_1} = 3,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 15 \sigma_{bc \text{ max}} \frac{d - y_1}{y_1} = 114,77 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{adm} = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta * ft28} ) \right\}$$

$$= \min \left\{ 266,67 ; \max (200 ; 201,63) \right\}$$

$$\sigma_{adm} = 201,63 \text{ MPa}$$

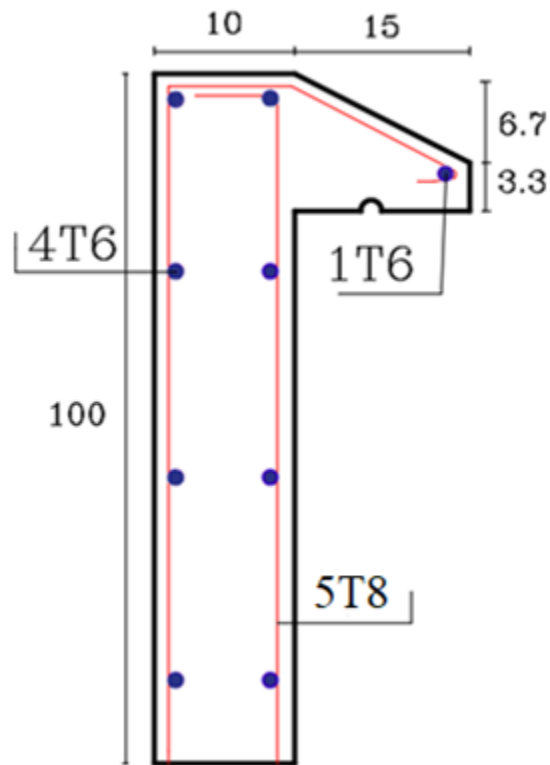
$\sigma_s = 114,77 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} \quad \tau_u = \frac{3,9 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,043 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left( 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

- Schéma de Ferrailage :



**Figure III.6 :** Disposition des armatures dans l'acrotère.

### III.3. ETUDE DES ELEMENTES DE PLANCHER :

#### III.3.1. Planchers corps creux :

##### III.3.1.1 Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux et des dalles plaines. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension  $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ , avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- La dalle de compression.



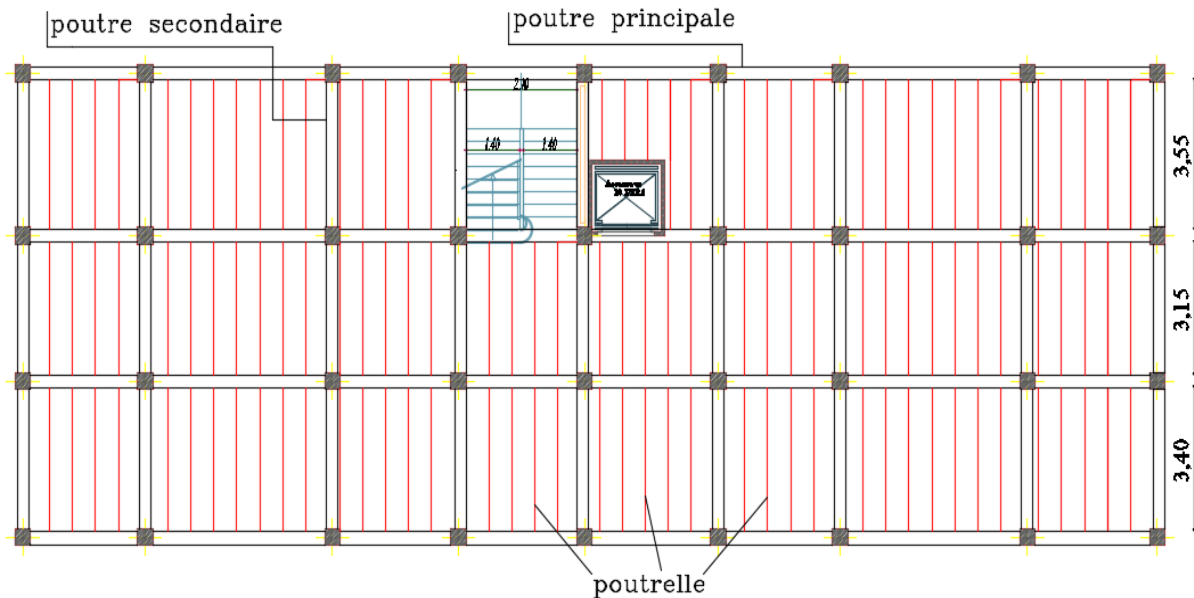


Figure III.7 : Disposition des poutrelles.

a) Dimensions de la poutrelle :

Suivant CBA 93 ( art 4.1.3 )

$h$  : épaisseur de la dalle = ( 16+5 ) cm

$$0,4 h \leq b_0 \leq 0,6 h$$

$$8,4 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12,6 \text{ cm}$$

Prend :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

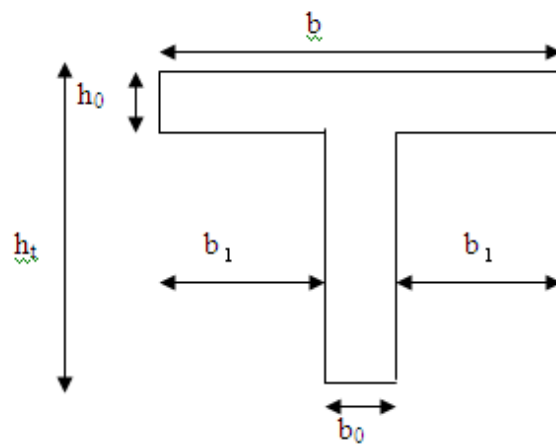


Figure III.8 : Dimensions de la poutrelle.

Il y a deux méthode pour le calcul les moments dans les poutrelle :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de caquot

• **Méthode forfaitaire :**

Hypothèse d'application de la méthode :

H1 : constructions courantes :  $Q_b \leq ( 2G - 5 \text{ kN /m}^2 )$

H2 : les moments d'inertie sont les memes dans les différentes travées en continuité .

H3 : les portées successives sont dans un rapport compris entre ( 0,8 -1,25 ) .

H4 : la fissuration est non préjudiciable .

- **Méthode de caquot :**

La méthode de caquot est appliquée si l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Dans notre bâtiment on a deux types de poutrelles :

Type	Schema statique
1	
2	

b) **Calcul des poutrelles :**

Le calcul est fait en deux parties :

1<sup>er</sup> partié avant le coulage de la dalle de compression.

2<sup>ème</sup> partié après le coulage de la dalle de compression.

➤ **Poutrelle à deux travées :**

**1<sup>er</sup> partié :**

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées simplement appuyées et ayant les charges suivantes :

Son poids propre.

Poids du corps creux.

Surcharge due à l'ouvrier  $Q=1\text{ kN/m}$

- **Evaluation des charges :**

Charge permanente  $G = g(\text{poutrelle}) + g(\text{corps creux})$

Poids propre de poutrelle =  $25 (0,12 \times 0,04) = 0,12 \text{ kN/ml}$

Poids propre de corps creux =  $14 (0,65 \times 0,16) = 1,456 \text{ kN/ml}$

$$\mathbf{G = 1,58 \text{ kN/ml}}$$

Charge d'exploitation :

$$\mathbf{Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}}$$

• **Combinaiason des charge :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$= 1,35 \times 1,58 + 1,5 \times 0,65 = 3,11 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q$$

$$= 1,606 + 0,65 = 2,26 \text{ kN/ml}$$

• **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3,11 \times 3,4^2}{8} = 4,50 \text{ kN.m}$$

$$M_{s,ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{2,26 \times 3,4^2}{8} = 3,26 \text{ kN.m}$$

• **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L. U  
 $M_u = 4,50 \text{ kN.m}$ ;  $b = 12 \text{ cm}$ ;  $d = 0,9h = 0,9 \times 4 = 3,6 \text{ cm}$ ,  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$   
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ ;  $H = 21 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .  
 D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{4,5 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14,17} = 2,04 > \mu_r = 0,392 \text{ donc: } A_s' \neq 0$$

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.  
 Pour cela on prévoira des étaitements chaque 1m pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression

**Partie 2 :**

Après le coulage de la dalle de compression la poutre devient en forme de **T**

❖ **Plancher en corps creux (hourdis en béton) :**

- Plancher terrasse inaccessible :  $G = 6,34 \text{ KN/m}^2$ ,  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher étage courant :  $G = 5,38 \text{ KN/m}^2$ ,  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .

• **Evaluation des charges :**

**Tableau III.1 :** Evaluation des charges et surcharge.

Plancher		G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$q_u = (1,35G + 1,5Q)0,65$	$q_{ser} = (G + Q)0,65$
Hourdis en béton	Terrasse	6,34	1	6,54	4,77
	Etage Courant	5,38	1,5	6,18	4,47

• **Commentaire :**

Le plancher terrasse est le plus sollicité dans les deux types du plancher.

Vérifiée les hypothèses d'application de la méthode forfaitaire.

$$H1 : Q_b \leq \max(2G - 5 \text{ kN / m}^2)$$

$$Q_b \leq \max(2(4,12) - 5 \text{ kN / m}^2) \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

H2 : les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées en continuité .....vérifiée .

On a la même section dans les différentes travées donc le moment d'inertie est constant

H3 : les portées successives sont dans un rapport compris entre ( 0,8 -1,25 ) .

$$\frac{L}{L-1} = \frac{315}{340} = 0,93 \dots\dots\text{vérifiée.}$$

H4 : la fissuration est non préjudiciable.

Les poutrelles sont à l'intérieur de bâtiment donc la fissuration est non préjudiciable .

Toutes les hypothèses sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

• **Exemple de calcul :**

**Calcul des moments :**

**ELU :**

$$M_{0(ab)} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,54 \times 3,15^2}{8} = 8,11 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(bc)} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,54 \times 3,40^2}{8} = 9,45 \text{ kN.m}$$

**ELS:**

$$M_{0(ab)} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,77 \times 3,15^2}{8} = 5,92 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(bc)} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,77 \times 3,40^2}{8} = 6,89 \text{ kN.m}$$

• **Calcul des moments sur appuis :**

**ELU :**

$$M_a = 0,2 \times 8,11 = 1,62 \text{ kN.m}$$

$$M_b = 0,6 \times 9,45 = 4,73 \text{ kN.m}$$

$$M_c = 0,2 \times 9,45 = 1,89 \text{ kN.m}$$

**ELS :**

$$M_a = 0,2 \times 5,92 = 1,18 \text{ kN.m}$$

$$M_b = 0,6 \times 6,89 = 4,13 \text{ kN.m}$$

$$M_c = 0,2 \times 6,89 = 1,38 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$\alpha = \frac{Qb}{G+Qb} = \frac{0,65}{4,12+0,65} = 0,136$$

$$M_t \geq \max [ 1,05M_0 - (1+0,3\alpha)M_0 ] - \frac{M_w+M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée de rive .}$$

**Travée AB :****ELU :**

$$M_w = M_a = 1,62 \text{ kN.m}$$

$$M_e = M_b = 4,73 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(ab)} = 8,11 \text{ kN.m}$$

$$\mathbf{M_{t(ab)} = 5,34 \text{ kN.m}}$$

**ELS :**

$$M_w = M_a = 1,18 \text{ kN.m}$$

$$M_e = M_b = 4,13 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(ab)} = 5,92 \text{ kN.m}$$

$$\mathbf{M_{t(ab)} = 3,56 \text{ kN.m}}$$

**Travée BC :****ELU :**

$$M_w = M_b = 4,73 \text{ kN.m}$$

$$M_e = M_c = 1,89 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(bc)} = 9,45 \text{ kN.m}$$

$$\mathbf{M_{t(bc)} = 6,61 \text{ kN.m}}$$

**ELS :**

$$M_w = M_b = 4,13 \text{ kN.m}$$

$$M_e = M_c = 1,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(bc)} = 6,89 \text{ kN.m}$$

$$\mathbf{M_{t(bc)} = 4,48 \text{ kN.m}}$$

- **Effort tranchant :**

$$L = a + b$$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Me+Mt}{Mw+Mt}}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Mw+Mt}{Me+Mt}}}$$

$$V_w = -2 \frac{Mw+Mt}{a} \text{ et } V_e = 2 \frac{Me+Mt}{b}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, ce qui est le cas ici, donc pour obtenir les valeurs a l'ELS, il suffit de multiplier les résultats du calcul a l'ELU par le coefficient :

$$\frac{q_{ser}}{q_u} = \frac{4,77}{6,54} = 0,73$$

**Travée AB :**
**ELU :**

$$M_w = 1,62 \text{ kN.m} - M_e = 4,73 \text{ kN.m} - M_{t(ab)} = 5,34 \text{ kN.m} - L = 3,15 \text{ m}$$

$$a = 3,15 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4,73+5,34}{1,62+5,34}}} = 1,43 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,15 - 1,43 = 1,72 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{Mw+Mt}{a} = -2 \frac{1,62+5,34}{1,43} = -9,73 \text{ kN}$$

$$V_e = 2 \frac{Me+Mt}{b} = 2 \frac{4,73+5,34}{1,72} = 11,71 \text{ kN}$$

**ELS:**

$$V_w = 0,73 (-9,73) = -7,10 \text{ kN}$$

$$V_e = 0,73 (11,71) = 8,55 \text{ kN}$$

**Travée BC:**
**ELU:**

$$M_w = 4,73 \text{ kN.m} - M_e = 1,89 \text{ kN.m} - M_{t(bc)} = 6,61 \text{ kN.m} - L = 3,40 \text{ m}$$

$$a = 3,40 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,89+6,61}{4,73+6,61}}} = 1,82 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,40 - 1,82 = 1,58 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{Mw+Mt}{a} = -2 \frac{4,73+6,61}{1,82} = -12,46 \text{ kN}$$

$$V_e = 2 \frac{Me+Mt}{b} = 2 \frac{1,89+6,61}{1,58} = 10,76 \text{ kN}$$

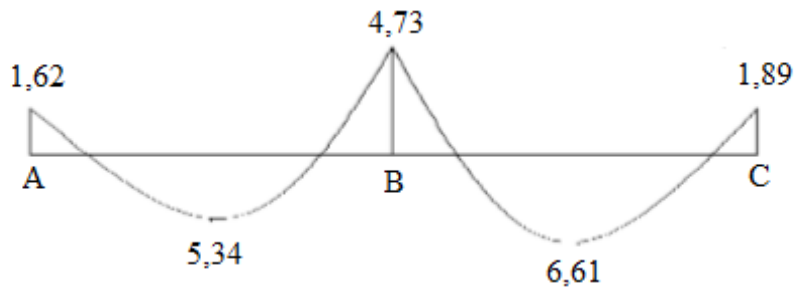
**ELS:**

$$V_w = 0,73 (-12,46) = -9,10 \text{ kN}$$

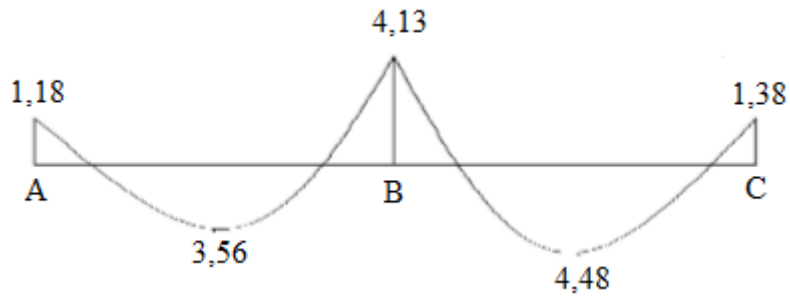
$$V_e = 0,73 (10,76) = 7,85 \text{ kN}$$

Diagrammes des Moments :

ELU :

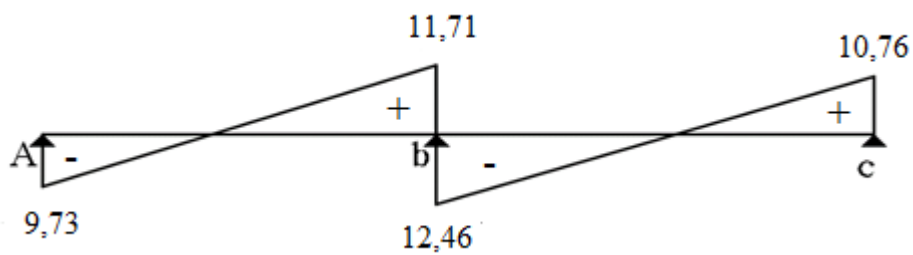


ELS :

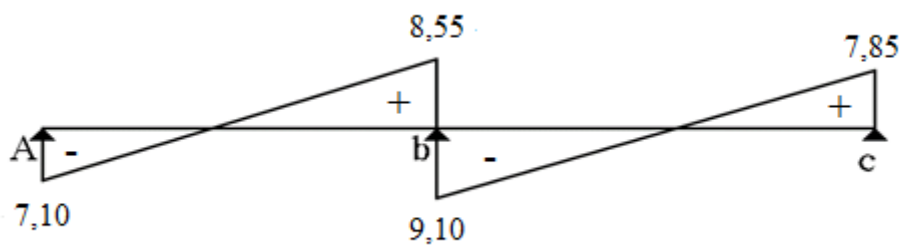


Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



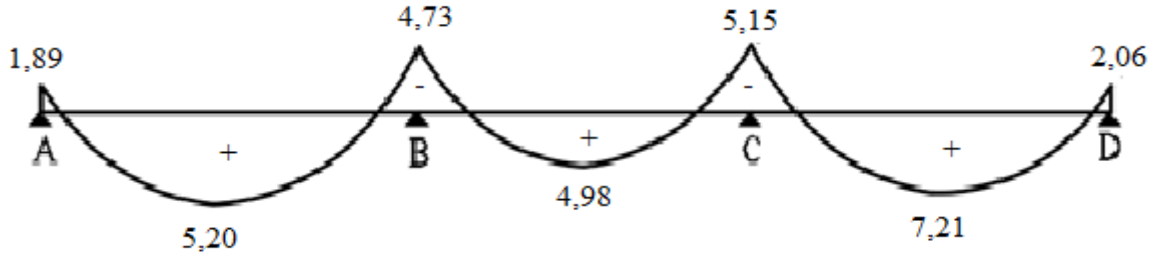
ELS :



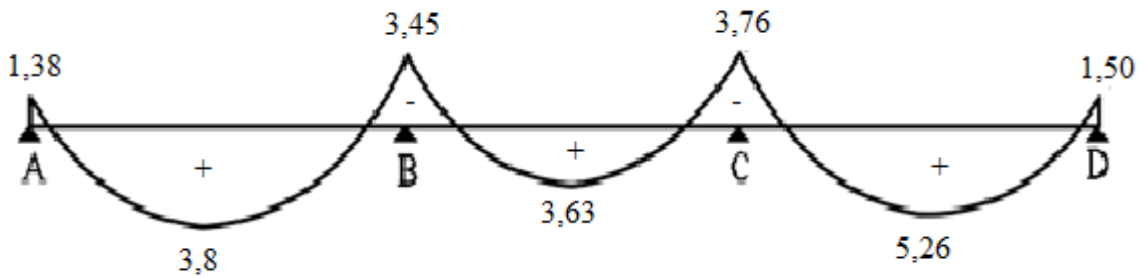
➤ Poutrelles à trois travées :

Tous les hypothese d'application de la méthode forfaitaireest applicable.

ELU :

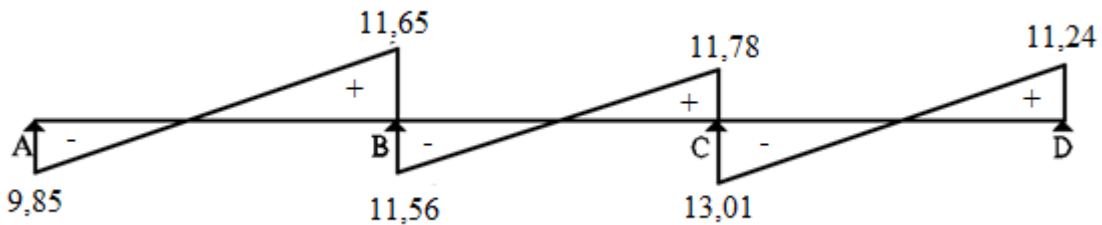


ELS :

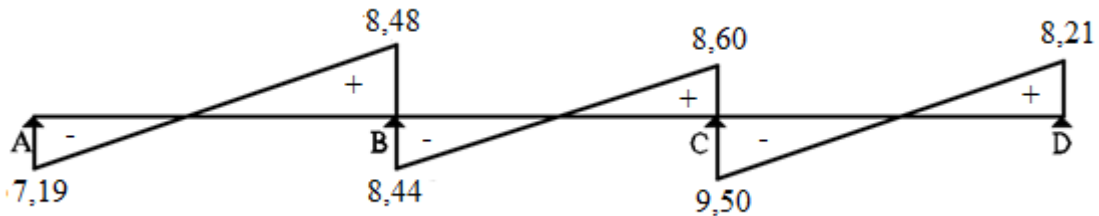


Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :



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 maximaux sur appuis et en travée sont :

**ELU :**

$$M_{tu}^{\max} = 7,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 5,15 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{\max} = 13,01 \text{ kN}$$

**ELS :**

$$M_{tser}^{\max} = 5,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser}^{\max} = 4,13 \text{ kN.m}$$

**III.3.1.2 Ferrailage des poutrelles :**

$$h=21\text{cm} ; h_0=5\text{cm} ; b=65\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; d=0,9h=18,9\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa}$$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- 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.

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,52 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 7,21 \text{ kNm} < M_t = 75,52 \text{ kN.m}$$

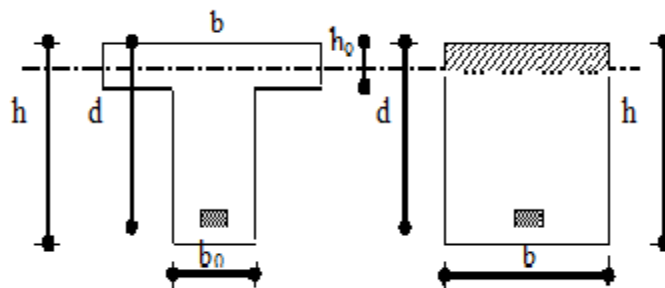
On a:  $M_{tu} < M_{tab}$

**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 (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :



**Figure III.9 :** Coupe de section rectangulaire et section en T.

**Tableau III.2 :** Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

M <sub>tm</sub> (kN.m)	μ	μ<μ <sub>R</sub>	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )	α	Z(cm)	μ<0,186	ζ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
7,21	0,022	Oui	0	0,028	18,96	Oui	10‰	348	1,14

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,14 \text{ cm}^2 ; 1,48 \text{ cm}^2\} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 (A<sub>s</sub>=2,36 cm<sup>2</sup>)

- **Ferraillage sur appuis :**

On a : M<sub>au</sub><sup>max</sup>=5,15 kN.m < M<sub>tab</sub>=75.53 kN.m

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b<sub>0</sub>xh) en flexion simple.

**Tableau III.3 :** Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M <sub>Ua</sub> (kN.m)	μ	μ<μ <sub>R</sub>	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )	α	Z(cm)	μ<0,186	ζ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
5,15	0,016	Oui	0	0,020	18,75	Oui	10‰	348	0,79

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T8 (A<sub>s</sub>=1,01 cm<sup>2</sup>)

➤ **Vérifications :**

- **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_u = \frac{13,01 \times 10^3}{120 \times 189} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left( 0,2 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots\dots \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$= \min (3,33; 5) \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,57 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Au voisinage des appuis :**

$$\tau_b = \frac{T_u}{0,9 \times b_0 \times d} \leq 0,4 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_b = \frac{13,01 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,64 \text{ MPa} < 0,4 \frac{25}{1,5} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

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 du béton :**

Soit «y» la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance «y» de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

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

- **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s \cdot d + A'_s \cdot c') = 0$$

**Avec :**  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b=65\text{cm}$  (travée) ;  $b_0=12\text{cm}$  (appuis) ;  $c=c'=2\text{cm}$

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance «y» et le moment d'inertie «I» se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A'_s \cdot (y - c') - \eta A_s \cdot (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'_s \cdot (y - c')^2 + \eta A_s (d - Y)^2. \end{cases}$$

**Tableau III.4 :** Vérification à l'ELS.

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	5,26	2,36	3,26	5867,31	2,92	Vérifiée
<b>Appuis</b>	4,13	1,01	2,67	3972,85	2,78	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$       •  $\frac{h}{L} = 0,059 < 0,0625$ .....*non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$       •  $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 < 0,0105$ .....*vérifiée*
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$       •  $\frac{h}{L} = 0,059 < 0,070$ .....*non vérifiée*

**Alors :**

Puisque les (02) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,71cm$       ( $L < 3,55m$ )

$f_i$  : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : La flèche due aux charges de longues durée.

**- Position de l'axe neutre "y<sub>1</sub>" :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

**- Moment d'inertie de la section totale homogène "I<sub>0</sub>" :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

**- Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

**Avec :**

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau III.5 :** Calcul de la flèche.

<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(kN.m)</b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y<sub>1</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>δ</b>	<b>σ<sub>s</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>λ<sub>i</sub></b>	<b>λ<sub>v</sub></b>	<b>μ</b>	<b>I<sub>0</sub></b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fi</sub></b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fv</sub></b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>
5,26	2.36	7,20	0,0104	117,93	3,95	1,58	0,53	23257,12	8269,87	12657,62

**- Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,25cm \quad (L = 3.55m)$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,49.cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,24cm < \bar{f} = 0,71cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**- Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

**- BAEL 91 modifié 99 :**

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} k}{0,8 f_e} \dots\dots\dots(k=1) \text{ pas de reprise de bétonnage}$$

$$S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

**- RPA 99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 1,2\phi_l \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Avec:**

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

$$\phi_t \leq \min (0,6 - 1 - 1,2) \text{cm} = 0,6 \text{ cm}$$

**• Choix des armatures :**

On adopte :  $A_t = 2T6 = 0,57\text{cm}^2$

**• Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

Donc :  $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

Ferrailage longitudinale			Ferrailage Transversal			
Poutrelle		$A_{\text{adopte}}$ (cm <sup>2</sup> )	Barres	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)	
					Z. nodale	Z. courante
Plancher en corps creux	Travée	2,36	3T10	2T6	5	10
	Appui	1,01	2T8			

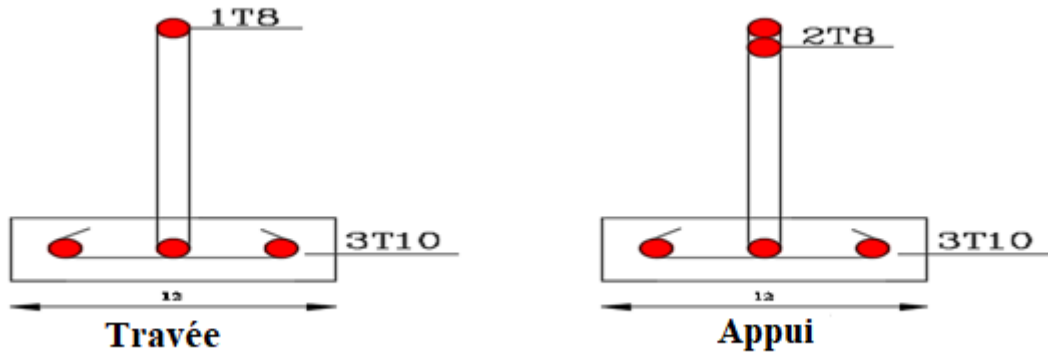


Figure. III.10 : Schéma de ferrailage de poutrelle.

**III.3.1.3 : Ferrailage de la dalle de compression :**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les

Dimensions des mailles ne pas doit dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

- Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte des treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec: } (L_1 \text{ en cm}).$$

Si :

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

**Avec :**  $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65 \text{ cm}$ ).

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

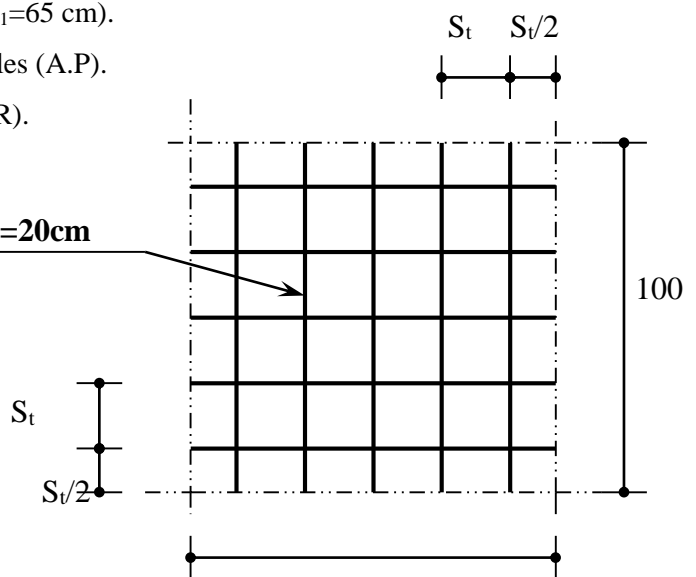
$f_e = 520 \text{ MPa}$  quadrillage de T.S.520.  **$T_S \emptyset 6 / St=20 \text{ cm}$**

On a:  $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

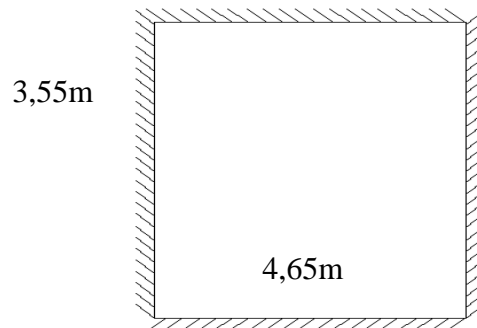
$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$



**III.3.2 : PLANCHER 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.



**Figure III.11 :** Schéma de la dalle plein.

**a. Evaluation des charges :**

**Tableau III.6 :** Evaluation des charges.

Plancher	G (KN/m)	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU (KN/m <sup>2</sup> )	ELS (KN/m <sup>2</sup> )
S. S	6,33	5	16,05	11,33

**b. Exemple de calcul :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,55}{4,65} = 0,76 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**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  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.



$$\rho = 0,76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 12,30 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,49 \text{ kN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 10,46 \text{ KN.m}$$

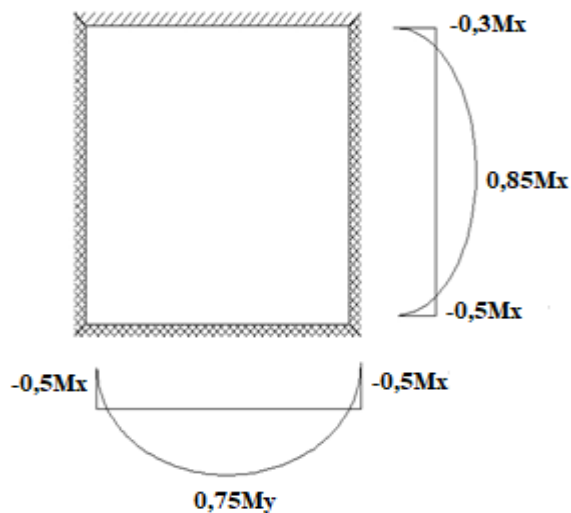
$$M_{ty} = 0,75 M_y = 4,87 \text{ KN.m}$$

• **Moments sur appuis:**

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -6,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_x = -3,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_x = -6,15 \text{ KN.m}$$



**c. Ferrailage de la dalle :**

b=100cm ; h=15cm ; d=0,9h =13,5cm ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

➤ **Direction principale :**

$$A_{s\min} = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,44 \text{ cm}^2$$

➤ **Direction secondaire :**

$$A_{s\min} = (0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,20 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.7 :** Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	<b>x-x</b>	10,46	0,0405	0	2,27	1,44	5T10	3,93	20
	<b>y-y</b>	4,87	0,0189	0	1,05	1,20	4T8	2,01	25
<b>Appui</b>	<b>x-x</b>	6,15	0,0238	0	1,33	1,44	4T10	3,14	25
	<b>y-y</b>	6,15	0,0238	0	1,33	1,20	4T10	3,14	25

• **Espacement :**

**Travée :**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{4} = 25.\text{cm} < \text{Min}(4h; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

**Appuis :**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

• **Condition de non fragilité :**

$h=e=15\text{cm} ; b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,0\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 0,9\text{cm}^2 \end{cases}$$

**Avec :**  $\begin{cases} \rho_0 = 0,6\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,76 \end{cases}$

**Travée :**

Sens x-x :  $A_x = 2,51\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y :  $A_y = 1,51\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,20\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

**Appuis :**

Sens x-x :  $A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Sens y-y :  $A_y = 1,51.\text{Cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,20\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

**d. Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,05 \times 3,55 \times 4,65}{2 \times 3,55 + 4,65} = 22,55 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 18,99 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 22,55 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{22,25 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

### e. Vérification à l'ELS :

#### e.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = 0,76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0672 \\ \mu_y = 0,6580 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 9,60 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 6,32 \text{ kNm} \end{cases}$$

#### ➤ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 4,74 \text{ kN.m}$$

#### ➤ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -4,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{bx} = -0,3 M_x = -2,88 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_x = -4,80 \text{ kN.m}$$

#### e.2. Vérification des contraintes :

##### e.2.1. Béton : nous devons vérifier que :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

- y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot A'_s \cdot (y - d') = 0$$

- I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

##### e.2.2. Acier : nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f t 28}) \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.8** : Vérification des contraintes.

	Sens	M <sub>ser</sub> kN.m	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	σ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	σ <sub>s</sub> MPa	σ <sub>s</sub> MPa	Vérif
Travée	x-x	8,16	3.93	4,08	15	174,8	201,63	OUI
	y-y	4,74	2.01	3,1	15	193.9	201,63	OUI
Appui	x-x	4,80	3.14	2.62	15	127.6	201,63	OUI
	y-y	4,80	3.14	3,34	15	127.6	201,63	OUI

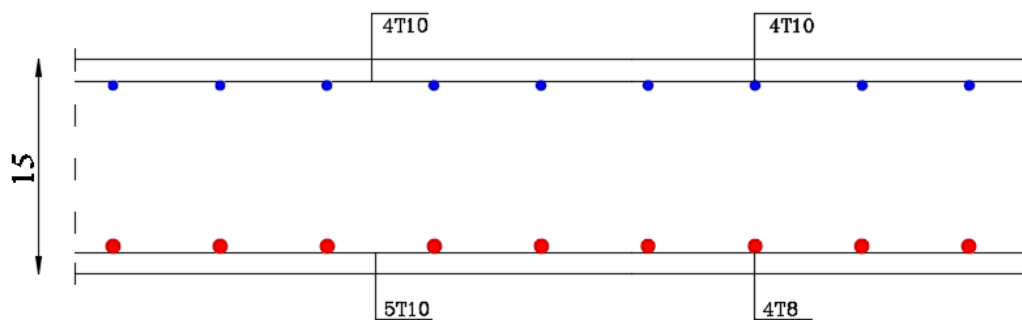
**e.3. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l}
 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases}
 0,043 \geq 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\
 0,043 \geq 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\
 1,49 \cdot 10^{-3} \leq 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier}
 \end{cases}$$

**Conclusion :**

On remarque que les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est n'est pas nécessaire.



**Figure III.12** : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

**III.4. ESCALIER :****III.4.1. Introduction :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

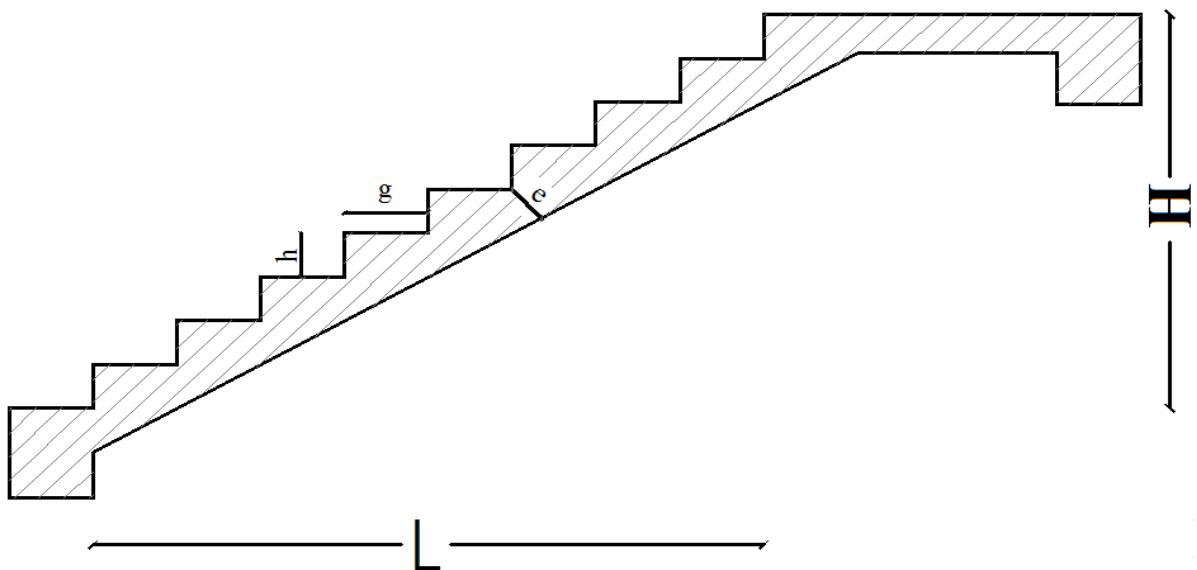
**III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :**

$h$  : Hauteur de la marche.

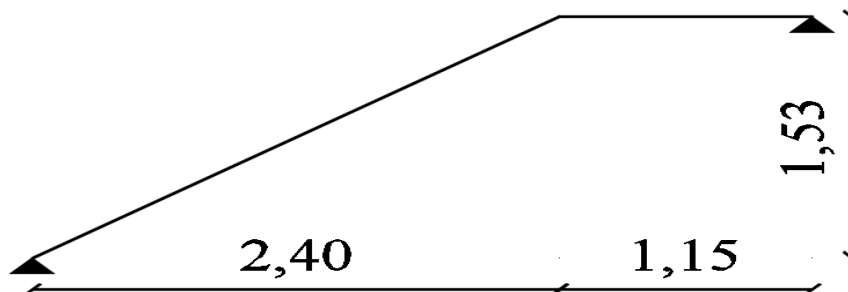
$g$  : Largeur de la marche.

$L$  : Longueur horizontale de la paillasse.

$H$  : Hauteur verticale de la paillasse.



**Figure III.13 :** Dimensions de l'escalier.

**Schéma statique de l'escalier :**

**Figure III.14 :** Schéma statique de l'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir  $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1) g=L \dots\dots\dots (3)$$

**Avec :**

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L) +2H=0$$

**Avec :**

n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

$$H= 153cm ; L= 240cm$$

$$64n^2-610n+306= 0$$

**Solution :**

$$n_1= 0,53\dots\dots\dots\text{refusée.}$$

$$n_2= 9$$

Donc on prend :

- Le nombre de contre marche ..... n=9
- Le nombre des marches .....n-1=8

**Alors :**

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m \rightarrow \text{en prend } h = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m = 30cm$$

**a. Vérification de l'équation de « BLONDEL » :**

$$\begin{cases} (60 \leq (g + 2h) \leq 65)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (25 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \text{ Vérifiée}$$

**b. Détermination de l'épaisseur :**

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,15$$

$$= \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} + 1,15 = 4,00 \text{ m}$$

Alors :  $\frac{400}{30} \leq e \leq \frac{400}{20}$        $13,33 \leq e \leq 20$     Adopte :  $e = 15 \text{ cm}$

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

### III.4.3 Evaluation des charges :

a. Le Palier

1. Charges permanentes :

**Tableau III.9** : Charges permanentes sur le palier.

Element	Epaisseur ( cm )	Poids surfacique ( kN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	1,3	0,32
Mortie de pose	2	0,4
Lie de sable	3	0,54
Dalle pleine	20	3,75
Enduit en ciment	2	0,36
Totale		5,37

2. Charge d'exploitation :  $Q_1=2,50 \text{ KN/m}^2$

b. Paillasse

1. Charges permanentes

**Tableau III.10** : Charges permanentes sur la volée.

Element	Epaisseur (cm)	Poids surfacique ( kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	1,3	0,32
Mortie de pose	2	0,4
Poids de la marche	17	2,13
Poids de la paillasse	15	4,45
Garde corps	/	1,00
Enduit en ciment	2	0,36
Totale		8,66

2. Charge d'exploitation :  $Q_1=2,50 \text{ KN/m}$

**III.4.6 Calcul des sollicitations de l'escalier :**

- **Combinaison des charges :**

**Palier :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$= 1,35 \times 5,37 + 1,5 \times 2,5 = 11 \text{ kN / m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q$$

$$= 5,37 + 2,5 = 7,87 \text{ kN / m}^2$$

**Paillasse :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$= 1,35 \times 8,66 + 1,5 \times 2,5 = 15,44 \text{ kN / m}^2$$

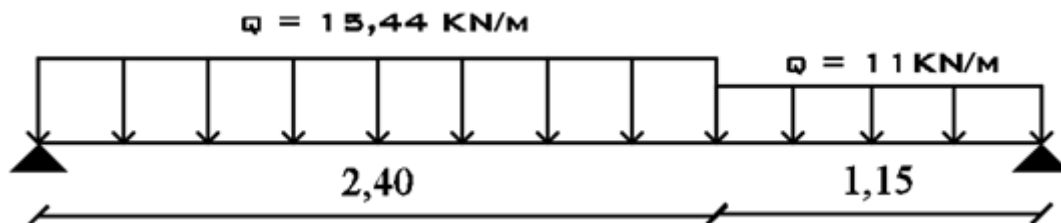
$$q_{ser} = G + Q$$

$$= 8,66 + 2,5 = 11,16 \text{ kN / m}^2$$

**Tableau III.11 :** Calcul des sollicitations.

Combinaison	Palier (KN / m <sup>2</sup> )	Paillasse (KN / m <sup>2</sup> )
ELU	11	15,44
ELS	7,87	11,16

- **Schéma statique :**



**Figure III.15 :** Schéma statique de l'escalier.

**Calcul des moment réel :**

**ELU :**

$$M_t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 22,88 = 19,45 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_{max} = -0,5 \times 22,88 = -11,44 \text{ kN.m}$$

**ELS :**

$$M_t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 16,5 = 14,03 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_{max} = -0,5 \times 16,5 = -8,25 \text{ kN.m}$$

**III.4.7 Ferrailage :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=15cm



Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 13,5\text{cm}$$

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

**Tableau III.12** : Ferrailage de l'escalier.

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	19,45	0,075	Oui	0	0,098	12,97	4,31	5T12	5,65
Appuis	11,44	0,044	Oui	0	0,057	13,19	2,49	4T12	4,52

**III.4.8 Vérifications :**

**a. Vérification de la Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{min} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63\text{cm}^2$$

$$\left. \begin{matrix} A_{s_t} \geq A_{min} \\ A_{s_a} \geq A_{min} \end{matrix} \right\} \text{Condition Vérifiée.}$$

**b. Espacement :**

➤ **Armatures principales :**

**En Travée :**

$$esp \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

On prend :  $esp = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**En appuis :**

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

On prend :  $esp = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Armature de répartition :**

**En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41\text{cm}^2 \leq A_r \leq 2,83\text{cm}^2$$

Le choix est de 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup> avec :  $S_t = 25\text{cm}$

$Esp = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

En appuis :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13cm^2 \leq A_r \leq 2,26cm^2$$

Le choix est de 4T8=2,01cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub>=25cm

**c. Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots (Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{26,58 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,20MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**• 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.

• 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 :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 26,58.10^3 - \frac{19,45.10^6}{0,9 \times 135} = -13350230KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**a. Vérification des contraintes du béton :**

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

**Avec :**

$$n=15 ; c'=3\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que :

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.13 :** Vérification à l'E.L.S.

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	14,03	5,65	4,01	9781,96	5,75	Vérifiée
<b>Appui</b>	8,25	4,52	3,65	7022,16	4,29	Vérifiée

**b. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont

Satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,0422 < 0,0625 \quad \text{pas vérifiée} \\ 5,65 < 14,175 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0422 < 0,182 \quad \text{pas vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc elle est nécessaire de calculer la flèche.

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

**Avec :**

$$f_{adm} = \frac{L(\text{cm})}{500} \quad \text{si } L \leq 5 \text{ m.}$$

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} \quad \text{si } L > 5 \text{ m.}$$

Dans notre cas :  $L = 355 \text{ m}$

$$f_{adm} = \frac{355}{500} = 0,71 \text{ cm} = 7,1 \text{ mm}$$

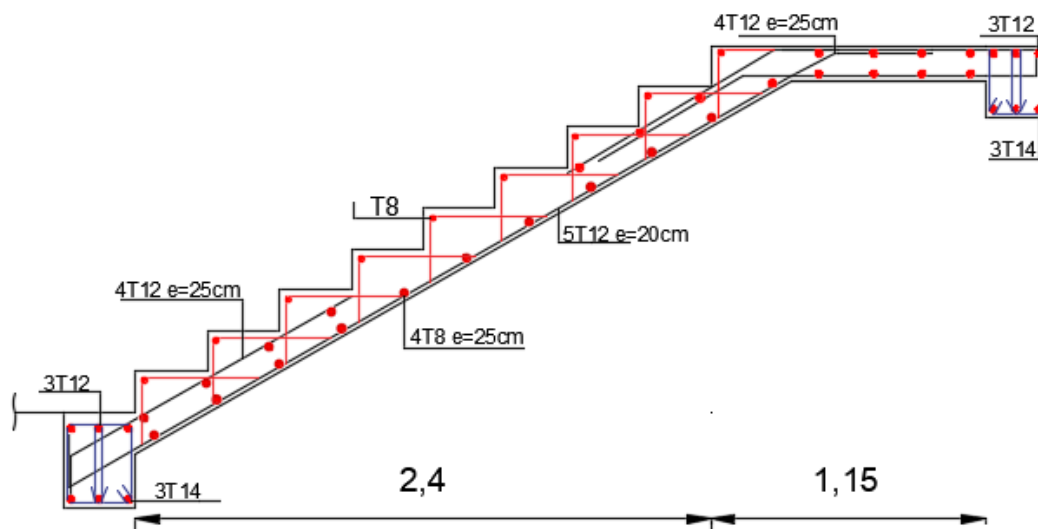
$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{E_b \gamma 28I} = 6,84 \text{ mm}$$

$f_{max} = 6,84\text{mm} \leq f_{adm} = 7,1\text{mm}$  donc la flèche est vérifiée.

**Résumé :** le ferrailage des escaliers est regroupé dans les tableaux suivant :

**Tableau III.14 :** Ferrailage des escaliers.

Ferrailage longitudinale				Ferrailage transversale		
Escalier a 2 Volés	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )	Barres	$S_t$ (cm)	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )	Barres	$S_t$ (cm)
Travée	5,65	5T12	20	2,01	4T8	25
Appui	4,52	4T12	25	2,01	4T8	25



**Figure III.16 :** Schéma de ferrailage d'escalier.

**III.4.4 Pré dimensionnement de la poutre palière :**

- La hauteur h de la poutre doit être :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- La largeur b de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

**Avec :**  $L_{MAX}$  : La plus grande portée entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

**• Selon RPA99 version 2003 :**

- La hauteur h de la poutre doit être :  $h \geq 30cm$

- La largeur b de la poutre doit être :  $b \geq 20cm$

Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

On a :  $L = 290\text{cm}$

→  $(19,33 \leq h \leq 29) \text{ cm} \Rightarrow$  on prend:  $h = 30\text{cm}$ .

→  $(9,0 \leq b \leq 18) \text{ cm} \Rightarrow$  on prend :  $b = 25 \text{ cm}$ .

• **Vérification selon RPA99 version 2003 pour la zone III :**

→  $b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  vérifiée.

→  $h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 30\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$  vérifiée.

→  $h/b < 4 \longrightarrow 30/25 = 1.2 < 4$  vérifiée

**Conclusion :**

Le choix final des sections de la poutre palier :

- Poutres palier (bxh) =  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

**III.4.5 Ferrailage de la poutre palier :**

**a. Les sollicitations sur la poutre palier :**

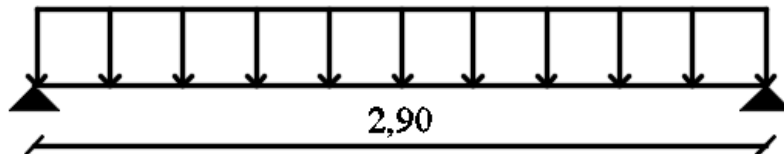
Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$

Poids de mur extérieure sur la poutre :  $G_m = 2,81 \times 1,53 = 4,3 \text{ KN/ml}$

La charge transmise par les escaliers c'est la réaction d'appuis

ELU  $\Rightarrow R_a = 23,13 \text{ KN}$

ELS  $\Rightarrow R_a = 16,64 \text{ KN}$



**Sollicitation :**

$$q_u = 1,35(1,875 + 4,3) + 23,13 = 31,47 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (1,875 + 4,3) + 16,64 = 22,82 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{31,47 \times 2,9^2}{8} = 33,08 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 28,12 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -16,54 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{31,47 \times 2,9}{2} = 45,63 \text{ KN}$$

$$h=30\text{cm}; b=25\text{cm}; d=0,9h=27\text{cm}; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}; f_{c28}=25\text{MPa}; f_{t28}=2,1\text{MPa}$$

**Tableau III.15** : Récapitulation du calcul des sections d'armatures.

M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	μ<μ <sub>R</sub>	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )	α	Z(cm)	μ<0,186	ζ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
28,12	0,109	Oui	0	0,144	25,44	Oui	10‰	348	3,18

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,82cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{0,65 cm^2 ; 3,18 cm^2\} = 3,18 cm^2$$

Choix : 3T14 (A<sub>s</sub>=4,62 cm<sup>2</sup>)

• **Armature de répartition**

On prend 3T12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

➤ **Vérfications :**

• **Effort tranchant :**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Avec :

T<sub>u</sub> : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

On a : T<sub>u,max</sub> = 45,63 kN.

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,68.MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification à l'E.L. S :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par "BAEL 91 Modifié 99" . :

**Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

**Acier :**

Peu nuisible : Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta.f_{ij}})$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6.MPa \end{cases}$$

**Tableau III.16 :** Vérification des poutres palière à l'ELS.

M <sub>ser</sub> (kN.m)	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)	Observation
20,39	4,62	7,02	15	185,94	201.63	Vérifiée

**• Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$      •  $\frac{h}{L} = 0,103 > 0,0625 \dots \dots \dots$  vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$      •  $\frac{A_s}{bd} = 0,005 < 0,0105 \dots \dots \dots$  vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$      •  $\frac{h}{L} = 0,103 > 0,085 \dots \dots \dots$  vérifiée

**Conclusion :** Les trois conditions sont vérifiées, donc n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**• Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 (f<sub>e</sub>=400 MPa).

Selon " BAEL 91 Modifié 99" :

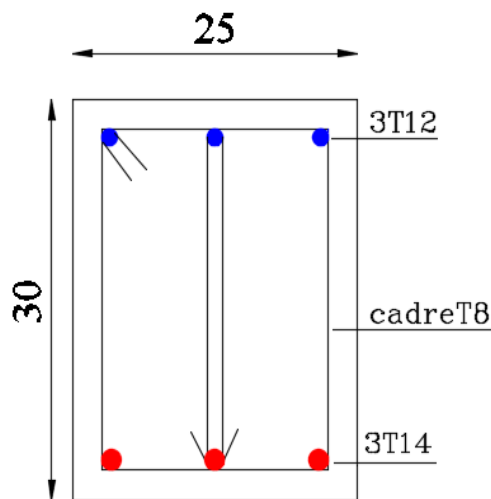
$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

Selon " RPA 99 version 2003 " :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

**Tableau III.17 :** Calcul des armatures transversales.

T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
		S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC		
45,63	0.68	22	10	15	10	15	1.65	4T8



**Figure III.17 :** Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**III.5. BALCON :**

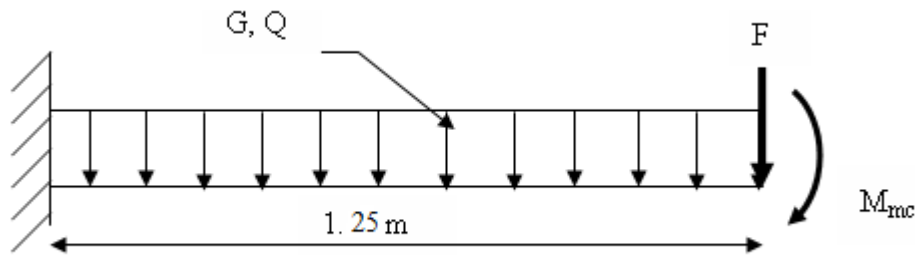
**III.5.1. Introduction :**

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et calcule comme une console en dalle pleine encastré et libre à extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.



Schéma statique du balcon :



**Figure III.18 :** Schéma statique du balcon.

- **Epaisseur de balcon :**

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{125}{10} = 12,5 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

**III.5.2 Evaluation des charges :**

- Charge permanente :

$$G = 5,45 \text{ kN/m}^2$$

- Charge d'exploitation :

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

- Charge concentrée "F" :

- Maçonnerie (ép = 10 cm) ..... 0,90 kN/m<sup>2</sup>

- Enduit au ciment (ép = 2 cm) ..... 0,72 kN/m<sup>2</sup>

---


$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

**III.5.3 Combinaison des charges :**

**Tableau III.18 :** Combinaison des charges.

	ELU	ELS
<b>q(kN/ml)</b>	12,61	8,95
<b>F(kN)</b>	2,19	1,62

**III.5.4 Calcul des efforts internes :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant :**  $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{nc}\right)$

- **Effort tranchant :**  $T(x) = (qx + F)$

**Tableau III.19 :** Calcul des efforts internes.

	ELU	ELS
M (kN.m)	-12,63	-9,02
T (kN)	18,56	12,81

**III.5.5 Calcul de ferrailage :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de  $Im$ .

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=13,5\text{cm}$

**Tableau III.20 :** Ferrailage du balcon.

$M_u(\text{kN.m})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	A	Z (cm)	$A^{cal}_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A^{adp}_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Esp (cm)
12,63	0,0489	Oui	0	0,062	13,16	2,76	5T10	3,93	20

➤ **Espacement :**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,98\text{cm}^2 \leq A_r \leq 1,97\text{cm}^2$$

Le choix est de : 3T8=1,51cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub>=20cm

**III.5.6 Vérifications :**

a. **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{18,56 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,14\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**c. Vérification de l'E.L. S :**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

**c.1. Vérification des contraintes :**

- **Position de l'axe neutre "y" :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I" :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :  $n=15$  ;  $c'=5cm$  ;  $d=13.5cm$  ;  $b=100cm$  ;  $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; 15\eta\right) = 240MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

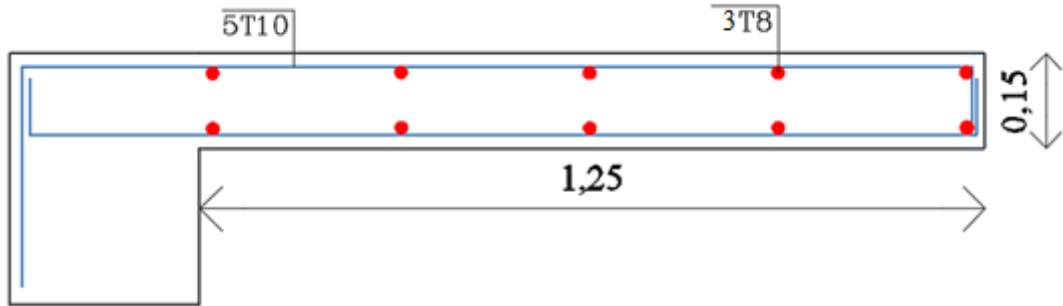
**Tableau III.21 :** Vérification des contraintes du balcon

$M_{ser}(kN.m)$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$Y$ ( $cm$ )	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc}$ ( $MPa$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ ( $MPa$ )	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
9,02	3,93	3,44	7322,87	4,23	Vérifiée	185,87	Vérifiée

**c.2. Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{125} = 0,12 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,12 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure III.19 :** Schéma de ferrailage de balcon.

**III.6. DALLE MACHINE :**

**III.6.1. Introduction :**

Vis-à-vis de nombre d'étage important de notre immeuble, la présence d'un ascenseur est nécessaire. La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celui des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids.

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 perssone ayant les caracteristique suivant:

$D_m = 45 \text{ KN}$  .... Charge due au poids propre de l'ascenseur

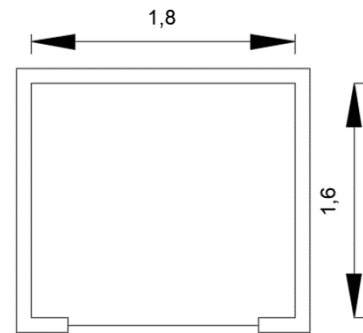
$P_m = 15 \text{ KN}$  .....Charge due a la machine

$F_c = 60 \text{ KN}$ .....Charge due a la rupture des cables.

$V = 1\text{m/s}$ .....Vitesse de levage

Cours maximale = 45 m

La surface de la cabine est:  $B_s \times T_s = 1,8 \times 1,6 = 2,88 \text{ m}^2$



**III.6.2. Calcul de la dalle pleine :**

a) **Epaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t \geq \frac{L \text{ max}}{30} = \frac{180}{30} = 6,0 \text{ cm}$$

**Figure III.20 :** Schéma de la cage d'ascenseur.

Selon l'exigence de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$h_t \geq 12 \text{ cm}$ , donc on opte à :  $h_t = 15 \text{ cm}$

b) **Etude de dalle pleine du machine:**

Charge due a 8 Person = 6,3 KN

$$P = p_m + D_m + 6,3 = 66,3 \text{ KN}$$

c) **Evaluation des charges et surcharges:**

Poids de la dalle + revêtement (KN/m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids de la machine (KN/m <sup>2</sup> )	Poids total (KN/m <sup>2</sup> )
$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05$ $= 4,85 \text{ KN/m}^2$	$S = 2,88$	$G_2 = F_c / S = 20,84$	25,69

Charge d'exploitation:  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

1) **Cas d'une charge répartie:**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,8} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**a. 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  $\nu$ .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{\grave{a} l'ELU} \\ 0,2 & \text{\grave{a} l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,888 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 4,32 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3,3 \text{ kN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_{lx} = 0,85 M_x = 3,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ly} = 0,85 M_y = 2,81 \text{ KN.m}$$

**Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -2,16 \text{ KN.m}$$

**b. Ferrailage :**

$b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=0,9h=13,5\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348 \text{ MPa}$ .

**Direction principale  $L_x$  :**

$$A_{s_{\min}} = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,44 \text{ cm}^2$$

**Direction secondaire  $L_y$  :**

$$A_{s_{\min}} = (0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,20 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.22** : Ferrailage de la salle machine.

	Sens	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	<b>x-x</b>	3,67	0,0142	0	0,79	1,44	4T8	2,01	25
	<b>y-y</b>	2,81	0,011	0	0,60	1,20	3T8	1,51	30
<b>Appui</b>	<b>x-x</b>	2,16	0,008	0	0,47	1,44	4T8	2,01	25
	<b>y-y</b>	2,16	0,008	0	0,47	1,20	3T8	1,51	30

• **Espacement :**

**Travée :**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = 25.cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{3} = 33,33.cm < Min(4h;40cm) = 40cm.....Vérifier$

**Appuis :**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{3} = 33,33.cm < Min(4h;40cm) = 40cm.....Vérifier$

**c. Condition de non fragilité :**

h=15cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 0,95.cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 0,9cm^2 \end{cases}$$

**Avec :**  $\begin{cases} \rho_0 = 0,6\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,888 \end{cases}$

**Travée :**

Sens x-x :  $A_x = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,44cm^2 .....Vérifiée$

Sens y-y :  $A_y = 1,51cm^2 > A_s^{min} = 1,20cm^2 .....vérifiée$

**Appuis :**

Sens x-x :  $A_x = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,20cm^2 ..... vérifiée$

Sens y-y :  $A_y = 1,51.Cm^2 > A_s^{min} = 1,20cm^2 ..... vérifiée$

**d. Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{36,18 \times 1,6 \times 1,8}{2 \times 1,6 + 1,8} = 20,84 \text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 19,30 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 20,84 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{20,84 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,15 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**e. Vérification à l'ELS :****e.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 3,67 \text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 3,07 \text{kNm} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 3,12 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 2,91 \text{kN.m}$$

➤ **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -1,84 \text{KN.m}$$

**e.2. Vérification des contraintes**

**e.2.1. Béton :** nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Avec :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

- y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot A'_s \cdot (y - d') = 0$$

- I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

e.2.2. Acier : nous devons vérifier que :

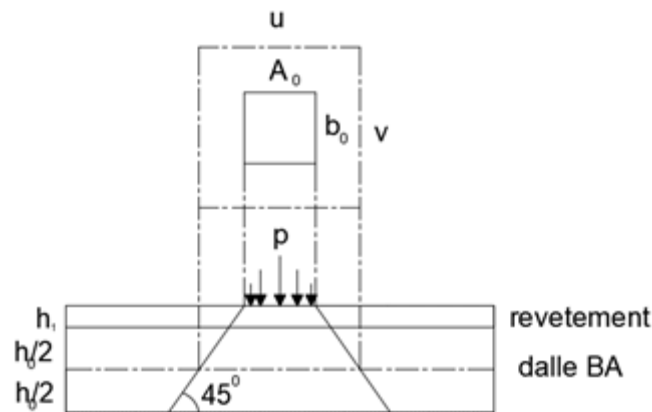
$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right) = 266,67 \text{ MPa.}$$

Avec:  $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$ .

**Tableau III.23** : Vérification des contraintes.

	Sens	M <sub>ser</sub> kN.m	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	Y cm	I cm <sup>4</sup>	σ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	Vér	σ <sub>s</sub> MPa	σ <sub>s</sub> MPa	Vér
Travée	x-x	3,12	2,01	2,57	4167,63	1,92	15	OK	122,74	266,67	OUI
	y-y	2,91	1,51	2,26	3246,28	1,82	15	OK	151,13	266,67	OUI
Appui	x-x	1,84	2,01	2,57	4167,63	1,13	15	OK	72,38	266,67	OUI
	y-y	1,84	1,51	2,26	3246,28	1,28	15	OK	95,56	266,67	OUI

2) Cas d'une charge concentrée:



La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U\*V), au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

On a:  $U = U_0 + 2\epsilon e + h_t$

$V = V_0 + 2\epsilon e + h_t$

Avec :

$h_t = 15 \text{ cm}$

$e$  : revêtement de la dalle.  $e = 5 \text{ cm}$ .

$\epsilon = 1$  pour le béton.

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$



**Donc :**

$$U = 80 + 2(5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2(5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,8} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**a. Calcul des moments au centre du panneau :**

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = P (M1 + M2)$$

$$M_y = P (M2 + M1)$$

**Avec :**

M1 et M2 : coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des rapports :  $\frac{u}{L_x}$ .

$$\rho \cdot \frac{v}{L_y}$$

v: Coefficient de poisson; à l'ELU  $v = 0$

$$g = D_m + P_m + P_{pers} = 45 + 15 + 6,3 = 66,3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 g = 90 \text{ KN}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{1,05}{1,6} = 0,656 \quad / \quad \frac{v}{L_y} = \frac{1,05}{1,8} = 0,583$$

Après interpolation : M1 = 0,085 ; M2 = 0,067

$$M_{X1} = 1.35P \times M1 = 1.35 \times 90 \times 0,085 = 10,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{Y1} = 1.35P \times M2 = 1.35 \times 90 \times 0,067 = 8,14 \text{ kN.m}$$

**b. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$M_{X2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{Y2} = \mu_y \times M_{X2}$$

Après interpolation on trouve :  $\mu_x = 0.0466$  et  $\mu_y = 0.7635$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(25 \times 0.15 + 20 \times 0.05) + (1.5 \times 1) = 7.91 \text{ kN/ml}$$

$$M_{X2} = 0.0466 \times 7.91 \times (1.6)^2 = 0.944 \text{ kN.m}$$

$$M_{Y2} = 0.7635 \times 0,944 = 0.721 \text{ kN.m}$$

**c. Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,33 + 0,944 = 11,27 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,86 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des moments réel:**

$$M_{tx} = 0,85 \times 11,27 = 9,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 8,86 = 7,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = - 5,64 \text{ KN.m}$$

**d. Ferrailage de la dalle :**

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients :

- 0.85 dans le sens de la petite portée en travée.
- 0.75 dans le sens de la grande portée en travée.
- 0.5 aux appuis.
- Les moments aux appuis seront négatifs.

**Tableau III.24 :** Ferrailage de la dalle machine.

	Sens	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	9,58	0,037	0	2,08	1,44	5T8	2,51	25
	y-y	7,53	0,029	0	1,63	1,20	4T8	2,01	30
Appui	x-x	5,64	0,022	0	1,21	1,44	4T8	2,01	25
	y-y	5,64	0,022	0	1,21	1,20	3T8	1,51	30

- **Espacement :**

**Travée :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{5} = 20.cm < \text{Min}(3h;33cm) = 33cm.....\text{Vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25.cm < \text{Min}(4h;40cm) = 40cm.....\text{Vérifier}$$

**Appuis :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h;33cm) = 33cm.....\text{Vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{3} = 33,33.cm < \text{Min}(4h;40cm) = 40cm.....\text{Vérifier}$$

**e. Condition de non fragilité :**

$h=15\text{cm} ; b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 0,95.\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 0,9\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,6\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,89 \end{cases}$$

**Travée :**

Sens x-x :  $A_x = 2,51\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ *Vérifiée*

Sens y-y :  $A_y = 2,01.\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,20\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

**Appuis :**

Sens x-x :  $A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,20\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

Sens y-y :  $A_y = 1,51.\text{Cm}^2 > A_s^{\min} = 1,20\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

**f. Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{90 \times 1,6 \times 1,8}{2 \times 1,6 + 1,8} = 51,84.\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 48\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 51,84.\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{51,84.10^3}{1000 \times 135} = 0,38\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots$$
*Vérifier*

**g. Vérification à l'ELS :**

Moments engendrés par le système de levage :

Coefficient de poisson à l'ELS :  $\nu = 0.2 ; M1 = 0.085 ; M2 = 0.067$

$MX1 = p_{\text{ser}} + (M1 + \nu M2) = 66,3(0.085 + 0.2 \times 0.067) = 6,52 \text{ kN.m}$

$MY1 = p_{\text{ser}} + (M2 + \nu M1) = 66,3(0.2 \times 0,085 + 0.067) = 5,57 \text{ kN.m}$

Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

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

$$MX2 = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \quad \text{avec : } \mu_x = 0.0466$$

$$MY2 = \mu_y \times M_x \quad \text{avec : } \mu_y = 0.7635$$

$$q_s = G+Q = (0.15 \times 25 \times 1 + 20 \times 0.05 \times 1) + 1 = 5.75 \text{ kN/ml.}$$

$$MX2 = 0.0466 \times 5.75 (1.60)^2 = 0.685 \text{ kN.m}$$

$$MY2 = 0.7635 \times 0.685 = 0.523 \text{ kN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$MX = 6,52 + 0.685 = 7,21 \text{ kN.m}$$

$$MY = 5,57 + 0.523 = 6,10 \text{ kN.m}$$

• **Calcul des moments réel:**

En travée: sens x-x  $\Rightarrow M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 7,21 = 6,13 \text{ KN.m}$

sens y-y  $\Rightarrow M_t = 0,85 M_y = 0,85 \times 6,10 = 5,18 \text{ KN.m}$

Sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -3,07 \text{ KN.m}$

**g.1. Vérification des contraintes :**

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

**Avec :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

- y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot A'_s \cdot (y - d) = 0$$

- I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d)^2]$$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.25** : Vérification des contraintes.

	Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	Y cm	I cm <sup>4</sup>	σ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	Vér
<b>Travée</b>	x-x	6,13	2,01	2,57	4167,63	3,78	15	OK
	y-y	5,18	1,51	2,26	3246,28	3,60	15	OK
<b>Appui</b>	x-x	3,07	2,01	2,57	4167,63	1,89	15	OK
	y-y	3,07	1,51	2,26	3246,28	2,13	15	OK

**h. Vérification au non poinçonnement :**

$$P_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

P<sub>u</sub> : charge résistante au poinçonnement a l'ELU.

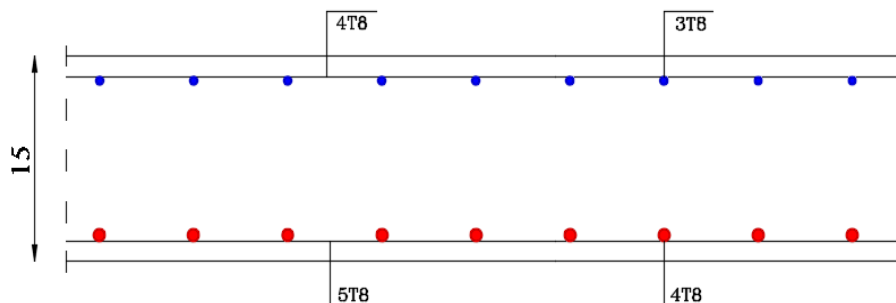
U<sub>c</sub>: périmètre correspondante a la charge concentrée au plan moyen de la dalle.

h: épaisseur de la dalle

$$U_c = 2 (u + v) = 2 (105+105) = 420 \text{ cm}$$

$$0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

P<sub>u</sub> = 90 KN < 472,5 KN .....vérifier.



**Figure III.21** : Schéma de ferrailage de la dalle machine.

***CHAPITRE 4 :***

***ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE  
SISMIQUE***

**IV.1. INTRODUCTION :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

Toute structure implantée en zone sismique 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 structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel ETABS moyennant la méthode d'analyse modale spectrale, vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies.

**IV.2. ETUDE DYNAMIQUE :****IV.2.1. Introduction :**

Au début de chaque analyse dynamique, il est toujours nécessaire de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

**IV.2.2. Modélisation mathématique :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L. fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

**IV.2.3. Caractéristiques dynamiques propres :**

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots (1)$$

**Avec :**

- [M] : Matrice de masse de la structure.
- [K] : Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$  : Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

**Avec :**

- $\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.
- $\omega$  : Fréquence de vibration.
- $\varphi$  : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[ [K] - \omega^2 [M] ] \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " $A_i$ ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " Equation caractéristique ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en  $(\omega^2)$ .

Les (n) solutions  $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2)$  sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  tel que :

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_i$  ou forme modale (modal Shape).



**IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE :**

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du ETABS.

**IV.3.1. Modélisation de la rigidité :**

On considère que notre structure à  $p$  nœuds et comporte au total  $n$  DDL numérotés de 1 à  $n$ , dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre  $n$ , a donc pour valeur :  $n= 6p$ .

**1. Les éléments de portique**

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau  $i$ ).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau  $i$  et niveau  $i+1$ ).

**2. Les voiles**

Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds, Leur rôle :

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales
- Raidir la structure.

**3. Les planchers**

Les plancher sont modélisés par des diaphragmes indéformables dans leur plan

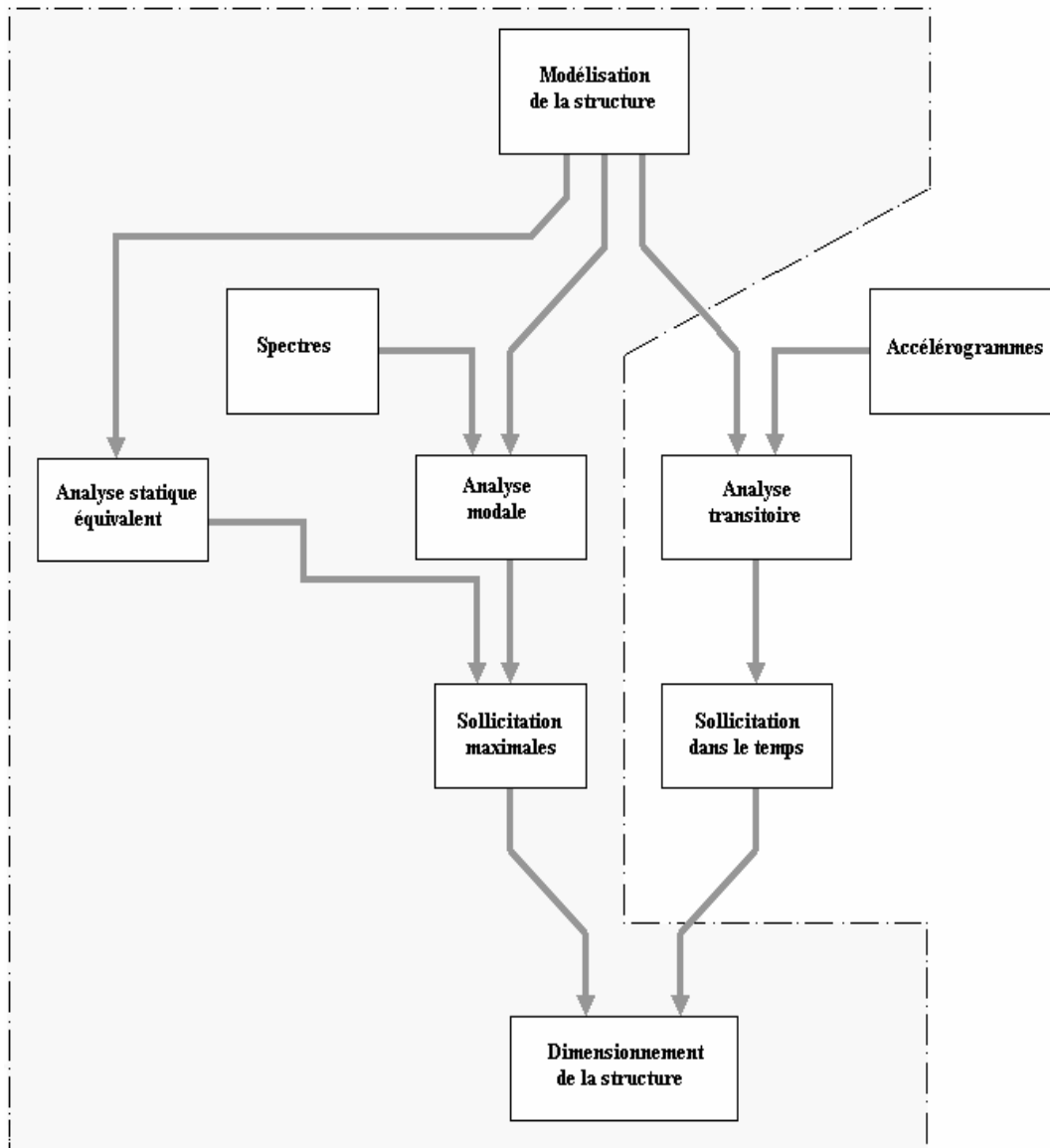
**IV.3.2. Modélisation de la masse :**

- La masse est calculée par l'équation  $(G + \beta Q)$  imposée par le "RPA99 version 2003".
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.
- Le poids des planchers a été répartie sur les poutres.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), le ETABS calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, et ce en utilisant la formule  $(G+\beta Q)$  imposée par le « RPA99 v2003 ».
- Tel que :  $\beta=0,2$  (bâtiment d'habitation).

**IV .3.3. Conception du contreventement vertical :**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner 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.



**Figure IV.1 :** Les étapes du calcul sismique.

**IV.4. ÉTUDE SISMIQUE :****IV .4.1. Méthode dynamique modale spectrale :**

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

**IV .4.2. Spectre de réponse :**

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

- Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

**IV.4.3. Procédure de calcul :****a. Calcul de la force sismique total :**

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- **Classification de l'ouvrage selon leur groupe d'usage et sa zone :**

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de Groupe 2 (ouvrage de grande importance). Ce qui implique A=0,25.

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S3  $\Rightarrow$   $\begin{cases} T1 = 0.15 \text{ s.} \\ T2 = 0.50 \text{ s.} \end{cases}$

- Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est fonction du pourcentage critique  $\xi$  où :  $\xi = 7\%$ .

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

- La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale ( $T_f$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le « RPA 99 version 2003 » :

- Soit :  $T_f = C_T (h_N)^{3/4}$

$h_N$  : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h)

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a :

$$C_T = 0,05.$$

$$T_f = 0,050 (33,66)^{3/4} = 0,699 \text{ s.}$$

- Soit  $T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

**Avec :**  $h_N$  : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure Jusqu'au dernier niveau (N).

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

- Suivant la direction (x - x) :  $T_{fx} = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{30,1}} = 0,552 \text{ s}$
- Suivant la direction (y - y) :  $T_{fy} = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{11,40}} = 0,897 \text{ s}$

$$T_x = \min (0,552; 0,699) = 0,552\text{s}$$

$$T_y = \min (0,897; 0,699) = 0,699\text{s}$$

$$D'ou : D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta(T2/T)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T2/T)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,552}\right)^{2/3} = 2,06$$

$$D_y = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,699}\right)^{2/3} = 1,76$$

• **Facteur de qualité Q :**

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**Tableau IV.1 :** Facteur de qualité q.

Critère q	P <sub>q</sub>			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- Condition minimale sur les files de contreventement	-	0,05	0	-
2- Redondances en plan	-	0,05	-	0,05
3- Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4- Régularité en élévation	0	-	-	-
5- Contrôle de la qualité des matériaux	-	0,05	-	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
Totale	0,20		0,15	

• **Le poids total de la structure :**

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

$\beta$  : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est classée pour un  $\beta=0,2$  (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

• **Coefficient de comportement R :**

Il est fonction du système de contreventement, nous allons démarrer l'analyse avec :

R = 5 (Mixte portique /voiles avec interaction) H < 48 m.

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{(0.25)(2,06)(1.2)}{5} w \Rightarrow V^X = 0.1236 W \\ V_y = \frac{(0.25)(1,76)(1.15)}{5} w \Rightarrow V^Y = 0.1012 W \end{array} \right.$$

**b. Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des 1<sup>ères</sup> vérifications préconisées par le «RPA99 version 2003» est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « $V_t$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « $V$ » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

**c. Vérification des déplacements inter étage :**

Nécessairement être vérifiée :  $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où  $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

**Avec :**

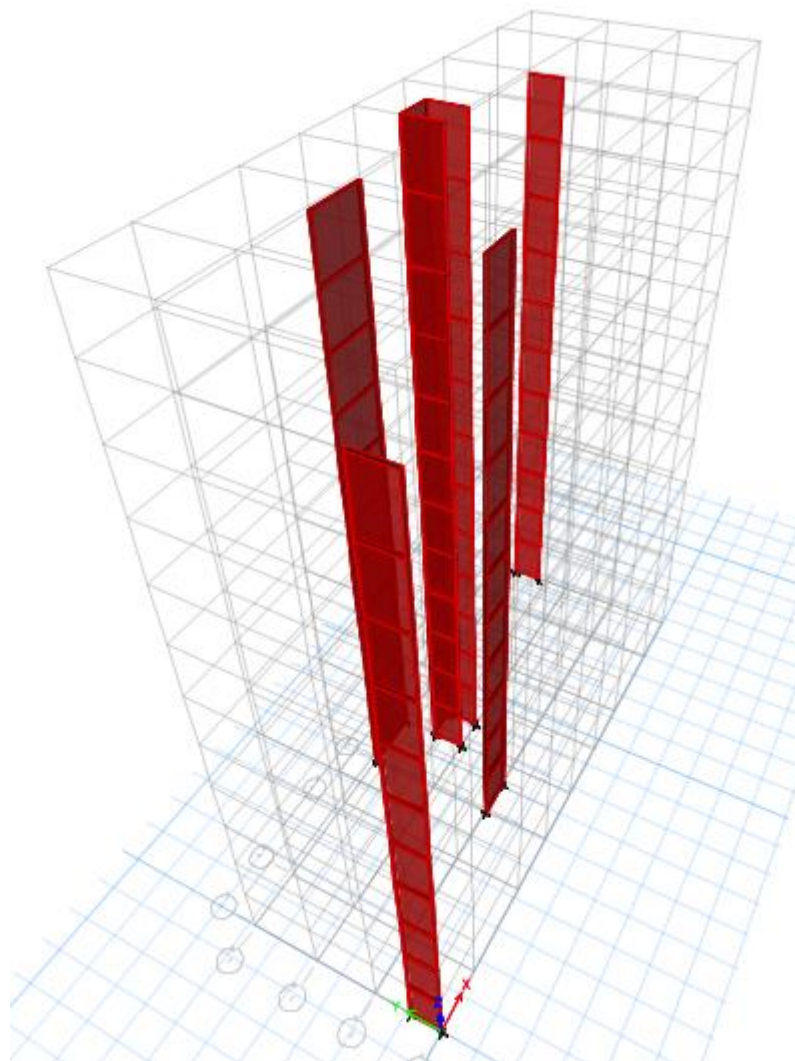
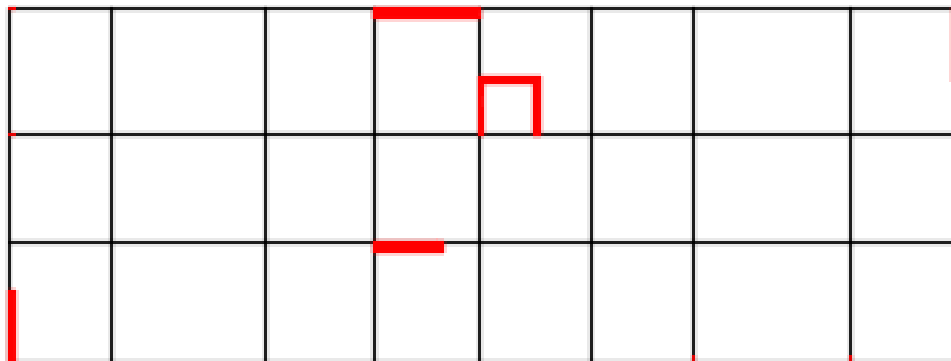
$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- $\Delta_k^x$ : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_k^y$ ).
- $\delta_{ek}^x$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{ek}^y$ ).
- Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :
  - Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
  - Rajouter des voiles dans la structure.
- L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.5. RESULTATS DE L'ANALYSE POUR LE MODELE INITIAL :

IV5.1. Modèle Initial :

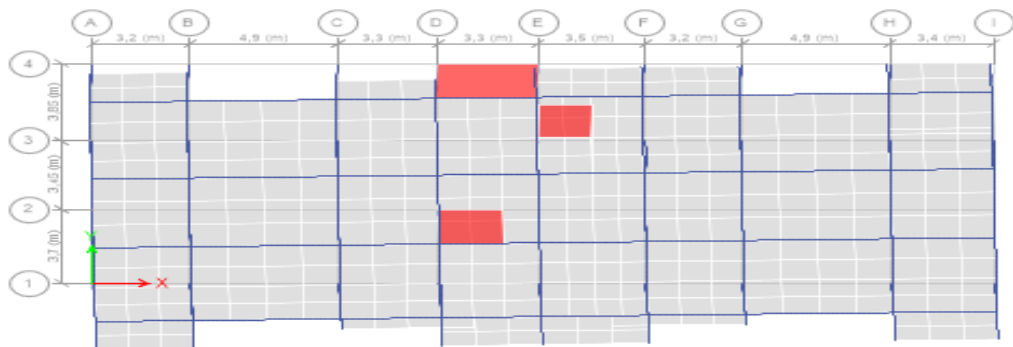


**Figure IV.2 :** Disposition des voiles de modèle initial.

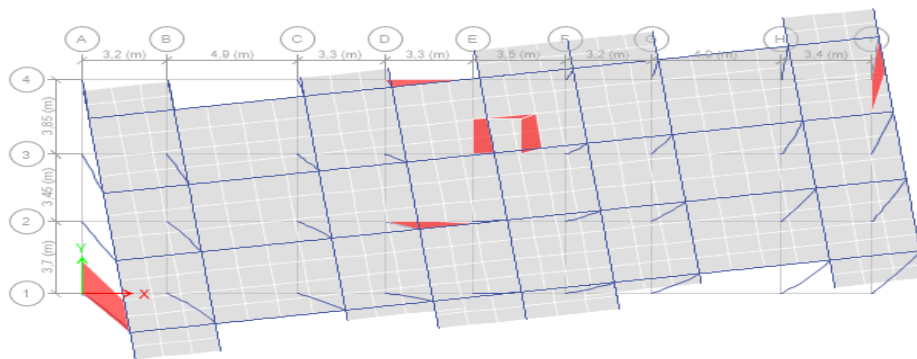
A) - Analyse Modale :

**Tableau IV.2 :** Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	ΣU <sub>x</sub>	ΣU <sub>y</sub>	ΣU <sub>z</sub>
1	1,392	0,0001	0,7343	0	0,0001	0,7343	0
2	1,32	0,2394	0,0059	0	0,2394	0,7402	0
3	1,099	0,488	0,0046	0	0,7275	0,7448	0
4	0,417	0,0003	0,1181	0	0,7278	0,8629	0
5	0,399	0,0394	0,004	0	0,7672	0,8669	0
6	0,309	0,0979	0,0003	0	0,865	0,8672	0
7	0,211	0,0011	0,045	0	0,8662	0,9122	0
8	0,203	0,016	0,0058	0	0,8822	0,9179	0
9	0,147	0,0412	3,57E-05	0	0,9234	0,918	0

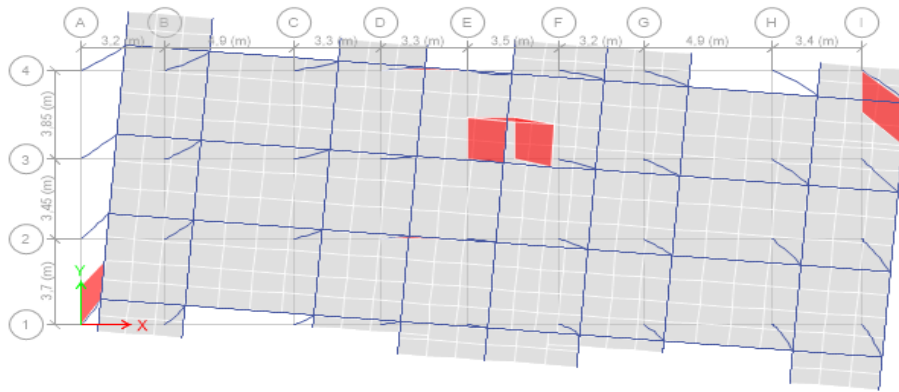


Le 1<sup>er</sup> mode



Le 2<sup>eme</sup> mode





Le 3<sup>ème</sup> mode

**B) – Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale  $T = 1,392s$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

**Remarque :**

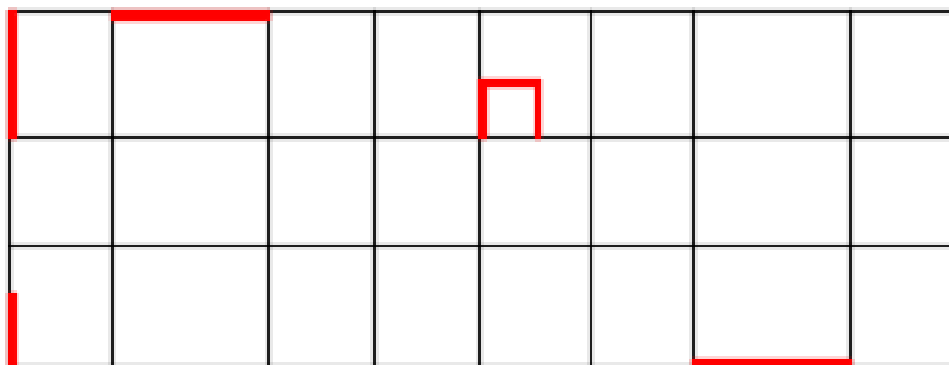
Pour éviter la rotation dans le 2<sup>ème</sup> mode il faut :

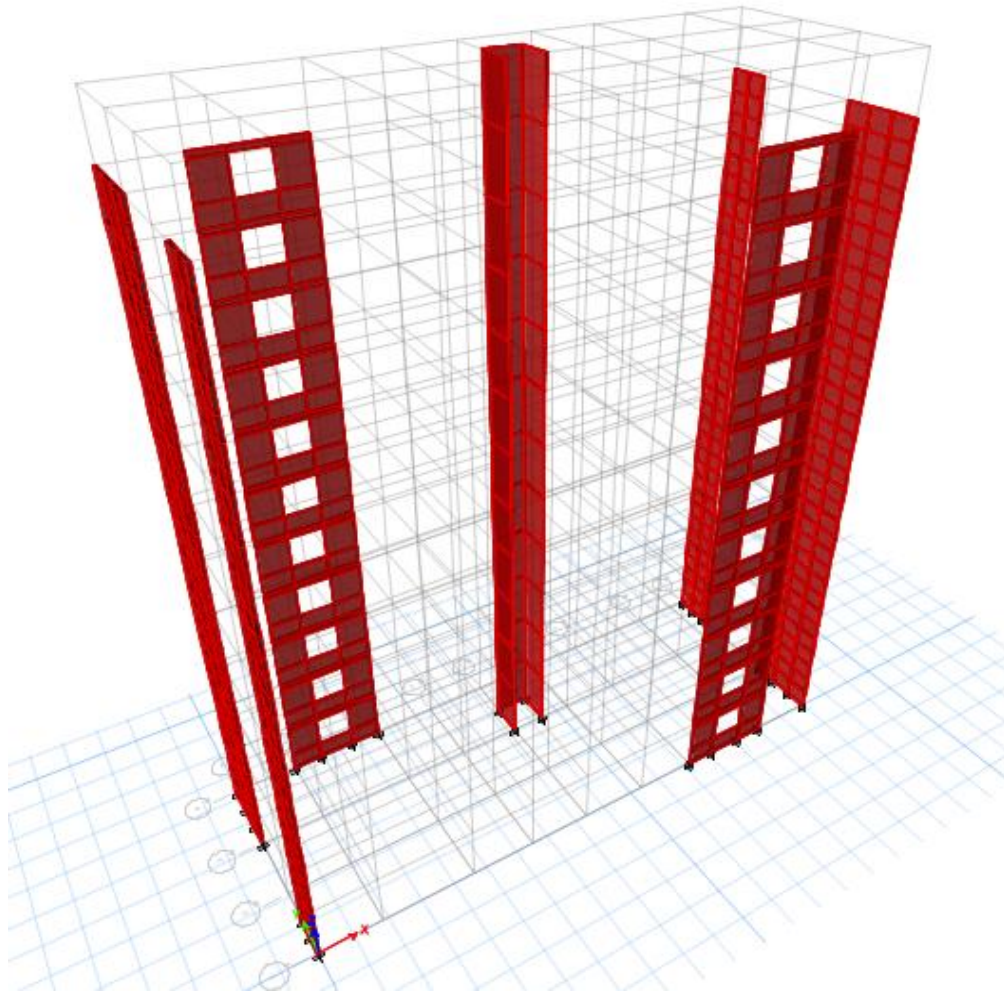
Changé la disposition des voiles.

Augmenté la rigidité de bâtiment.

**IV.6. INTRODUCTION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT :**

**IV.6.1. Modèle Final :**



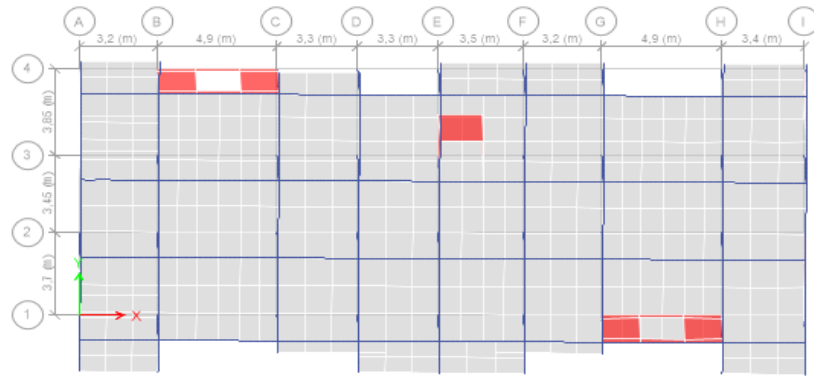


**Figure IV.3:** Disposition des voiles de modèle final.

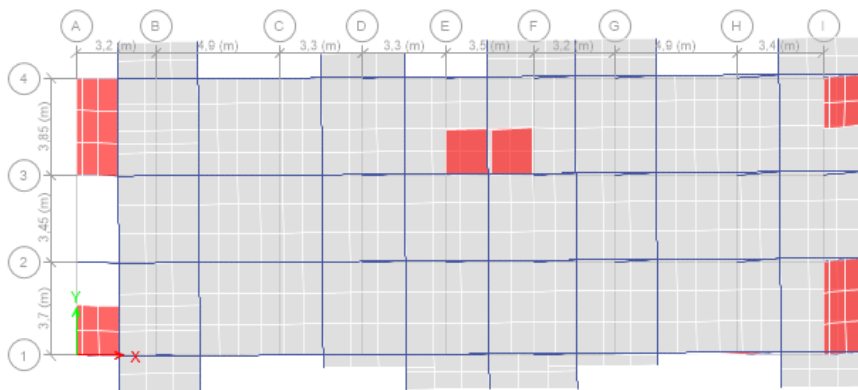
**A) Analyse Modale :**

**Tableau. IV.3 :** Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

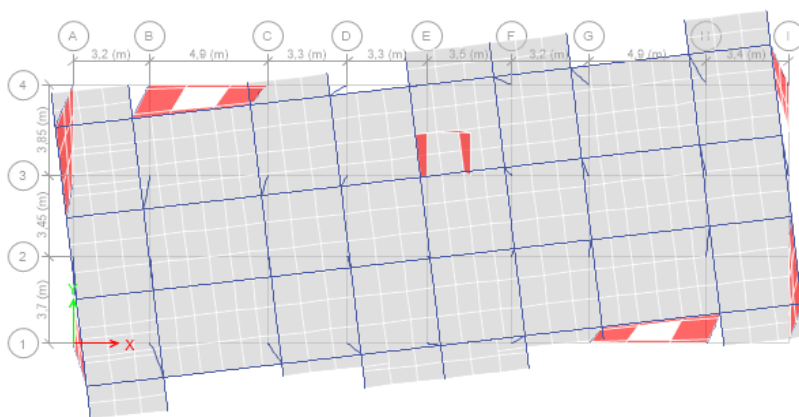
MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	1,11	0,0038	0,6897	0	0,0038	0,6897	0
2	0,966	0,7063	0,0035	0	0,71	0,6932	0
3	0,817	0,003	0,0014	0	0,713	0,6946	0
4	0,286	0,0016	0,1593	0	0,7146	0,8539	0
5	0,265	0,1615	0,0015	0	0,8761	0,8553	0
6	0,201	0,0001	0,0004	0	0,8763	0,8558	0
7	0,13	0,054	0,006	0	0,9303	0,8618	0
8	0,127	0,0055	0,0583	0	0,9358	0,9201	0



Le 1<sup>er</sup> mode



Le 2<sup>eme</sup> mode



Le 3<sup>eme</sup> mode

**B) Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,11s$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

**C) Résultantes des forces sismiques :**

$$\bullet \quad W = 39359,69 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 4864,858 \text{ kN} \\ V^y = 3983,2 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 3891,88 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 3186,56 \text{ kN} \end{cases}$$

Or d'après le fichier des résultats du ETABS on a :

- Or :  $\begin{cases} F_x = V_t^x = 3037,553 \text{ kN} < 0,8V^x = 3891,88 \text{ kN} \\ F_y = V_t^y = 2623,963 \text{ kN} < 0,8V^y = 3186,56 \text{ kN} \end{cases}$
- $r_x = \frac{0,8V^x}{F_x} \Rightarrow \{r_x = 1,28$
- $r_y = \frac{0,8V^y}{F_y} \Rightarrow \{r_y = 1.21$

**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) Vérifications des déplacements inter étage :**

**Tableau IV.4 :** Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

Niveau	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observa
Etage 10	34,184	40,462	218,778	244,795	18,6688	22,7783	30.6	Vérifier
Etage 9	31,267	36,697	200,109	222,017	20,608	24,194	30.6	Vérifier
Etage 8	28,047	32,698	179,501	197,823	22,0544	25,5492	30.6	Vérifier
Etage 7	24,601	28,475	157,446	172,274	23,2704	26,7289	30.6	Vérifier
Etage 6	20,965	24,057	134,176	145,545	24,0384	27,4307	30.6	Vérifier
Etage 5	17,209	19,523	110,138	118,114	24,1856	27,3944	30.6	Vérifier
Etage 4	13,43	14,995	85,952	90,7198	23,5008	26,3357	30.6	Vérifier
Etage 3	9,758	10,642	62,4512	64,3841	21,7792	23,958	30.6	Vérifier
Etage 2	6,355	6,682	40,672	40,4261	18,7904	19,9348	30.6	Vérifier
Etage 1	3,419	3,387	21,8816	20,4914	14,0096	14,0905	30,6	Vérifier
RDC	1,23	1,058	7,872	6,4009	7,872	6,4009	30,6	Vérifier

**Observation :**

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

**IV.6.2. Vérification spécifique aux sollicitations normales :****a- Vérification :**

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

**Avec :**

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

**Tableau IV.5 :** Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	$N_d$ (KN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$v$	Obs	Section corrigée (cm <sup>2</sup> )	$v$	Obs
<b>Etage 10</b>	182,044	30x40	0,061	<0,3	35x40	0,052	<0,3
<b>Etage 9</b>	343,296	30x40	0,114	<0,3	35x40	0,098	<0,3
<b>Etage 8</b>	506,931	30x40	0,169	<0,3	35x40	0,145	<0,3
<b>Etage 7</b>	671,615	30x40	0,224	<0,3	35x40	0,192	<0,3
<b>Etage 6</b>	837,867	30x40	0,279	<0,3	35x40	0,24	<0,3
<b>Etage 5</b>	1006,002	30x40	0,335	>0,3	40x45	0,224	<0,3
<b>Etage 4</b>	1176,375	30x40	0,392	>0,3	40x45	0,261	<0,3
<b>Etage 3</b>	1349,307	30x40	0,449	>0,3	45x50	0,24	<0,3
<b>Etage 2</b>	1525,476	30x40	0,508	>0,3	45x50	0,27	<0,3
<b>Etage 1</b>	1706,187	35x45	0,433	>0,3	50x55	0,248	<0,3
<b>RDC</b>	1889,7	35x45	0,48	>0,3	50x55	0,275	<0,3

## b- Résultats de l'analyse dynamique du modèle final après les modifications :

## A) - Analyse Modale :

**Tableau. IV.6** : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	ΣU <sub>x</sub>	ΣU <sub>y</sub>	ΣU <sub>z</sub>
1	1,006	0,0019	0,6753	0	0,0019	0,6753	0
2	0,848	0,6973	0,0017	0	0,6993	0,677	0
3	0,733	0,0024	0,0014	0	0,7016	0,6784	0
4	0,268	0,0012	0,1671	0	0,7028	0,8454	0
5	0,246	0,1677	0,0011	0	0,8705	0,8465	0
6	0,189	0,0001	0,0004	0	0,8706	0,8469	0
7	0,123	0,0524	0,0092	0	0,923	0,8562	0
8	0,121	0,0081	0,0597	0	0,9311	0,9159	0

## B) – Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T = 1,006s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

## C) Résultantes des forces sismiques :

$$W = 41061,8549 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 5075,245 \text{ kN} \\ V^y = 4155,460 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 4060,196 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 3324,368 \text{ kN} \end{cases}$$

Or d'après le fichier des résultats du ETAPS on a :

- Or :  $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3370,215 \text{ kN} < 0,8V^x = 4060,196 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2854,277 \text{ kN} < 0,8V^y = 3324,368 \text{ kN} \end{cases}$
- $r_x = \frac{0,8V^x}{F_x} \Rightarrow \{r_x = 1,2$
- $r_y = \frac{0,8V^y}{F_y} \Rightarrow \{r_y = 1.16$

## D) Vérifications des déplacements inter étage :

**Tableau IV.7 :** Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

Niveau	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observa
<b>Etage 10</b>	28,783	35,937	172,698	208,435	14,808	20,131	30.6	Vérifier
<b>Etage 9</b>	26,315	32,466	157,89	188,303	16,62	21,436	30.6	Vérifier
<b>Etage 8</b>	23,545	28,77	141,27	166,866	17,898	22,579	30.6	Vérifier
<b>Etage 7</b>	20,562	24,877	123,372	144,287	18,882	23,443	30.6	Vérifier
<b>Etage 6</b>	17,415	20,835	104,49	120,843	19,44	23,751	30.6	Vérifier
<b>Etage 5</b>	14,175	16,74	85,05	97,092	18,768	23,060	30.6	Vérifier
<b>Etage 4</b>	11,047	12,764	66,282	74,0312	18,198	21,796	30.6	Vérifier
<b>Etage 3</b>	8,014	9,006	48,084	52,2348	16,35	19,366	30.6	Vérifier
<b>Etage 2</b>	5,289	5,667	31,734	32,8686	14,376	16,100	30.6	Vérifier
<b>Etage 1</b>	2,893	2,891	17,358	16,7678	11,124	11,489	30,6	Vérifier
<b>RDC</b>	1,039	0,91	6,234	5,278	6,234	5,278	30,6	Vérifier

**Observation :**

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

**IV.7. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ :**

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les

$$\text{niveaux : } \theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

**Avec :**

**P<sub>k</sub>** : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau « k »

**Δ<sub>k</sub>** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

**h<sub>k</sub>** : hauteur de l'étage « k » (altitude du plancher k).

➤ Sens x :**Tableau IV.8 :** Justification vis -à- vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens x.

Niveaux (m)	$P_k$ (kN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (kN)	$h_k$ (m)	$\theta$	vérif.
<b>33,66</b>	4106,4959	0,01480	739,0307	33,66	0,00255	<0,1 ok
<b>30,60</b>	7668,6338	0,01662	1275,6054	30,60	0,00347	<0,1 ok
<b>27,54</b>	11230,7717	0,01789	1692,9888	27,54	0,00461	<0,1 ok
<b>24.48</b>	14792,9096	0,01888	2038,691	24.48	0,00559	<0,1 ok
<b>21.42</b>	18355,0475	0,01944	2341,0451	21.42	0,00711	<0,1 ok
<b>18.36</b>	22019,1704	0,01876	2605,1279	18.36	0,00864	<0,1 ok
<b>15.30</b>	25683,2933	0,01819	2831,6021	15.30	0,01078	<0,1 ok
<b>12.24</b>	29463,1712	0,01635	3026,6412	12.24	0,01313	<0,1 ok
<b>9.18</b>	33243,0491	0,01437	3194,0526	9.18	0,01629	<0,1 ok
<b>6.12</b>	37152,452	0,01112	3315,5028	6.12	0,02036	<0,1 ok
<b>3.06</b>	41061,8549	0,00623	3370,2153	3.06	0,02482	<0,1 ok

➤ Sens-y :**Tableau IV.9 :** Justification vis -à- vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens y.

Niveaux (m)	$P_k$ (kN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (kN)	$h_k$ (m)	$\theta$	vérif.
<b>33,66</b>	4106,495	0,02013	678,4318	33,66	0,00362	<0,1 ok
<b>30,6</b>	7668,633	0,02143	1130,847	30,6	0,00475	<0,1 ok
<b>27,54</b>	11230,771	0,02257	1462,6705	27,54	0,00629	<0,1 ok
<b>24.48</b>	14792,909	0,02344	1737,7243	24.48	0,00798	<0,1 ok
<b>21.42</b>	18355,047	0,02375	1984,5805	21.42	0,01025	<0,1 ok
<b>18.36</b>	22019,170	0,02306	2201,6294	18.36	0,01256	<0,1 ok
<b>15.30</b>	25683,293	0,02179	2388,2513	15.30	0,01532	<0,1 ok
<b>12.24</b>	29463,171	0,01936	2555,4376	12.24	0,01824	<0,1 ok
<b>9.18</b>	33243,049	0,01610	2703,9339	9.18	0,02156	<0,1 ok
<b>6.12</b>	37152,452	0,01148	2810,3252	6.12	0,02481	<0,1 ok
<b>3.06</b>	41061,854	0,00527	2854,2776	3.06	0,02481	<0,1 ok



#### IV.8. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :

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'RPA99 v2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant 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.

##### Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 46300,458$  kN (ELS « G+Q »).

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 8700,905$  kN (ELS « G+Q »).

$P_{voiles} / P_{Tot} = 18,79 \% < 20\%$ .

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

##### • Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques :

###### ➤ Sens-x :

**Tableau IV.10 :** Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.

Etage	$V_{Tot}$ (kN)	$V_{port}$ (kN)	$V_{Tot}$ (%)	$V_{port}$ (%)	Condit	Vérif
10 <sup>ème</sup>	739,03	712,646	100	96,43	>25%	Ok
9 <sup>ème</sup>	1275,605	847,155	100	66,41	>25%	Ok
8 <sup>ème</sup>	1693,115	930,749	100	54,97	>25%	Ok
7 <sup>ème</sup>	2038,85	989,369	100	48,53	>25%	Ok
6 <sup>ème</sup>	2341,403	973,377	100	41,57	>25%	Ok
5 <sup>ème</sup>	2605,51	1279,306	100	49,10	>25%	Ok
4 <sup>ème</sup>	2831,602	1139,064	100	40,23	>25%	Ok
3 <sup>ème</sup>	3026,641	1294,73	100	42,78	>25%	Ok
2 <sup>ème</sup>	3194,052	1073,567	100	33,61	>25%	Ok
1 <sup>er</sup>	3315,004	1034,63	100	31,21	>25%	Ok
RDC	3369,971	1261,45	100	37,43	>25%	Ok

➤ Sens-y :**Tableau IV.11 :** Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.

Etage	V <sub>Tot</sub> (kN)	V <sub>port</sub> (kN)	V <sub>Tot</sub> (%)	V <sub>port</sub> (%)	Condit	Vérif
10 <sup>ème</sup>	678,432	650,135	100	95,83	>25%	Ok
9 <sup>ème</sup>	1130,847	673,108	100	59,52	>25%	Ok
8 <sup>ème</sup>	1462,896	756,192	100	51,69	>25%	Ok
7 <sup>ème</sup>	1737,584	808,236	100	46,51	>25%	Ok
6 <sup>ème</sup>	1984,418	788,204	100	39,72	>25%	Ok
5 <sup>ème</sup>	2200,864	999,443	100	45,41	>25%	Ok
4 <sup>ème</sup>	2388,611	878,288	100	36,77	>25%	Ok
3 <sup>ème</sup>	2555,437	983,699	100	38,49	>25%	Ok
2 <sup>ème</sup>	2704,518	818,54	100	30,27	>25%	Ok
1 <sup>er</sup>	2809,897	776,644	100	27,65	>25%	Ok
RDC	2854,277	875,806	100	30,68	>25%	Ok

**Conclusion :**

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

***CHAPITRE 5 :***  
***ETUDE THERMIQUE***

### V.1. INTRODUCTION :

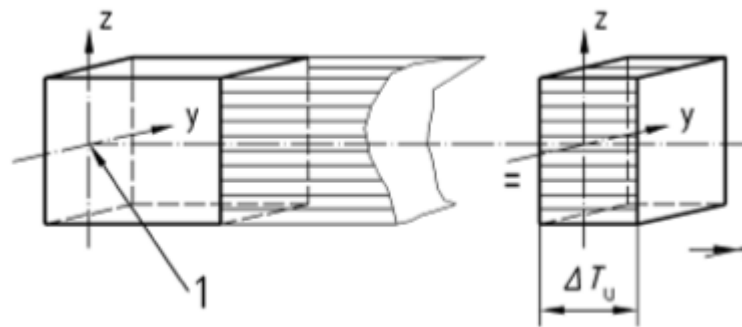
La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers ; une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Pour les ouvrages dont les dimensions en plan dépassent les 25m, il y a lieu de prendre en considération les effets thermiques dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation.

L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres. Ces efforts normaux seront de traction dans le cas de la dilatation (température élevée), et de la compression dans le cas de raccourcissement (le froid). Par conséquent, les poutres seront sollicitées à la flexion composée.

$\Delta T > 0 \Rightarrow \sigma > 0$  .....Allongement, traction.

$\Delta T < 0 \Rightarrow \sigma < 0$  ..... Raccourcissement, compression.



**Figure V.1:** Une composante de température uniforme  $\Delta T_u$ .

« D'après le **CBA 93 art A.3.1.3** » : La variation de la température change selon les régions :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et -15° C.
- Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et - 20° C.
- Pour l'extrême Sud : + 50° C et - 30° C

« D'après le **CBA 93 art B.5.1** » : La distance maximale du bâtiment sans joints de dilatation est :

- 30 m dans les Wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMENEN qui rentrent dans la catégorie suivante.
- 25 m dans les autres Wilayas du Tell, des hauts plateaux et de l'Atlas Saharien
- 20 m dans le moyen Sud et l'extrême Sud.

Quand ces distances limites sont dépassées, on tient compte dans les calculs des effets du retrait et des variations de température extérieure à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets.

On admet cependant qu'un léger dépassement des limites précédentes permet de ne prendre en compte qu'une fraction des effets du retrait et des variations de température. Si  $L_{max}$  est la distance maximale entre joints autorisée et "l" la distance entre joints prévue au projet et si  $S_r + t$  représente l'une des sollicitations provoquées dans la construction projetée par le retrait et la température, on admet de ne conserver que la fraction de, définie ci-après, de cette sollicitation :

- Si  $L < L_{max}$  :  $\alpha = 0$
- Si  $L_{max} < L \leq 1.25 L_{max}$  :  $\alpha = 4 \times (L/L_{max} - 1)$
- Si  $L > L_{max}$  :  $\alpha = 1$

D'après « le **CBA93** » la température de référence lors de coulage varie entre  $+10^\circ\text{C}$  et  $+25^\circ\text{C}$

On utilise le module différé à 28 jours :  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  Mpa  $\longrightarrow E_{i28} = 10818,86$  Mpa.

## V.2. CALCUL DE L'EFFET DE LA TEMPERATURE :

### 2.1 Application :

$L = 30,1$  m

Le bâtiment est implantée à Blida donc :  $L_{max} = 25$ m

- Alors on est dans le cas où :  $L_{max} < L \leq 1.25 L_{max}$  :  $\alpha = 4 \times (L/L_{max} - 1)$

$\rightarrow \alpha = 0,816$

La variation de la température est entre  $45^\circ\text{C}$  et  $-20^\circ\text{C}$

$T_{ref} = 20^\circ\text{C}$

$\Delta T = T_{max} - T_{ref} = 45 - 20 = 25^\circ\text{C}$

Donc la variation retenue est :

$T = \alpha \times \Delta T = 0,816 \times 25 = 20,4$

### 2.2 L'introduction des chargements dans l'ETABS (version 2016) :

**Nota :** le calcul se fait uniquement sur les poutres de l'extérieure dont le sens de la longueur dépasse les 25 mètres ; et toutes les poutres de la terrasse qui ont la longueur qui dépasse les 25 mètres.

La sollicitation de calcul selon le **CBA93 (art c.2.1)** a l'ELUT :

$1.35G + 1.5Q + 0.8T$

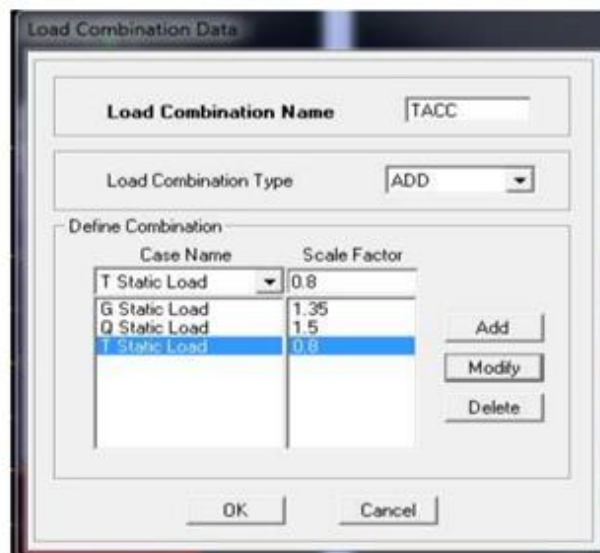
➤ Etapes :

Introduire de la température dans le logiciel : (Define static load).

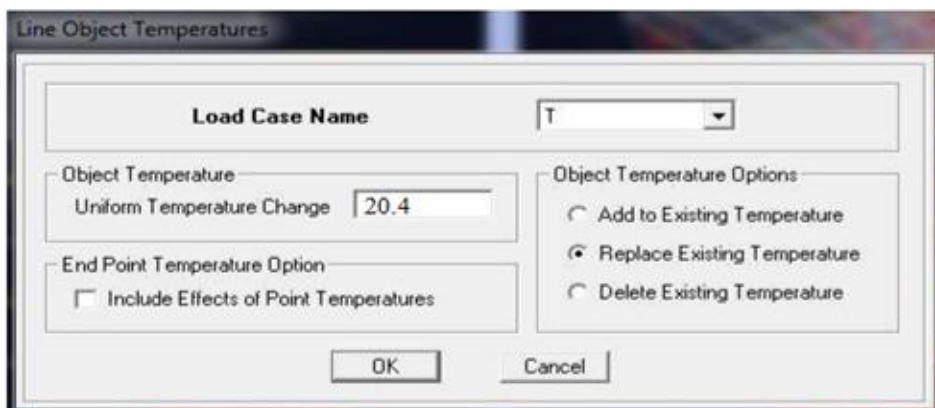


**Figure V.2 :** Introduire de la température dans ETAPS v.16.

Introduire la combinaison : (définie load combinations).



**Figure V.3 :** Introduire la combinaison 1.35G+1.5Q+0.8T dans ETAPS v.16.



**Figure V.4 :** Introduire de chargement dans ETAPS v.16

**V.3. LES RESULTATS DE CALCUL :**

Les poutres exposées à la température sont sollicitées à la flexion composée par des moments de flexion et des efforts de traction.

**a. Situation durable 1,35G+1,5Q+0,8T**

( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.1 :** Ferrailage des poutres porteuses.

Poutre de plancher	Section	$M^{\max}$	$N^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
Terrasse	30x40	55,863	629,918	Travée	0	0	6.00
		-53,613	630,049	Appuis	0	0	6.00
Etage courant	30x40	37,773	1672,016	Travée	3,1	0	6.00
		-58,521	0,483	Appuis	4,8	0	6.00

( $N^{\max, \min}$ , et  $M^{\text{corr}}$ ) :

Poutre de plancher	Section	$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
		$N^{\min}$					
Terrasse	30x40	1680,71	6,50	Travée	0,34	0	6.00
		2,63	-28,16	Appuis	2,28	0	6.00
Etage courant	30x40	1683,65	1,29	Travée	0	0	6.00
		1,47	4,57	Travée	0,38	0	6.00

**b. Situation accidentelle : G+Q+E**

( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.2 :** Ferrailage des poutres porteuses.

Poutre de plancher	Section	$M_{\max}$	$N^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
Terrasse	30x40	64,159	3,563	Travée	4,55	0	6.00
		94,91	-3,25	Appuis	6,77	0	6.00
Etage courant	30x40	103,28	2,29	Travée	7,48	0	6.00
		130,77	-1,33	Appuis	9,61	0	6.00

( $N^{\max, \min}$ , et  $M^{\text{corr}}$ ) :

Poutre de plancher	Section	$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
		$N^{\min}$					
Terrasse	30x40	838,23	-10,99	Appuis	0	0	6.00
		6,81	-15,34	Appuis	1,14	0	6.00
Etage courant	30x40	807,48	-2,23	Appuis	0	0	6.00
		5,34	15,40	Travée	1,12	0	6.00

**c. Situation accidentelle : 0,8G+E**

( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.3 :** Ferrailage des poutres porteuses.

Poutre de plancher	Section	$M_{\max}$	$N^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
Terrasse	30x40	64,65	3,59	Travée	4,59	0	6.00
		-84,64	-3,23	Appuis	5,99	0	6.00
Etage courant	30x40	105,97	2,28	Travée	7,69	0	6.00
		-120,57	-1,77	Appuis	8.79	0	6.00

( $N^{\max, \min}$ , et  $M^{\text{corr}}$ ) :

Poutre de plancher	Section	$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
		$N^{\min}$					
Terrasse	30x40	-683,73	-10,01	Appuis	0	0	6.00
		6,88	-5,93	Appuis	0,49	0	6.00
Etage courant	30x40	-653,97	-2,17	Appuis	0	0	6.00
		5,11	19,34	Travée	1,93	0	6.00

**Conclusion :**

En comparant les sections d'armatures données par les tableaux ci-dessus, on peut déduire que l'effet de la température sur la structure est négligeable.



***CHAPITRE 6 :***

***FERRAILLAGE DES  
ELEMENTS RESISTANTS***

**VI. 1. INTRODUCTION :**

Le présent chapitre consiste à calculer le ferraillage des éléments résistants de notre structure étudiés et de vérifiés leurs résistances vis-à-vis des différentes sollicitations. Dans notre cas c'est éléments sont :

- ✓ Poteaux
- ✓ Poutres
- ✓ Voiles

**VI. 2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :**

**VI. 2. 1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée ( $M, N$ ) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " $N$ " par rapport aux axes de symétries, et à un moment fléchissant " $M$ " dans le sens longitudinal et transversal (due à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

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

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	14,17	1	400	400

**VI. 2.2. Combinaisons d'actions :**

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

**a- Combinaisons selon le BAEL 91 :**

Situation durable :

$$ELU : 1,35G+1,5Q$$

$$ELS : G+Q$$

**b- Combinaisons selon RPA99 :**

Situation accidentelle :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

**Avec :**

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{\max}, M_{corr}$ )

2- Moment maximum et l'effort correspondant ( $M_{\max}, N_{corr}$ )

3- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N_{\min}, M_{corr}$ )

### **VI. 2.3. Recommandations selon RPA 99 :**

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9 \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

**Avec :**

$A_s$  : La section d'acier.

B : Section du béton [cm<sup>2</sup>].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 50Ø en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

### **VI. 2.4. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux :**

Les résultats des efforts sont donnés par le logiciel **ETABS**.

#### **❖ Représentation des résultats :**

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

N.B : Le logiciel de SOCOTEC et utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

1. situation durable :

- Combinaison : ELU=1,35G+1,5Q

1. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.2 :** Ferraillages des poteaux situation durable ( $N^{\max}$  ;  $M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN .m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	1975,77	-8,44	SEC	0	0	24,75
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	1590,391	21,472	SEC	0	0	20,25
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	1224,017	22,841	SEC	0	0	16,2
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	870,884	22,106	SEC	0	0	12,6
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	354,969	26,876	SEC	0	0	12,6

2. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

**Tableau VI.3 :** Ferraillages des poteaux situation durable ( $M^{\max}$  ;  $N^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$M^{\max}$ (kN .m)	$N^{\text{corr}}$ (kN)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	27,945	1742,158	SEC	0	0	24,75
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	31,44	1296,163	SEC	0	0	20,25
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	34,219	958,058	SEC	0	0	16,2
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	33,567	478,409	SEC	0	0	12,6
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	40,47	184,093	SPC	0,63	0	12,6

3. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.4 :** Ferraillages des poteaux situation durable ( $N^{\min}$  ;  $M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN .m)	Sollicitation	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	864,885	15,287	SEC	0	0	24,75
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	662,16	12,265	SEC	0	0	20,25
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	471,59	21,866	SEC	0	0	16,2
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	217,928	21,084	SEC	0	0	12,6
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	54,519	31,966	SPC	1,74	0	12,6

2. situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q±E

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.5 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ;  $M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN .m)	Sollicitation	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $cm^2$ )
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	1698,089	56,336	SEC	0	0	24,75
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	1376,382	31,68	SEC	0	0	20,25
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	1052,479	27,979	SEC	0	0	16,2
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	738,925	23,133	SEC	0	0	12,6
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	309,92	26,984	SEC	0	0	12,6

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.6 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$  ;  $M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$M^{\max}$ (kN .m)	$N^{\text{corr}}$ (kN)	Sollicitation	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $cm^2$ )
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	77,435	677,758	SEC	0	0	24,75
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	101,839	514,814	SEC	0	0	20,25
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	104,563	380,019	SPC	1.86	0	16,2
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	86,295	260,452	SPC	2,97	0	12,6
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	81,903	70,642	SPC	4.90	0	12,6

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.7 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$  ;  $M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN .m)	Sollicitation	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $cm^2$ )
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	157,119	19,036	SEC	0	0	24,75
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	123,123	41,306	SPC	0.62	0	20,25
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	120,126	46,561	SPC	1.27	0	16,2
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	91,632	34,452	SPC	1.18	0	12,6
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	30,529	25,288	SPC	1.33	0	12,6

• Combinaison : 0,8G±E :

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.8** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ;  $M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN .m)	Sollicitation	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $cm^2$ )
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	1378,815	61,211	SEC	0	0	24,75
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	1135,402	55,082	SEC	0	0	20,25
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	845,913	53,018	SEC	0	0	16,2
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	566,574	45,143	SEC	0	0	12,6
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	243,958	23,731	SEC	0	0	12,6

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.9** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$  ;  $N^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$M^{\max}$ (kN .m)	$N^{\text{corr}}$ (kN)	Sollicitation	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $cm^2$ )
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	75,359	435,622	SEC	0	0	24,75
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	98,213	276,908	SPC	1,89	0	20,25
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	99,996	206,07	SPC	3,63	0	16,2
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	83,459	105,503	SPC	4,60	0	12,6
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	77,683	35,926	SPC	5.02	0	12,6

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.10** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ;  $M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN .m)	Sollicitation	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $cm^2$ )
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	-97,243	18,196	SET	2,14	0	24,75
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	-94,28	26,288	SPC	2.65	0	20,25
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	-52,787	36,703	SPC	1,52	0	16,2
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	4,47	35,518	SPC	2.5	0	12,6
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	5,12	23,522	SPC	1,54	0	12,6

**VI.2.5. Choix des armatures :**

**Tableau VI.11 :** Choix des armatures des poteaux.

Etages	Sections	$A_S^{cal}$	$A_S^{min}$	$A_S^{max}$	$A_S^{max}$	Choix des armatures	$A_S^{adopté}$
	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(Z.C) (cm <sup>2</sup> )	(Z.R) (cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	2,14	24,75	110	165	4T20+8T16	28,65
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	2,65	20,25	90	135	12T16	24.13
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	3,63	16,2	72	108	12T16	24.13
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	4,60	12,6	56	84	12T14	18.47
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	5,02	12,6	56	84	12T14	18.47

**VI.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes admissibles sont données par :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

• Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

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

Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

**Avec :**

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=201.63$  MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**a. ( $N^{ser}_{max}$  ;  $M^{ser}_{cor}$ )**

**Tableau VI.12 :** Vérification des contraintes des poteaux

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}$ (kN)	$M_{ser}$ (kN.m)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	1438,235	6,127	SEC	70.2	201.63	4.7	15	Ok
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	1157,713	15,575	SEC	74,5	201.63	5,04	15	Ok
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	891,118	16,572	SEC	72.8	201.63	4.97	15	Ok
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	634,253	16,04	SEC	72.1	201.63	4.98	15	Ok
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	259,108	19,501	SEC	41.8	201.63	3.01	15	Ok

**b. ( $M_{ser}^{max}$  ;  $N_{ser}^{cor}$ )**

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M_{ser}$ (kN.m)	$N_{ser}$ (kN)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	20,566	1205,93	SEC	64.8	201.63	4.39	15	Ok
2 <sup>ème</sup> - 3 <sup>ème</sup>	50x45	22,801	943,957	SEC	65.9	201.63	4.5	15	Ok
4 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	45x40	24,819	697,88	SEC	64.9	201.63	4.49	15	Ok
6 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	40x35	24,357	348,951	SEC	54.5	201.63	3.91	15	Ok
9 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	40x35	29,397	134,899	SPC	44.3	201.63	3.43	15	Ok

**c. ( $N_{ser}^{min}$  ;  $M_{ser}^{cor}$ ) :**

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}$ (kN)	$M_{ser}$ (kN.m)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	632,13	11,08	SEC	34.1	201.63	2.31	15	Ok
2 <sup>ème</sup> - 3 <sup>ème</sup>	50x45	483,80	13,97	SEC	34.9	201.63	2.39	15	Ok
4 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	45x40	344,504	15,85	SEC	34.4	201.63	2.4	15	Ok
6 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	40x35	159,223	15,297	SPC	29	201.63	2.11	15	Ok
9 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	40x35	39,887	23,245	SPC	56.4	201.63	2.49	15	Ok

**VI.2.7. Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant :**

**VI.2.7.1. Vérification de la Contrainte de Cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.



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

**\* Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

**\* Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

**Avec :**

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau } \left( \lambda = \frac{L_f}{i} \right)$$

*i* : Rayon de giration.

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

*B* : Section du poteau.

*L<sub>f</sub>*: Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.13 :** Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>u</sub> RPA (MPa)	τ <sub>u</sub> BAEL (MPa)	Vérification
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	19,16	0,077	14,84	0,075	1,875	2,50	Ok
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	21,64	0,107	16,49	0,075	1,875	2,50	Ok
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	23,38	0,144	18,55	0,075	1,875	2,50	Ok
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	22,19	0,176	21,20	0,075	1,875	2,50	Ok
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	28,92	0,229	21,20	0,075	1,875	2,50	Ok

**❖ Ferrailage transversale des poteaux :**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

\* Selon BAEL91 modifié 99 :

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

Avec :

- A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.
- Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.
- Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

\* Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.
- S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.
- T<sub>u</sub> : Effort tranchant à l'ELU.
- f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- ρ<sub>a</sub>=2,5.....si λ<sub>g</sub> ≥ 5
- ρ<sub>a</sub>=3,75.....si λ<sub>g</sub> < 5

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

S<sub>t</sub> ≤ 10cm.....Zone nodale (zone III).

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

Ø<sub>l</sub> : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

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

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L<sub>f</sub> : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales f<sub>c</sub>=400MPa (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau VI.14 :** Espacements maximums des poteaux selon R.P.A.99.

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	4T20+8T16	20	10	20
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	12T16	16	10	15
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	12T16	16	10	15
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	12T14	14	10	14
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	12T14	14	10	14

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.15 :** Choix des armatures transversales des poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC - 1 <sup>er</sup>	55x50	2,14	3,89	3,75	19,16	N	10	0,587	4T8	2,01
						C	20	1,17	4T8	2,01
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	2,14	4,28	3,75	21,64	N	10	0,662	4T8	2,01
						C	15	0,994	4T8	2,01
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	2,14	4,76	3,75	23,38	N	10	0,716	4T8	2,01
						C	15	1,074	4T8	2,01
6 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup>	40x35	2,14	5,36	2,50	22,19	N	10	0,453	4T8	2,01
						C	14	0,634	4T8	2,01
9 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	2,14	5,36	2,50	28,92	N	10	0,59	4T8	2,01
						C	14	0,826	4T8	2,01

**Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub>=50Ø<sub>l</sub> en zone III.

Pour :

T20..... $L_r=100$  cm.

T16..... $L_r=80$  cm.

T14..... $L_r=70$  cm.

**VI.2.8. Ferraillage des Poteaux du Sous-Sol :**

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage 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 considéré ( $B_r=(a-2)(b-2)$ )  $cm^2$
- $\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & si \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & si 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ ).
- $I$  : 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  $L_f=0,7l_0$ .

**a. Calcul de l'effort normal pondéré**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de :  $N_{u(RDC)}=1975,77$  KN

- ❖ Plancher sous-sol .....  $6,33 \times 15,15 = 95,89$  KN
- ❖ Poids de la poutre porteuse... .....  $(4,15-0,25)(0,4-0,15) 0,3 \times 25 = 7,31$  KN
- ❖ Poids de la poutre non porteuse .....  $(3,35-0,3)(0,3-0,15) 0,25 \times 25 = 2,86$  KN
- ❖ Poids du poteau .....  $(3,06-0,4) 0,55 \times 0,5 \times 25 = 18,28$ KN

**G = 124,34KN**

- Surcharge d'exploitation :  **$Q_{RDC}=5 \times 15,15 = 75,75$  kN**

$N_{u(ss)} = 1,35 \times 124,34 + 1,5 \times 75,75 = 281,48$  KN

$\Rightarrow N_{u(totale)} = 1975,77 + 281,48 = 2257,25$  KN

## b. Calcul du ferrailage :

$$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}}$$

$$I_{min} = \frac{55 \times 50^3}{12} = 572916,67 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{572916,67}{2750}} = 14,43$$

$$\bullet \quad \lambda = \frac{0,7 \times 3,06 \cdot 10^2}{14,43} = 14,84 < 50$$

$$\bullet \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,820$$

$$B_r = (55-2)(50-2) = 2544 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{2257,25 \times 10^3}{0,820} - \frac{2544 \times 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -56,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$A_s^{\min} = 0,9 \times B$  selon RPA99 version 2003

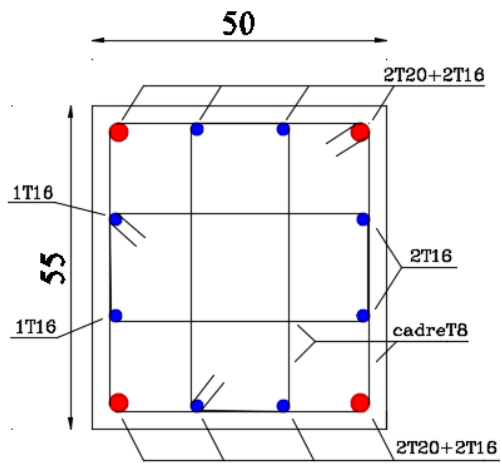
$$A_s = A_s^{\min} = 24,75 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

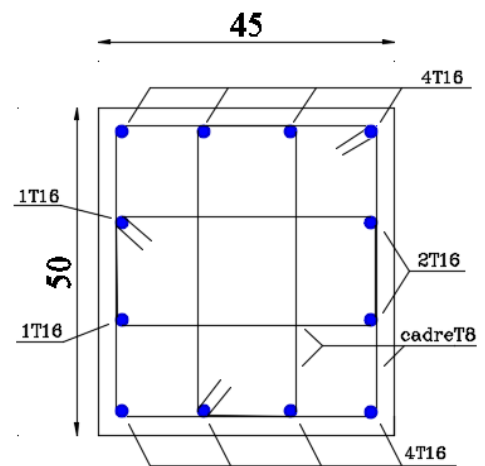
Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

**Tableau VI.16 :** Ferrailage des poteaux du sous-sol.

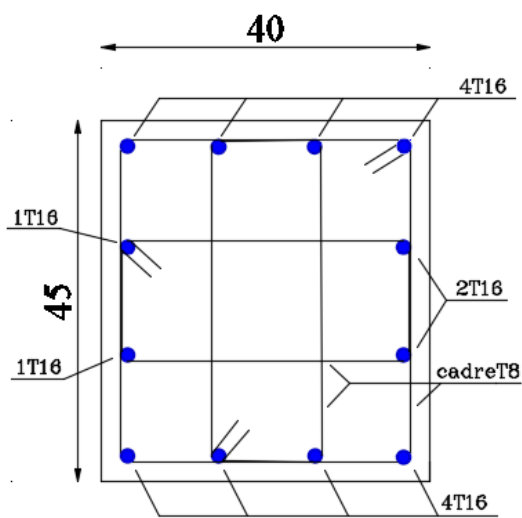
Type du poteau	Section	Chois	$A_s^{\text{adopté}}$
	cm2		cm2
Poteau de S.S.	55x50	4T20 +8T16	28.65



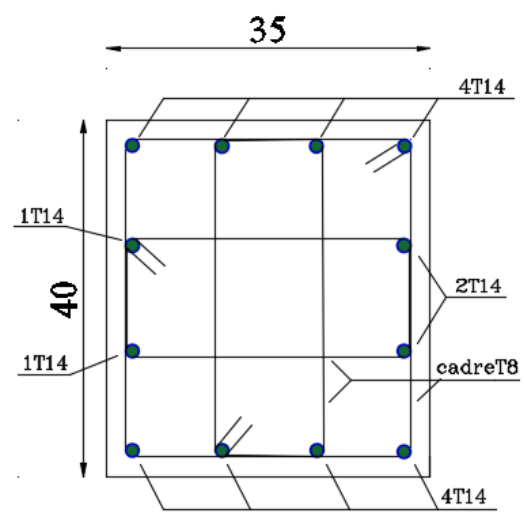
Poteau (s sol – rdc – 1<sup>er</sup>)



Poteau ( 2<sup>eme</sup> – 3<sup>eme</sup> )



Poteau (4<sup>eme</sup> – 5<sup>eme</sup>)



Poteau (6<sup>eme</sup> -10<sup>eme</sup>)

**Figure VI.1** : Schéma de ferrailage des poteaux.

**VI.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :****VI.3.1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de flexion simple (voir annexe).

**VI.3.2. Les Combinaisons de Charges :**

En fonction du type de sollicitation tous en tenant compte de l'effet de température, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 " :
  - E.L.U :  $1.35 G + 1.5 Q + 0,8 T$
  - E.L.S:  $G + Q + 0,6T$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 " :
  - $0.8 G \pm E$
  - $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

**VI.3.3. Recommandations des règlements :**

Selon " RPA 99 version 2003 " Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

➤  $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$  Au niveau de la zone courante.

➤  $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$  Au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  (zone III).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- La quantité d'armatures "  $A_t$  ", est donnée par :  $A_t = 0.003 St. L$

L : longueur de la poutre.

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

- $S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4}; 12\varphi \right]$  (Zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$  (Zone courante).

h : hauteur de la poutre.

$\varphi$  : Le plus grand diamètre d'acier.

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

➤ Situation durable :

- Béton :  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14.2$  MPa.
- Acier :  $\gamma_s = 1.15$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 348$  MPa.

➤ Situation accidentelle :

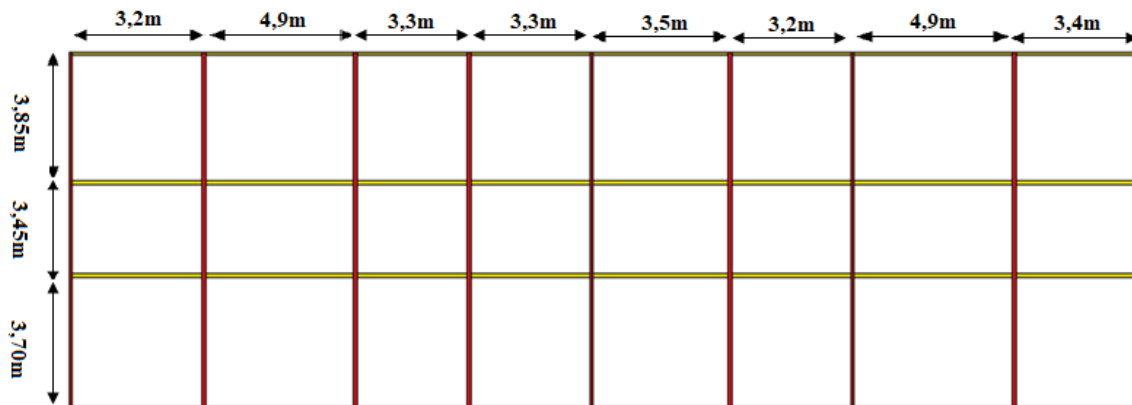
- Béton :  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 18.48$  MPa.
- Acier :  $\gamma_s = 1$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 400$  MPa.

**VI.3.4. Calcul du ferraillage :**

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETAPS V16.

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre porteuse 30x40 (cm<sup>2</sup>)
- Poutre non porteuse 25x30 (cm<sup>2</sup>)



**Figure VI.2 :** Disposition des poutres.



- ❖ Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

**1.1. Poutre porteuse (30x40) travailler en flexion composée.**

**a. Situation durable 1,35G+1,5Q+0,8T**

( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

**Tableau VI.17 :** Ferrailage des poutres porteuses situation durable 1,35G+1,5Q+0,8T.

Poutre de plancher	Section	$M^{\max}$	$N^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
Terrasse	30x40	55,863	-629,918	Travée	0	0	6.00
		-53,613	-630,049	Appuis	0	0	6.00
Etage courant	30x40	37,773	-1672,016	Travée	3,1	0	6.00
		-58,521	-0,483	Appuis	4,8	0	6.00

( $N^{\max, \min}$ , et  $M^{\text{corr}}$ )

Poutre de plancher	Section	$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
		$N^{\min}$					
Terrasse	30x40	-1680,71	6,50	Travée	0,34	0	6.00
		2,63	-28,16	Appuis	2,28	0	6.00
Etage courant	30x40	-1683,65	1,29	Travée	0	0	6.00
		1,47	4,57	Travée	0,38	0	6.00

**b. Situation accidentelle : G+Q+E**

( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

**Tableau VI.18 :** Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle G+Q+E.

Poutre de plancher	Section	$M_{\max}$	$N^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
Terrasse	30x40	64,159	3,563	Travée	4,55	0	6.00
		-94,91	-3,25	Appuis	6,77	0	6.00
Etage courant	30x40	103,28	2,29	Travée	7,48	0	6.00
		-130,77	-1,33	Appuis	9,61	0	6.00

( $N^{\max, \min}$ , et  $M^{\text{corr}}$ )

Poutre de plancher	Section	$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
		$N^{\min}$					
Terrasse	30x40	-838,23	-10,99	Appuis	0	0	6.00
		6,81	-15,34	Appuis	1,14	0	6.00
Etage courant	30x40	-807,48	-2,23	Appuis	0	0	6.00
		5,34	15,40	Travée	1,12	0	6.00

c. Situation accidentelle : 0,8G+E

( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

**Tableau VI.19 :** Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle : 0,8G+E

Poutre de plancher	Section	$M^{\max}$	$N^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
Terrasse	30x40	64,65	3,59	Travée	4,59	0	6.00
		-84,64	-3,23	Appuis	5,99	0	6.00
Etage courant	30x40	105,97	2,28	Travée	7,69	0	6.00
		-120,57	-1,77	Appuis	8,79	0	6.00

( $N^{\max, \min}$ , et  $M^{\text{corr}}$ )

Poutre de plancher	Section	$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
		$N^{\min}$					
Terrasse	30x40	-683,73	-10,01	Appuis	0	0	6.00
		6,88	-5,93	Appuis	0,49	0	6.00
Etage courant	30x40	-653,97	-2,17	Appuis	0	0	6.00
		5,11	19,34	Travée	1,93	0	6.00

**1.2. Poutre porteuse (30x40) travailler en flexion simple.**

a. Situation durable 1,35G+1,5Q

**Tableau VI.20 :** Ferrailage des poutres porteuses situation durable 1,35G+1,5Q.

Poutres du plancher	Section ( $\text{cm}^2$ )	Position	$M^{\max}$ (kN.m)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s'$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
<b>Etage courant</b>	30x40	Travée	49,15	4,00	0	6.00
		Appuis	-61,55	5,08	0	6.00

**b. Situation accidentelle : G+Q+E**

**Tableau VI.21 :** Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle G+Q+E.

Poutres du plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>Etage courant</b>	30x40	Travée	66,78	4,7	0	6.00
		Appuis	-96,79	6,95	0	6.00

**c. Situation accidentelle : 0,8G+E**

**Tableau VI.22 :** Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle 0,8G+E

Poutres du plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>Etage courant</b>	30x40	Travée	66,91	4,71	0	6.00
		Appuis	-87,78	6,27	0	6.00

➤ **Choix des armatures :**

**Tableau VI.23 :** Choix des armatures pour les poutres porteuses.

Poutres du plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>Terrasse</b>	30x40	Travée	48	72	6.00	4,59	3T14+3T12	8.01
		Appuis				6,77	3T14+3T12	8.01
<b>Etages courants</b>	30x40	Travée	48	72	6.00	7,69	3T14+3T12	8.01
		Appuis				9,61	3T16+3T14	10.65

**2.1. Poutre non porteuse (25x30) travailler en flexion composée.**

**a. Situation durable : 1,35 G+1,5Q+0,8T**

(M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>)

**Tableau VI.24:** Ferrailage des poutres non porteuses situation durable 1,35 G+1,5Q+0,8T

Poutre de plancher	Section	M <sub>max</sub>	N <sup>corr</sup>	Position	A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub> '	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	25x30	8,75	-393,85	Travée	0	0	3,75
		-14,70	-392,34	Appuis	0	0	3,75
Etage courant	25x30	7,96	-1045,03	Travée	0,77	0	3,75
		-13,01	-1045,12	Appuis	1,41	0	3,75

( $N^{\max, \min}$ , et  $M^{\text{corr}}$ )

Poutre de plancher	Section	$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
		$N^{\min}$					
Terrasse	25x30	-1047,78	-0,35	Appuis	0	0	3,75
		-390,93	-0,31	Appuis	0	0	3,75
Etage courant	25x30	-1051,45	-0,034	Appuis	0	0	3,75
		-1036,35	-0,116	Appuis	0	0	3,75

b. Situation accidentelle : G+Q+E

( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

**Tableau VI.25 :** Ferraillage des poutres non porteuses situation accidentelle G+Q+E.

Poutre de plancher	Section	$M_{\max}$	$N^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
Terrasse	25x30	33,81	-480,04	Travée	0	0	3,75
		-49,18	-485,09	Appuis	0	0	3,75
Etage courant	25x30	42,82	-482,09	Travée	0	0	3,75
		-60,08	-483,28	Appuis	1,4	0	3,75

( $N^{\max, \min}$ , et  $M^{\text{corr}}$ )

Poutre de plancher	Section	$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
		$N^{\min}$					
Terrasse	25x30	-521,17	-1,24	Appuis	0	0	3,75
		6,57	-0,19	Appuis	0.1	0	3,75
Etage courant	25x30	-519,54	-2,61	Appuis	0	0	3,75
		-450,25	2,14	Travée	0	0	3,75

c. Situation accidentelle : 0,8G+E

( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

**Tableau VI.26 :** Ferraillage des poutres non porteuses situation accidentelle 0,8G+E

Poutre de plancher	Section	$M_{\max}$	$N^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
Terrasse	25x30	35,86	-383,52	Travée	0	0	3,75
		-47,13	-388,57	Appuis	0,4	0	3,75
Etage courant	25x30	44,85	-385,52	Travée	0,14	0	3,75
		-57,8	-386,76	Appuis	1,84	0	3,75

( $N^{\max, \min}$ , et  $M^{\text{corr}}$ )

Poutre de plancher	Section	$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	Position	$A_s$	$A_s'$	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
		$N^{\min}$					
Terrasse	25x30	-423,98	-1,02	Appuis	0	0	3,75
		6,10	-0,14	Appuis	0.09	0.06	3,75
Etage courant	25x30	-421,93	-2,61	Appuis	0	0	3,75
		-353,15	2,14	Travée	0	0	3,75

2.2. Poutre non porteuse (25x30) travailler en flexion simple.

a. Situation durable 1,35G+1,5Q

**Tableau VI.27 :** Ferrailage des poutres non porteuses situation durable 1,35G+1,5Q

Poutres du plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{\max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Etage courant</b>	25x30	Travée	8,84	0,96	0	3,75
		Appuis	-19,88	2,21	0	3,75

b. Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau VI.28 :** Ferrailage des poutres non porteuses situation accidentelle G+Q+E.

Poutres du plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{\max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Etage courant</b>	25x30	Travée	31,87	3,08	0	3,75
		Appuis	-43,58	4,29	0	3,75

c. Situation accidentelle : 0,8G+E

**Tableau VI.29 :** Ferrailage des poutres non porteuses situation accidentelle 0,8G+E

Poutres du plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{\max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Etage courant</b>	25x30	Travée	31,54	3,05	0	3,75
		Appuis	-40,4	3,96	0	3,75

➤ **Choix des armatures :**

**Tableau VI.30 :** Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

Poutres du plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{max}$ (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Terrasse</b>	25x30	Travée	30	45	3,75	0	6T12	6,79
		Appuis				0,4	6T12	6,79
<b>Etages courants</b>	25x30	Travée	30	45	3,75	3,08	6T12	6,79
		Appuis				4,29	6T12	6,79

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**Tableau VI.31 :** Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
PP (30*40)	10,65	1,30	Vérifiée
PNP (25*30)	6,79	0,81	Vérifiée

❖ **Vérification de 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 "BAEL 91 Modifié 99" :

**Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

**Acier :**

Peu nuisible : Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6.MPa \end{cases}$$

a) Poutre porteuse (30x 40) :

**Tableau VI.32 :** Vérification des poutres porteuses à l'ELS (G+Q+0.6T).

Poutres du plancher	Position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	N <sub>ser</sub> (KN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
<b>Terrasse</b>	Travée	40,80	472,44	8,01	9,10	15	7,54	201.63	Vérifiée
	Appuis	-39,20	472,53	8,01	8,89		4,76		Vérifiée
<b>Etages courants</b>	Travée	27,63	1244,36	8,01	14,7	15	84,7	201.63	Vérifiée
	Appuis	-42,48	0,36	10,65	5,83		124,8		Vérifiée

**Tableau VI.33 :** Vérification des poutres porteuses à l'ELS (G+Q).

Poutres du plancher	Position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
<b>Etages courants</b>	Travée	35,65	8,01	5,36	15	137,2	201.63	Vérifiée
	Appuis	-44,70	10,65	6,13		131,5		Vérifiée

b) - Sens non porteuse :

**Tableau VI.34 :** Vérification des poutres non porteuses à l'ELS (G+Q+0.6T)..

Poutres du plancher	Position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	N <sub>ser</sub> (KN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
<b>Terrasse</b>	Travée	6,38	295,39	6,79	6	15	27,5	201.63	Vérifiée
	Appuis	-10,70	294,29	6,79	7,28		10,9		Vérifiée
<b>Etages courants</b>	Travée	5,86	777,74	6,79	13,2	15	98	201.63	Vérifiée
	Appuis	-10,23	777,89	6,79	14,2		88		Vérifiée

**Tableau VI.35 :** Vérification des poutres non porteuses à l'ELS (G+Q).

Poutres du plancher	Position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
<b>Etages courants</b>	Travée	6,42	6,79	1,96	15	40,7	201,63	Vérifiée
	Appuis	-14,45	6,79	4,4		91,6		Vérifiée

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

**Avec :**

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable).

**Tableau VI.36 :** Vérification de la contrainte de cisaillement (1.35G+1.5Q+0.8T).

Poutres du plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
<b>Terrasse</b>	PP (30x40)	83,30	0,77	2,5	OK
	PNP (25x30)	17,44	0,26	2,5	OK
<b>Etages courants</b>	PP (30x40)	68,40	0,63	2,5	OK
	PNP (25x30)	22,65	0,34	2,5	OK

**Tableau VI.37 :** Vérification de la contrainte de cisaillement (1.35G+1.5Q).

Poutres du plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
<b>Etages courants</b>	PP (30x40)	79,63	0,74	2,5	OK
	PNP (25x30)	19,03	0,28	2,5	OK



❖ Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 ( $f_e=400$  MPa).

Selon "BAEL 91 Modifié 99" :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Selon "RPA 99 version 2003" :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zoncourante} \end{cases} \quad \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$$

**Tableau VI.38** : Calcul des armatures transversales.

Section	Tu(kN)	τu(MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC		
PP(30x40)	83,30	0,77	36	10	20	10	20	2,4	4T10
PNP(25x30)	22,65	0,34	27	7,5	15	7	15	1,13	4T8

❖ Recouvrement des Armatures Longitudinales :

L<sub>r</sub> = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm ..... L<sub>r</sub>=100cm
- Ø=16mm ..... L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=14mm ..... L<sub>r</sub>=70cm

**VI.3.5. Vérification de la flèche SELON BAEL 99 :**

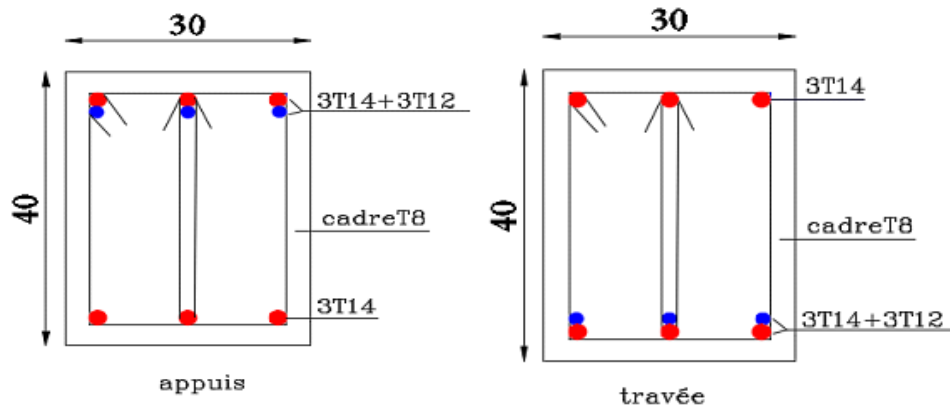
On doit vérifier que :  $f_{\text{max}} \leq \bar{f}$  Avec :  $\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$

**Remarque :**

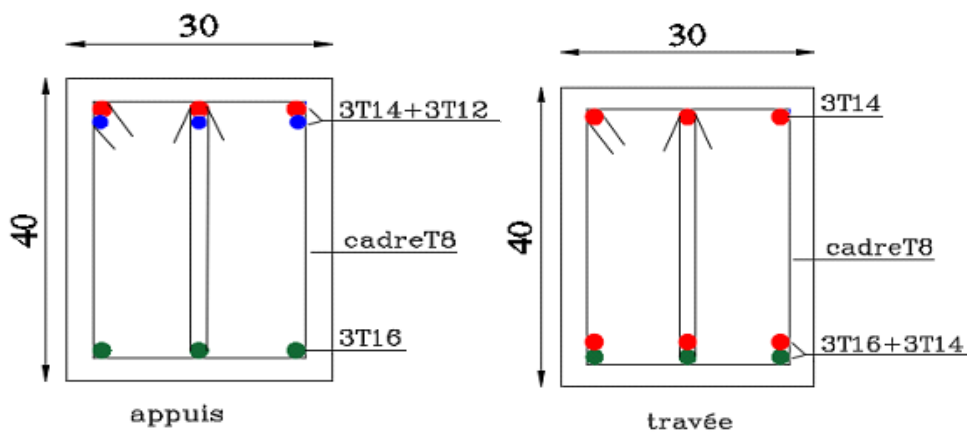
La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC

**Tableau VI.39 :** Vérification de la flèche des poutres.

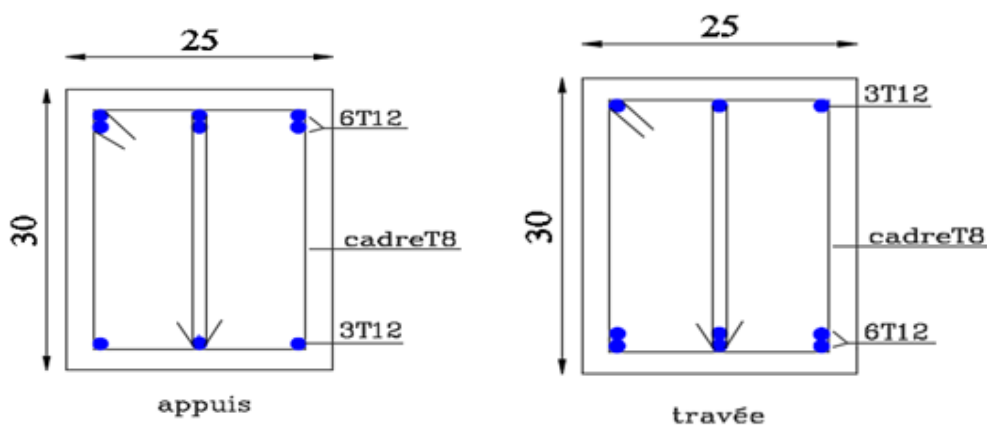
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	f (mm)	f <sup>add</sup> (mm)	Observation
10 <sup>ème</sup> -RDC	PP (30x40)	1,854	9,2	Vérifier
	PNP (25x35)	1,118	7,1	Vérifier



Poutre porteuse de terrasse



Poutre porteuse étage courant



Poutre non porteuse

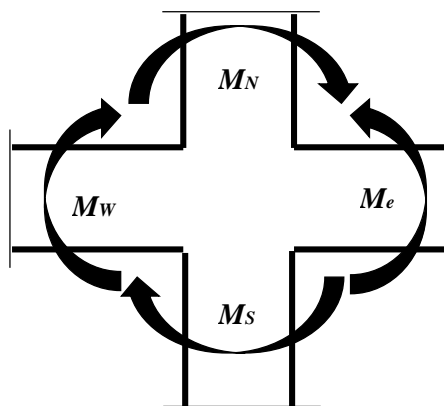
**Figure VI.3 :** Schéma de ferrailage des poutres.

**VI.3.6 Vérification des zones nodales :**

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de :1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$$



**Figure VI.4 :** Zone nodale.

**a. Détermination des moments résistants :**

Le moment résistant «  $M_r$  » d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s (f_e / \gamma_s) ; Z = 0,9 \times h$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants

**b. Détermination des moments résistants dans les Poteaux :**

**Tableau VI.40 :** Les moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section(cm)	Z(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
Rdc-1 <sup>er</sup>	55x50	49,5	28,65	493,52
2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup>	50x45	45	24,13	377,87
4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup>	45x40	40,5	24,13	340,09
6 <sup>eme</sup> -10 <sup>eme</sup>	40x35	36	18,47	231,39

**c. Détermination des moments résistants dans les Poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau suivant :

**Tableau VI.41 :** Les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Section	Z (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_r(\text{KN.m})$
Terrasse inaccessible	30x40	36	10,65	133,42
Etage courant	30x40	36	8,01	100,35

• **Vérification des zones nodales :**

Après avoir calculé les moments résistants dans les poteaux et les poutres, on va maintenant effectuer la vérification et celle-ci va être disposée sous forme de tableaux.

**Tableau VI.42 :** Vérification de la zone nodale dans les différents étages

Niveau	$M_n(\text{kN.m})$	$M_s(\text{kN.m})$	$M_n+M_s$	$M_w(\text{kN.m})$	$M_e(\text{kN.m})$	$1,25(M_w+M_e)$	Observation
RDC	493,52	493,52	987,04	100,35	100,35	250,87	Vérifier
1 <sup>er</sup>	377,87	493,52	871,39	100,35	100,35	250,87	Vérifier
2 <sup>eme</sup>	377,87	377,87	755,74	100,35	100,35	250,87	Vérifier
3 <sup>eme</sup>	340,09	377,87	717,96	100,35	100,35	250,87	Vérifier
4 <sup>eme</sup>	340,09	340,09	680,18	100,35	100,35	250,87	Vérifier
5 <sup>eme</sup>	231,39	340,09	571,48	100,35	100,35	250,87	Vérifier
6 <sup>eme</sup>	231,39	231,39	462,78	100,35	100,35	250,87	Vérifier
7 <sup>eme</sup>	231,39	231,39	462,78	100,35	100,35	250,87	Vérifier
8 <sup>eme</sup>	231,39	231,39	462,78	100,35	100,35	250,87	Vérifier
9 <sup>eme</sup>	231,39	231,39	462,78	100,35	100,35	250,87	Vérifier

**Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques vont se former dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

**VI.4. FERRAILAGE DES VOILES :**

**VI.4.1 Généralités :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

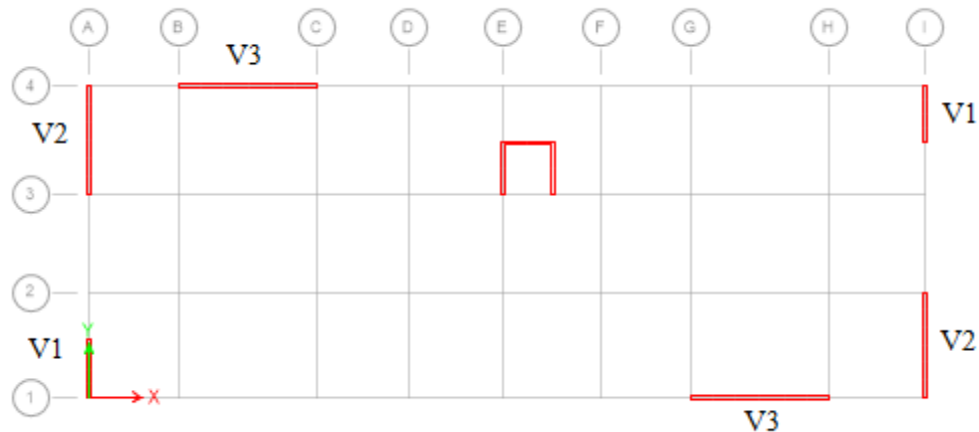
- En maçonnerie non armée ou armée. Auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé.

Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

**Remarque :**

- ✓ On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes.
- ✓ Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements B.A.E.L 91 et RPA 99.

**VI.4.2 Procédure de ferrailage des trumeaux :**

**Figure VI.5 :** Disposition des voiles dans la structure.

- **Introduction**

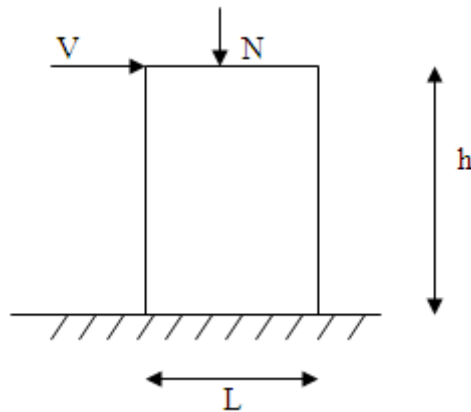
Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

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 bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La figure 6.5 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge

Verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



**Figure VI.6 :** Section rectangulaire, soumise à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. à la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

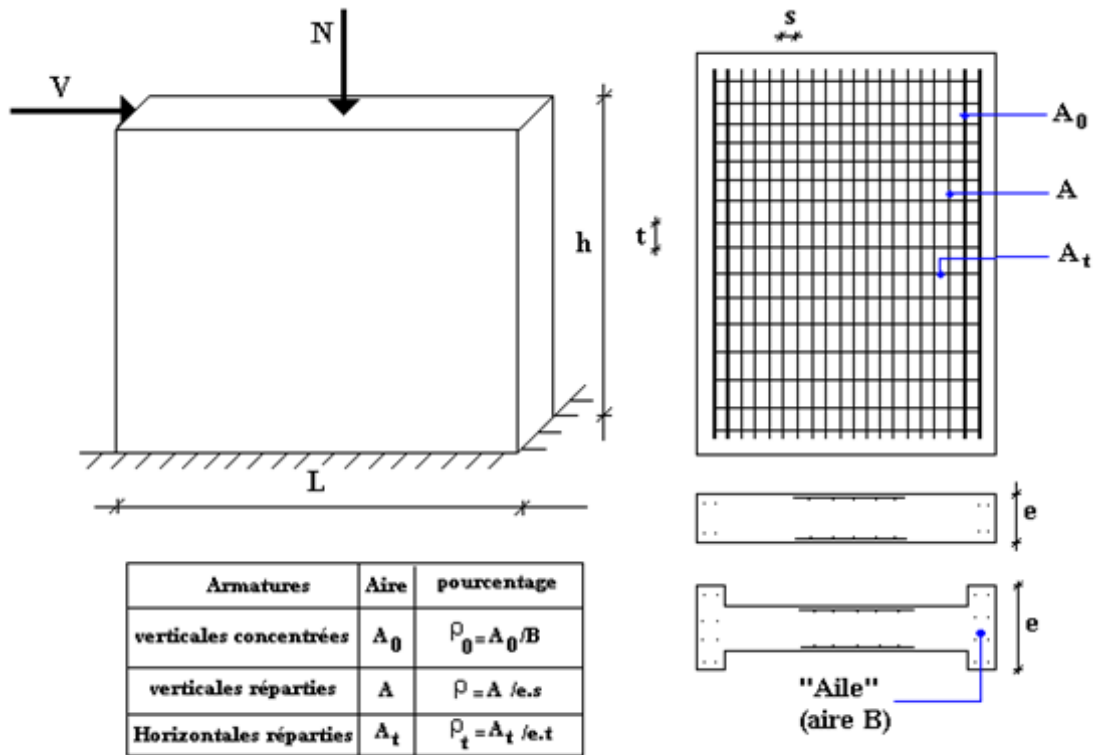


Figure VI.7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

➤ **Préconisation du BAEL91 :**

• **Justifications sous sollicitations normales :**

a. **Conditions d'application :**

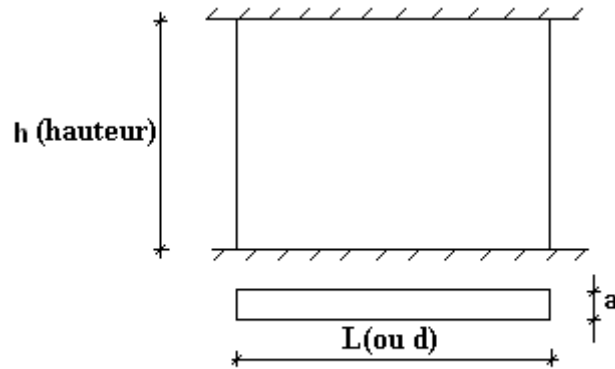
- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10cm$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12cm$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15cm$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$

b. **Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

$l$ : la hauteur libre du mur;

$l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



**Figure VI.8 :** Mur encastrée

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport

$\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau.VI.43 :** Valeurs de  $(l_f/l)$

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élanement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**Effort de compression en ELU :**

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

$a$ : 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  $\gamma_s = 1$ )



**Remarque :**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

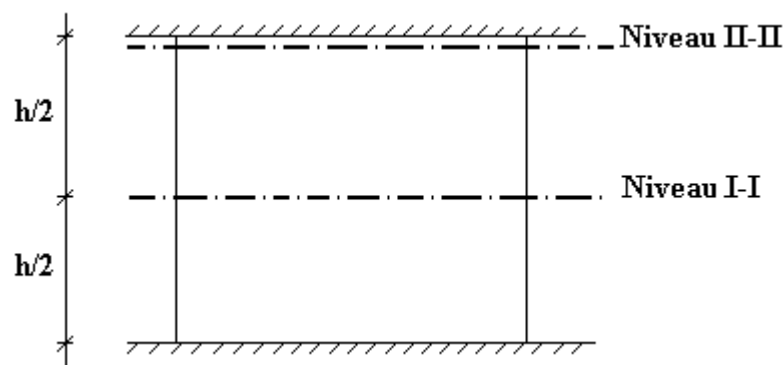
**Tableau VI.44 :** Calcul de  $\sigma_{u\lim}$

	Notation	Unités	Voiles armés verticalement
Elancement	$\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$
Section réduite	$B_r$	m <sup>2</sup>	d(a-0,02)
Pour $\lambda \leq 50$	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$
Effort limite ELU	$N_{u\lim}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$
Contraintes limites	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$

**Remarque :**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$  que nous appelions  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**a. Niveaux de vérification :**



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**b. Aciers minimaux :**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre  $a$

**1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :**

**Tableau VI.45 :** Aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

**2. Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\phi_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\text{lim}}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ )

**Tableau VI.46 :** Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre $\phi_t$
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

**c. Cisaillement :**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$ )

- **Méthode simplifiée basée sur les contraintes :(calcul des aciers verticaux) :**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

**1 - Zone comprimée :**

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

**2 - Zone tendue :**

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)} \dots\dots\dots (1)$$

**Avec :**

$F_T$ : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

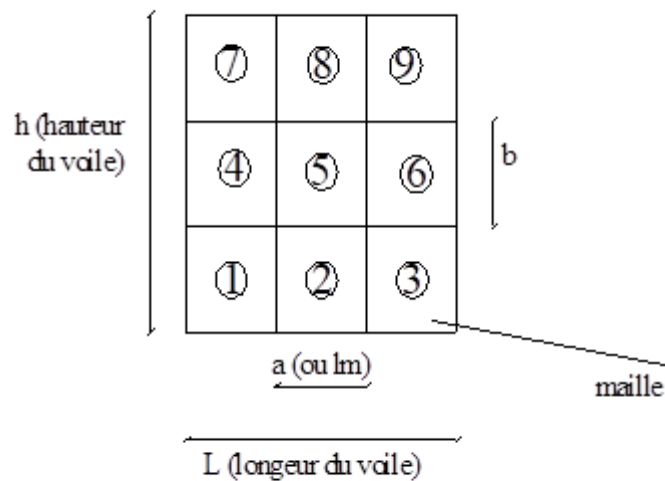
Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.



**Figure VI.9 :** Discretisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

• **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$  est donnée par le **ETAPS V16.0.0**

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

• **Aciers supplémentaires et dispositions constructives :**

- **Aciers de peau :** pour limiter les effets hygrothermiques

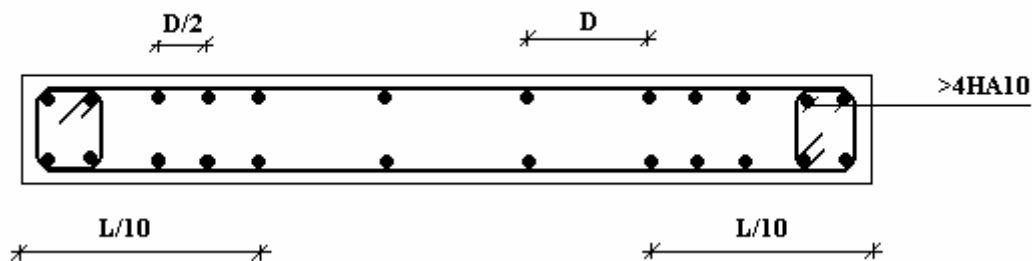
**Tableau VI.47 :** Aciers supplémentaires

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm <sup>2</sup>	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0.5	0.33

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003) :**

**Aciers verticaux :**

- 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 0.2%.
- 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 les efforts importants de compressions 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 (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



**Figure VI.10 :** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**a. Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**b. Règles communes :**

- 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 valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- 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 :

- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  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 :  $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**VI.4.3. Modèles étudiés :**

❖ **Exemple de calcul V1 :**

Soit le voile de longueur

$L = 2m$

$a = 0.15 m$  (épaisseurs)

$h_e = 3.06 m$  (hauteur de RDC)

Le voile est découpé en 2 mailles horizontales de même longueur  $L^i = 1 m$  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 :

$h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 m$  (0.4m : hauteur de la poutre)

**Tableau VI.48 :** Calcul de  $\sigma_{ba}$  pour l'exemple (V1)

	Unité	Béton armé
Longueur de flambement $l_f$	m	$0,8 \times 2,66 = 2,13$
Elancement $\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 49,19$
Coefficient $\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,61$
Section réduite $B_r$ (par ml) Avec $d = 1m$	$m^2$	$(a - 0,02)1 = (0,15 - 0,02)1 = 0,13$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0,61}{0,15} \left( \frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 13,01 MPa$

**Remarque :**

$\sigma_{ba} = 13.01 \text{MPa}$  correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_{et}$

$B_{et} = (0.15) (1) = 0,15 \text{ m}^2$

$A_s = 1.5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

• **Armatures de traction :**

- On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur  $l^i$  est telle que :  $l^i = \frac{L}{2} = 1,0 \text{m}$

Avec :  $L = 2,0 \text{m}$  (longueurs de voile)

**Tableau VI.49 :** Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)

Bande	1	2
La longueur de bande $l^i$ ( m )	1,0	1,0
Dimensions (m <sup>2</sup> ) ( $a \times l^i$ ) = $S_j$	0,15	0,15
Contrainte moyenne par bande $\sigma_j$ (MPa)	5,93	2,63
Force de traction $F_t$ (MN) = $\sigma_j \times S_j$	0,89	0,39
Section d'acier (cm <sup>2</sup> ) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (Situation accidentelle $\gamma_s = 1$ )	22,25	9,75
Aciers minimaux (cm <sup>2</sup> ) 1. Selon BAEL : 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99 : 0,2 % $S_{\text{béton}}$	1,5	1,5
Choix	2x8T14	2x7T10
$A_{v\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	24,62	11,00
$S_i$ : espacement (cm)	14	16

• **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \max} = 225 \text{mm.}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (0,97) (150) (225)}{(0,8) (400) (0,8)} = 1,79 \text{cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (36,2) = 24,13 \text{cm}^2$$

$$A_{h_{\min}} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (15) \cdot (100) = 2,25 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 24,13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $2 \times 8T14 = 24,62 \text{ cm}^2$

Avec :  $S_t = \frac{1000}{7} = 14 \text{ cm} < S_{t_{\min}} = 22,5 \text{ cm}$  ..... Vérifiée.

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

❖ Voile V1 L=2m, e=0,15m :

- Aciers verticaux :

**Tableau VI.50 :** Calcul des armatures du voile (V1).

Niveau	Bande	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{V_{\text{adopté}}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC 1 <sup>er</sup>	1	1,0	0,15	5,93	0,89	22,25	2×8T14	24,62
	2	1,0	0,15	2,63	0,39	9,75	2×7T10	11,00
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	1	1,0	0,15	2,70	0,41	10,25	2×7T10	11,00
	2	1,0	0,15	1,64	0,25	6,25	2×4T10	6,28
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	1	1,0	0,15	1,81	0,27	6,75	2×5T10	7,86
	2	1,0	0,15	1,38	0,21	5,25	2×4T10	6,28
6 <sup>ème</sup> 10 <sup>ème</sup>	1	1,0	0,15	1,30	0,20	5,00	2×4T10	6,28
	2	1,0	0,15	1,30	0,20	5,00	2×4T10	6,28

- Aciers horizontaux :

**Tableau VI.51 :** Calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile	Niveaux	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
V1	RDC 1 <sup>er</sup>	1,06	1,95	16,41	2,25	16,41	2×8T12	18,10	14
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	1,65	3,04	7,33	2,25	7,33	2×6T10	9,42	20
	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	1,34	2,47	5,24	2,25	5,24	2×6T10	9,42	20
	6 <sup>ème</sup> 10 <sup>ème</sup>	1,28	2,36	4,18	2,25	4,18	2×6T10	9,42	20



❖ Voile V2 L=3,85m, e=0,15m :

- Aciers verticaux :

**Tableau VI.52 :** Calcul des armatures du voile (V2).

Niveau	Bande	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC 1 <sup>er</sup>	1	1,28	0,19	7,41	1,41	35,25	2x9T16	36,19
	2	1,28	0,19	1,61	0,31	7,75	2x5T10	7,85
	3	1,28	0,19	6,26	1,19	29,75	2x8T16	32,17
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	1	1,28	0,19	4,73	0,90	22,50	2x8T14	24,63
	2	1,28	0,19	0,82	0,16	4,00	2x5T10	7,85
	3	1,28	0,19	3,84	0,73	18,25	2x6T14	18,47
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	1	1,28	0,19	3,40	0,65	16,25	2x6T14	18,47
	2	1,28	0,19	0,36	0,07	1,75	2x5T10	7,85
	3	1,28	0,19	2,73	0,52	13,00	2x5T14	15,39
6 <sup>ème</sup> 10 <sup>ème</sup>	1	1,28	0,19	2,41	0,46	11,50	2x6T12	13,57
	2	1,28	0,19	0,14	0,03	0,75	2x5T10	7,85
	3	1,28	0,19	2,11	0,40	10,00	2x5T12	11,31

Aciers horizontaux :

**Tableau V.53 :** Calcul des aciers horizontaux des voiles (V2).

Voile	Niveaux	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
V2	RDC 1 <sup>er</sup>	1,89	3,49	23,5	2,25	23,5	2x8T14	24,63	12,5
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	1,71	3,16	15,00	2,25	15,0	2x7T12	15,83	14
	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	1,25	2,31	10,83	2,25	10,83	2x7T10	11,00	14
	6 <sup>ème</sup> 10 <sup>ème</sup>	1,14	2,10	7,67	2,25	7,67	2x5T10	7,85	20

**VI.4.4. Ferrailage des linteaux :**

Le RPA99 version 2003 du paragraphe 7.3, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d}$$

$b_0$  : épaisseur du linteau ou du voile

$d$  : hauteur utile = 0,9h

$h$  : hauteur totale de la section brute

**a. Premier Cas :**  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$ 

- 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.1. 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 :

$h$  : Est la hauteur totale du linteau.

$d'$  : Est la distance d'enrobage.

$M$  : Moment dû à l'effort tranchant ( $\overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$ )

**a.2. Aciers Transversaux :**

Deux cas se présentent :

**a.2.1. Premier sous cas :** Linteaux Longs ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t f_e Z}{\overline{V}}$$

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 ( $\overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$ )

$l$  : Représente la portée du linteau.

**a.2.2. Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ( $\lambda_g \leq 1$ )**

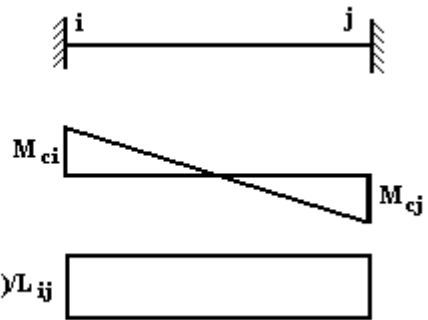
On doit avoir : 
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec :  $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

$$V = (M_{ci} + M_{cj}) / l_{ij}$$



Avec :  $M_{ci}$  et  $M_{cj}$  moments « résistants ultimes » des sections d’about à droite et à gauche du linteau de portée  $l_{ij}$  (voir figure suivante) et calculés par :  $M_c = A_t f_e Z$

Où :  $Z = h - 2 d'$

**b. Deuxième Cas :**  $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

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  $A_D$  à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule : 
$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec :  $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$  (voir figure)

Et :  $V = V_u^{cal}$  (sans majoration) ( $\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12}$ )

**c. Ferrailage Minimal :**

$b$  : Epaisseur du linteau

$h$  : Hauteur totale du linteau

$S$  : Espacement des armatures transversales

**C.1. Armatures Longitudinales  $A_t$  et  $A'_t$  :**

$(A_t, A'_t) \geq 0,0015 b h$  (0,15%) (avec  $A_t$  lit inférieur et  $A'_t$  lit supérieur)

**C.2. Armatures Transversales  $A_t$  :**

- Si :  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$
- Si :  $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$S_t \leq \frac{h}{4}$  (Espacement des cadres)

**C.3. 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 égal à 0,2%

C'est à dire :  $A_c \geq 0,002bh$  (en deux nappes)

**C.4. Armatures Diagonales  $A_D$  :**

- si  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- si  $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

**Calcul ferrailage de linteaux :**

Soit le linteau suivant :

$$h = 0,26m$$

$$l = 1,80m$$

$$b = 0,15m$$

On lit sur le (ETAPS version 16.00) :  $S_{12} = \tau_u^{cal} = 4,86MPa$

Les calculs :

- $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal} = 6,80MPa$
- $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa \Rightarrow \bar{\tau}_b < \tau_b$
- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5MPa$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas N}^\circ 2$$

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 :

- $A_1 = A'_1 \geq 0,0015(0,15)(0,26)10^4 = 0,59 \text{ cm}^2$   
Soit :  $A_1 = A'_1 = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

- $A_c \geq (0,002)(0,15)(0,28)10^4 = 0,63 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_c = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$  (répartie en deux nappes) (soit 2 barres /nappe)

$$0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

**Donc :**

$$A_t \geq 0,0025bS = (0,0025)(0,15)(0,27)10^4 = 1,01 \text{ cm}^2 \quad \text{car} \quad S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 6,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{26}{4} = 6,5 \text{ cm} \quad \text{Or} \quad S_t = 6,5 \text{ cm} \leq S_t^{\max}$$

$$A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :  $\text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{26 - 2(2)}{180} = 0,12 \Rightarrow \alpha = 6,84^\circ$

$A_D = \frac{(4,86)(0,15)(0,26)}{(2)(400) \sin(6,84)} = 19,89 \text{cm}^2$

Soit:  $A_D = 2 \times 7\text{HA}14 = 21,56 \text{cm}^2$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 0,59 \text{cm}^2$  c'est vérifié
- Longueur d'ancrage :  $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{0,28}{4} + 50(1,4) = 70,07 \text{cm}$   
 $\Rightarrow L_a = 75 \text{cm}$

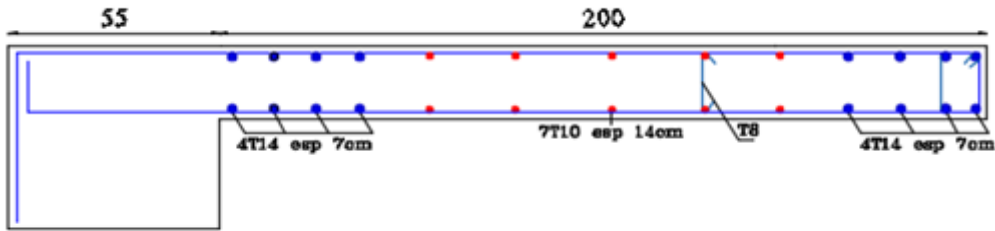


Figure VI.11 : Schéma de ferraillage de voile V1 (RDC+1<sup>er</sup>)

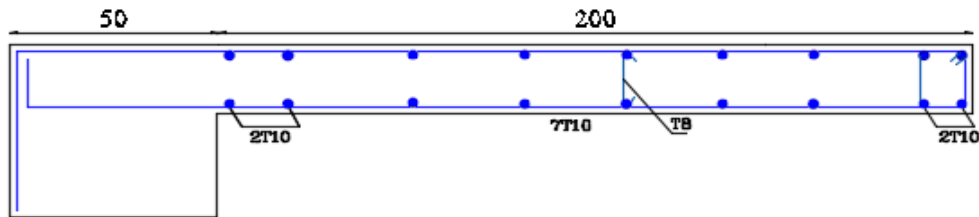


Figure VI.12 : Schéma de ferraillage de voile V1 (2<sup>eme</sup>+3<sup>eme</sup>)

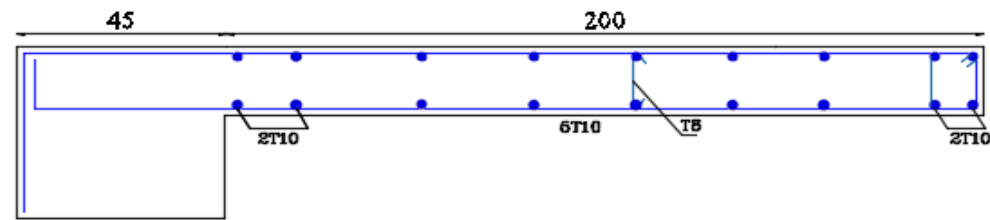


Figure VI.13 : Schéma de ferraillage de voile V1 (4<sup>eme</sup>+5<sup>eme</sup>)

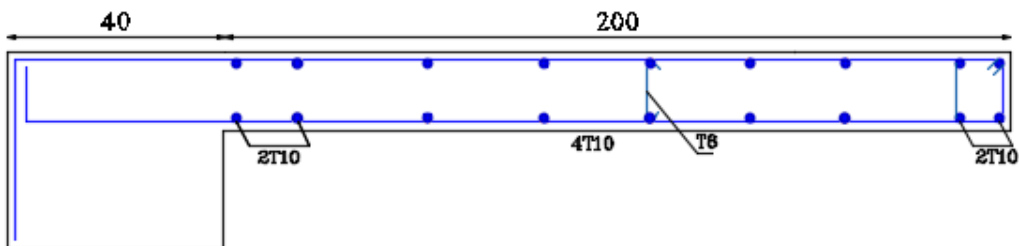


Figure VI.14 : Schéma de ferraillage de voile V1 (6<sup>eme</sup>-10<sup>eme</sup>)

***CHAPITRE 7 :***

***ETUDE D'INFRASTRUCTURE***

**VII.1. INTRODUCTION :**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle :
  - Semelle isolée
  - Semelle filante sous mur
  - Semelle filante sous poteaux
  - Semelle filante croisées
  - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

**VII.1.1. Choix du type de fondations :**

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

- Contrainte du sol  $\sigma_{sol}$ .

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 1,5bars.

- La classification du sol
- Les efforts transmis à la base.

**Remarque :** les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 15 à 20 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de ciment.

**VII.2. CALCUL DES FONDATIONS :**

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

**Avec :**

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

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

**VII.2.1. Semelle filante :**

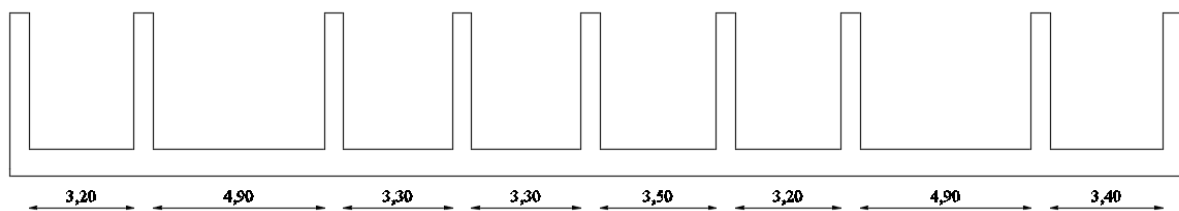
Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$



**Figure VII.1 :** Semelle filante.

On doit vérifier que :  $S_{semll} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

**Tel que :**

$N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

**Tableau VII.1 :** Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S (m <sup>2</sup> )
1	11887,79	30,2	2,62	2,65	80,03
2	12885,56	30,2	2,84	2,85	86,07
3	13371,86	30,2	2,95	2,95	89,09
4	12427,82	30,2	2,74	2,75	83,05

$$S_s = 80,03 + 86,07 + 89,09 + 83,05 = 338,24 \text{ m}^2.$$

$$0,5 S_b = 0,5 \times 348,81 = 174,40 \text{ m}^2.$$

$S_s > 0,5 S_b$  condition non vérifiée, alors il est préalable d'opter pour un **radier général nervuré**.



### VII.2.2. Radier Nervuré :

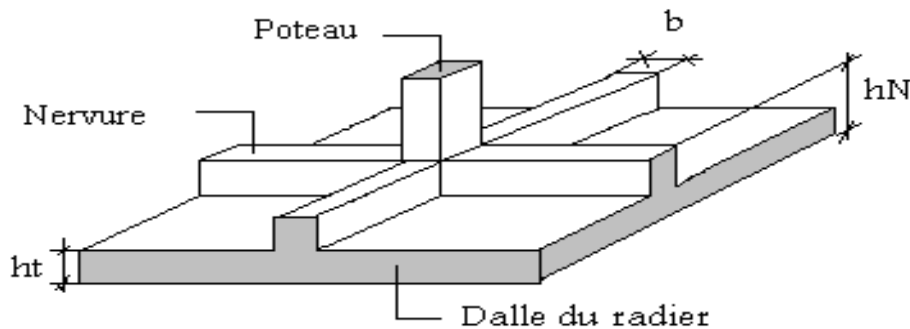
#### 1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



**Figure VII.2 :** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

#### 2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que :  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N_{ser} = 5057303kN \\ \sigma_{sol} = 1,5bars \end{cases}$$

On trouve :  $S_{nec} \geq 337,15 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment  $S_b = 348,81 \text{ m}^2$

Calcul du rapport  $\frac{S_t}{S_{batiment}} = \frac{337,15}{348,81} = 0,966 \rightarrow \mathbf{96,65\%}$  de la surface de l'assise

Donc la surface totale du radier est  $348,81 \text{ m}^2$

#### 3. pré dimensionnement de radier :

##### a. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

✚ **Condition forfaitaire**

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

**Avec :**

$L_{\max}$  : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 490\text{cm} \Rightarrow ht \geq 24,5\text{cm}$$

On prend : **ht = 40cm**

**b. nervure :**

✚ **La largeur des nervures :**

• **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{490}{10} = 49,00\text{cm}$$

**Donc :**

$b = 50\text{ cm}$  dans les deux sens (x-x et y-y)

✚ **La hauteur de nervure :**

• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a  $L_{\max} = 4,90\text{ m}$

$$\Rightarrow 32,66\text{cm} < h_{N1} < 49\text{cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{h_{N1} = 35\text{ cm}}$$

• **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

**Avec :**

$N_u$  = Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 2257,25\text{ kN}$ )

$U_c$  = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ( $U_c = 2 [(a + b) + 2h]$ )

a.b = Dimensions du poteau du sous-sol (50X55).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28} \quad \mathbf{h_{N2} \geq 49,28\text{ cm}}$$

• **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E=32164,2\text{MPa}$ ).

b : Largeur de la semelle ( $b=(3,85+3,45)/2=3,65\text{m}$ ).

K : Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

On aura :

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K=4 [\text{kg/cm}^3]$

**Tableau VII.2 :** Choix la hauteur de nervure.

Sens	H <sub>nervure</sub>	I <sub>nervure</sub> (m <sup>4</sup> )	Le (m)	Π/2 Le (m)	Vérification	Observation
X-X	1,20	0,072	2,82	4,43	4,4	Vérifier
Y-Y	0,85	0,025	2,18	3,42	3,30	Vérifier

#### ➤ Condition de cisaillement

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2}; q = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times 1ml$$

$N_u = N_{u1}$  (superstructure)

**On a :**

$N_u = 63487,85\text{KN}$  (ETABS)

$S = 384,81 \text{ m}^2$

$L = 4,4 \text{ m}$

$b=0,50\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{\text{rad}} b (0,9\bar{\tau})} = 32,26\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_{N4} \geq 32,26\text{cm}$$

✚ **Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h = 40$  cm
- Les dimensions de la nervure :
  - .  $h_n = 1,2$  m pour la travée de 4,4 m
  - .  $h_n = 0,85$  m pour les autres travées
  - .  $b = 0,5$ m sens (x-x) et (y-y)

**4. Caractéristiques géométriques du radier :**

**a- Position du centre de gravité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 15,10 \text{ m} \\ Y_G = 5,77 \text{ m} \end{array} \right.$$

**b- Moments d'inertie :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 3877,68 \text{ m}^2 \\ I_{yy} = 26510,72 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

**5. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :**

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$$

N : charge verticale permanente.

$$N = N_1 + N_2$$

Avec

$$N_1 = 50573,03 \text{ kN}$$

$N_2$  : Poids propre du radier.

$$N_2 = \rho_b \times S \times h = 25 \times 348,81 \times 0,4 = 3488,1 \text{ kN.}$$

**Donc :**

$$N = 54061,13 \text{ KN.}$$

$M_r$  : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure:  $-M_{0x} = 65052,20 \text{ kN.m}$

$$-M_{0y} = 77460,12 \text{ kN.m}$$

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure:  $V_{0x} = 3370,22 \text{ kN}$

$$V_{0y} = 2854,27 \text{ kN}$$

$h$  : Profondeur de l'ouvrage de la structure:  $h = 3.06 \text{ m.}$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

**Tableau VII.3 :** Résultats de calcul de la stabilité du radie.

N (kN)	M <sub>rx</sub> (kN.m)	M <sub>ry</sub> (kN.m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)	L <sub>x</sub> /4	L <sub>y</sub> /4	Remarque
54061.13	75365,07	86194,18	1,39	1,59	7,55	2,88	Vérifiée

➤ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à B/4 ;

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

**6. Calcul des contraintes :**

Les contraintes du sol sont données par  $N_{SER} = \sum N_{SER (super structure)} = 46300,45 \text{ kN}$

**a. Sollicitation du premier genre**

$$\text{À l'ELS } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{46300,45}{348,81} = 132,73 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 132,73 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**b. Sollicitation du second genre**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

Avec :

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifier que :

$\sigma_1$  Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$  Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

**ELU :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 69084,54 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau VII.4 :** Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sens x-x	310,20	18,13	125,45
Sens y-y	247,15	85,91	206,84
Vérification	1,5 $\sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{min} > 0$	1,33 $\sigma_{sol} = 200$
Observation	Pas vérifiée	Vérifiée	Pas vérifiée

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier à ce problème on ne sert un radier avec débord.

- **Calcul de débord :**

$$D \geq \text{Max} (h_d / 2, 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

Soit : D=120 cm

$$D' \text{ où : } S_{\text{rad}} = 454,77 \text{ m}^2$$

**Les nouvelles Caractéristiques géométriques du radier :**

**a- Position du centre de gravité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 16,30 \text{ m} \\ Y_G = 6,97 \text{ m} \end{array} \right.$$

**b- Moments d'inertie :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 7374,95 \text{ m}^2 \\ I_{yy} = 40275,95 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

**Tableau VII.5 :** Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sens x-x	223,14	80,68	187,52
Sens y-y	186,79	117,03	169,35
Vérification	1,5 $\sigma_{sol}=225$	$\sigma_2^{min} > 0$	1,33 $\sigma_{sol}=200$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**ELS :**

$N_{ser} = 50573,03kN$

M est le moment de renversement.

$\sigma_{sol} = 150kN/m^2$

**Tableau VII.6 :** Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	182,43	39,98	146,82
Sens y-y	146,09	76,32	128,65
Vérification	$1,5 \sigma_{sol}=225$	$\sigma_2^{min}>0$	$1,33 \sigma_{sol}=200$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ **Conclusion :**

ELU : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

ELS : La contrainte  $\sigma_1$  est vérifiée donc pas de risque de soulèvement, mais  $\sigma_2 < 0$  nous avons  $e < l/4$  donc : Il y a un Léger soulèvement qui est compensé par le poids des remblais sur le radier.

**c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

ELU :  $\rightarrow \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 187,52kN / m^2$

ELS :  $\rightarrow \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 146,82N / m^2$

**7. Ferrailage du radier :**

**a. Ferrailage de la dalle du radier :**

✚ **Détermination des efforts :**

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} \leq 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

La dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

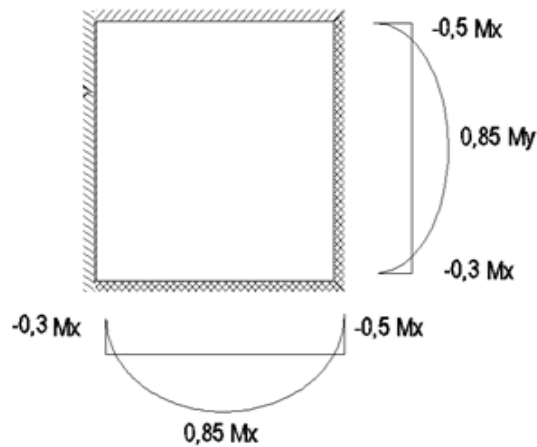
$M_x = \mu_x q L_x^2$  .....sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$  .....sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

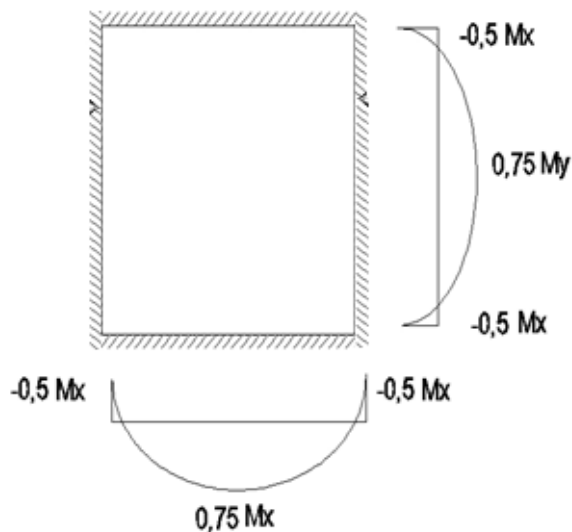
➤ **Panneau de rive :**

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,85M_x$   
 $M_{ty} = 0,85M_y$
- Moment sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$  (appui de rive).  
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$  (autre appui).



➤ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75M_x$   
 $M_{ty} = 0,75M_y$
- Moment sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$



- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée :  $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5M_0$



Avec :  $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

✚ Valeur de la pression sous radier

ELU :

$q_u = \sigma_u \cdot 1m = 187,52kN / m$

ELS :

$q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1m = 146,82kN / m$

**Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0) :**

➤ On a le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.7 :** Calcul des moments à l'ELU.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)
3,35	4,4	0,76	0,0608	0,5274	187,52	127,95	108,75	67,48	50,61	63,97

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.8 :** Calcul des moments à l'ELS.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_s$ (kN/m)	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)
3,35	4,4	0,76	0,0672	0,6580	146,82	110,72	94,11	72,85	54,64	55,36

✚ 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 :

$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; \sigma_s=348MPa ; b=100cm ; h=40cm d=0,9h=36cm$

**Tableau VII.9 :** Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	α	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub>
Travée	x-x	108,75	0,059	0,076	34,90	8,95	5T20	15,71	20
	y-y	50,61	0,027	0,035	35,49	4,10	5T16	10,05	20
Appui	x-x	63,97	0,034	0,044	35,36	5,20	5T16	10,05	20
	y-y								

• **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

**Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte S<sub>t</sub>=25cm

**Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend S<sub>t</sub>=25cm

✚ **Vérifications nécessaires :**

**1. Condition de non fragilité :**

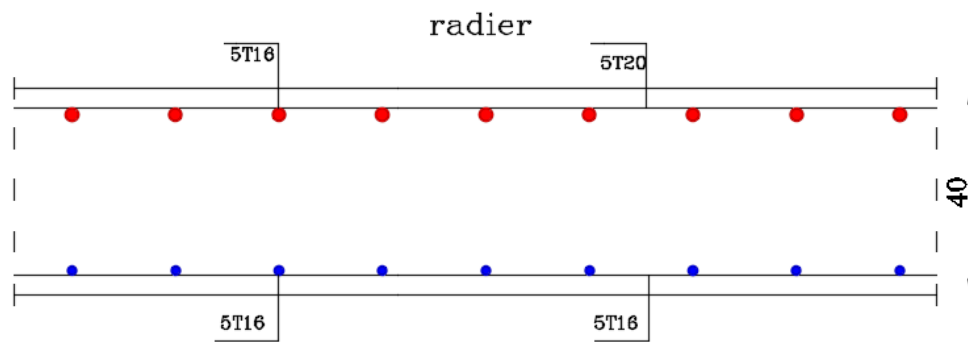
$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,35\text{cm}^2 < 10,05\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

✚ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Tableau VII.10 :** Vérification des contraintes.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	94,11	15,71	10,88	191624,69	5,34	15	185,06	201,63	Vérifie
	y-y	54,64	10,05	9,02	134193,91	3,67	15	153,42	201,63	Vérifie
Appuis	x-x	55,36	10,05	9,02	134193,91	3,72	15	155,44	201,63	Vérifie
	y-y									



**Figure VII.3 :** Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

**b. Ferrailage des nervures :**

Calcul des coefficients de charge

- **Suivant x-x :**

Poteaux	Coefficient de charge	Résultat
A-3	$\frac{1,2/2 + 2,7/2}{1,2/2 + 2,7/2 + 3,3/2 + 2,9/2}$	0,386
B-3	$\frac{2,7/2 + 4,4/2}{2,7/2 + 4,4/2 + 3,3/2 + 2,9/2}$	0,534
C-3	$\frac{2,2 + 1,4}{2,2 + 1,4 + 1,65 + 1,45}$	0,537
D-3	$\frac{1,4 + 1,4}{1,4 + 1,4 + 1,65 + 1,45}$	0,475
E-3	$\frac{1,4 + 1,5}{1,4 + 1,5 + 1,65 + 1,45}$	0,483
F-3	$\frac{1,5 + 1,35}{1,5 + 1,35 + 1,65 + 1,45}$	0,479
G-3	$\frac{1,35 + 2,2}{1,35 + 2,2 + 1,65 + 1,45}$	0,534
H-3	$\frac{2,2 + 1,45}{2,2 + 1,45 + 1,65 + 1,45}$	0,541
I-3	$\frac{1,45 + 0,6}{1,45 + 0,6 + 1,65 + 1,45}$	0,398

- Suivant y-y :

Poteaux	Coefficient de charge	Résultat
H-1	$\frac{3,15/2 + 1,2/2}{3,15/2 + 1,2/2 + 3,65}$	0,373
H-2	$\frac{2,9/2 + 3,15/2}{2,9/2 + 3,15/2 + 3,65}$	0,453
H-3	$\frac{3,3/2 + 2,9/2}{3,3/2 + 2,9/2 + 1,4 + 3,65}$	0,459
H-4	$\frac{0,6 + 1,65}{0,6 + 1,65 + 3,65}$	0,381

- Calculs les moments dans la nervure :

Verifiée les hypothese d'application de la méthode forfaitaire.

H3 : les portées successives sont dans un rapport compris entre ( 0,8 -1,25 ) .

$$\frac{L}{L-1} = \frac{490}{320} = 1,53 \dots\dots \text{pas vérifiée.}$$

Un des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiéé donc nous utiliser la méthode de caquot

**Méthode de Caquot :**

**Sens X-X :**

**Tableau VII.11 :** Calcul des moments suivant X-X.

Travée	l(m)	l'(m)	P(KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X(m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	2,70	2,70	725,33	-99,14	-1245,12	0,76	113,01
B-C	4,40	3,52	1182,02	-1245,12	-1225,63	2,2	1625,11
C-D	2,80	2,24	752,19	-1225,63	-444,02	1,77	-45,88
D-E	2,80	2,24	752,19	-444,02	-496,84	1,375	292,89
E-F	3,00	2,40	805,92	-496,84	-476,02	1,508	420,26
F-G	2,70	2,16	725,33	-476,02	-1219,19	0,9705	-134,42
G-H	4,40	3,52	1182,02	-1219,19	-1292,89	2,186	1604,56
H-I	2,90	2,90	779,06	-1292,89	-122,85	1,97	215,58

**Sens Y-Y :**

Tous les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont vérifiées.

**Méthode forfaitaire :**

**Tableau VII.12 :** Calcul des moments suivant Y-Y.

Travée	l(m)	P(KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.M)	M <sub>a</sub> (KN.m)		M <sub>i</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	
1-2	3,15	788,76	978,31	-146,75	-489,15	831,56
2-3	2,90	726,16	763,37	-489,15	-562,41	648,86
3-4	3,30	826,32	1124,83	-562,41	-168,72	956,10

**Tableau VII.13 :** Ferrailage des nervures.

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.M)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix(cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	1625,11	45,09	30	51,81	4T32+4T25
	Appuis	1292,89	35,01		39,27	8T25
Y-Y	Travée	956,10	39,21	21,25	44,18	9T25
	Appuis	562,41	21,7		24,54	5T25

➤ **Vérifications nécessaires :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,25cm^2 < 24,54cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

**b.3. 2. Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Tableau VII.14 :** Vérification des contraintes.

Sens	Zone	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
X-X	Travée	1083,33	51,81	6,91	15	199,7	201,63	Vérifier
	Appuis	861,93	39,27	5,16	15	199,9	201,63	Vérifier
Y-Y	Travée	637,4	44,18	8,13	15	200,2	201,63	Vérifier
	Appuis	374,94	24,54	4,74	15	201,3	201,63	Vérifier

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = Min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec :  $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{187,52 \times 4,4}{2} = 412,54 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{412,54 \times 10^3}{500 \times 1080} = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

❖ **Ferraillage transversale :**

• **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

• **RPA99 version 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 2,5 \text{ cm}$$

Fe=400MPa ;  $\tau_u=0,76 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28}=2,1 \text{ Mpa}$  ; b=50cm ; h=120cm ; d=108cm

On trouve :

$S_t=15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 4,50 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T12=4,52 cm<sup>2</sup>

**c. Armature de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature 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 le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a 3cm<sup>2</sup> / m pour les armatures de peau

**Nervure longitudinale :**

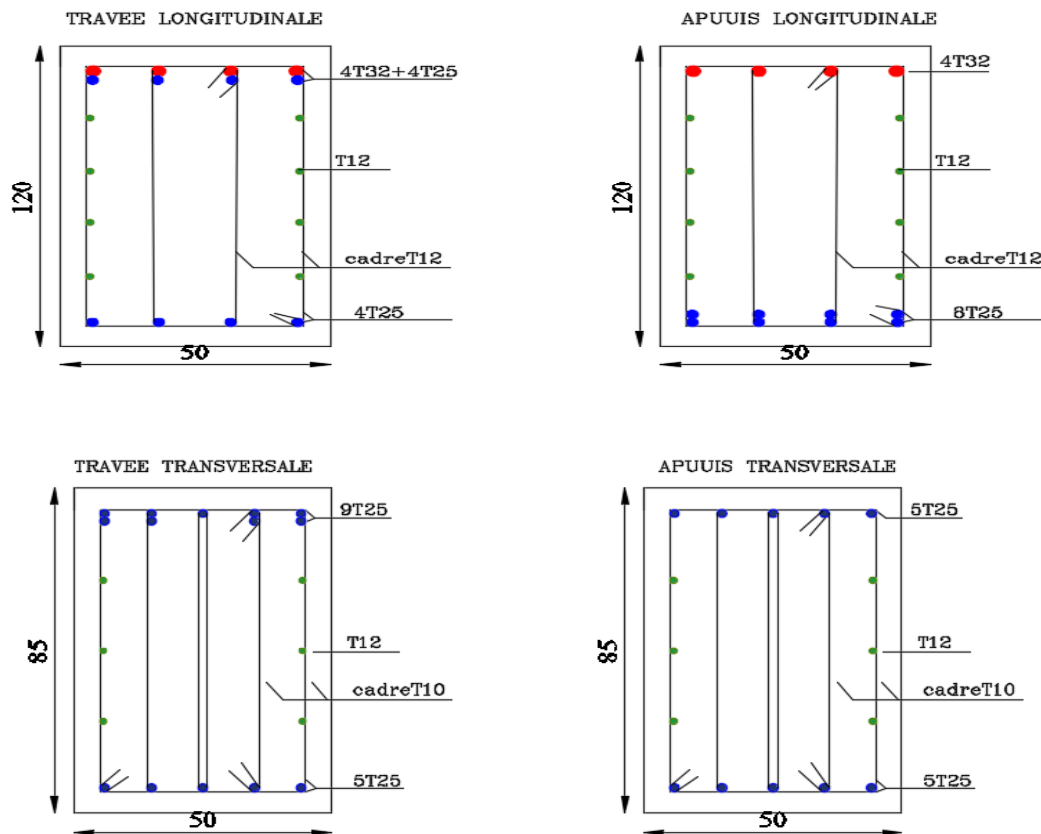
$A_p = 3 \times (2 \times 1,2) = 7,2 \text{ cm}^2$  (Fissuration préjudiciable)

Donc on prend **8T12 = 9,05 cm<sup>2</sup>**

**Nervure transversale :**

$A_p = 3 \times (2 \times 0,85) = 5,1 \text{ cm}^2$  (Fissuration préjudiciable)

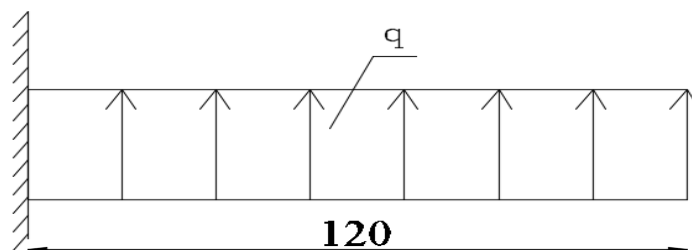
Donc on prend **6T12 = 6,79 cm<sup>2</sup>**



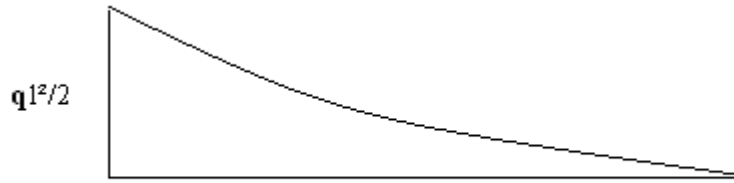
**Figure VII.4 :** Schéma de ferrailage des nervures.

**d. Ferrailage du débord :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L=1.20m, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.



**Figure VII.5 :** Schéma statique des débords.



**Figure VII.6 :** Diagramme des moments.

**✚ Calcul de ferrailage :**

$q_u=187,52 \text{ /ml}$  ,  $b=100\text{cm}$  ,  $h=50 \text{ cm}$  ,  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ,  $\sigma_{bc}=14,2 \text{ Mpa}$ .

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 135,01 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**Tableau VII.15 :** Ferrailage de débordements

$M_u(\text{kN.m})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
135,01	0,047	0,06	43,92	8,84	5T20	15,71

**✚ Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2 < 12,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Esp=25 cm

**✚ Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 3,93 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 7,85 \text{ cm}^2$$

On prend 5T12=5,65 cm<sup>2</sup>, St= 20cm

**✚ Vérification des contraintes à l'ELS :**

$q_{ser}=146,82 \text{ kN/ml}$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 105,71 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

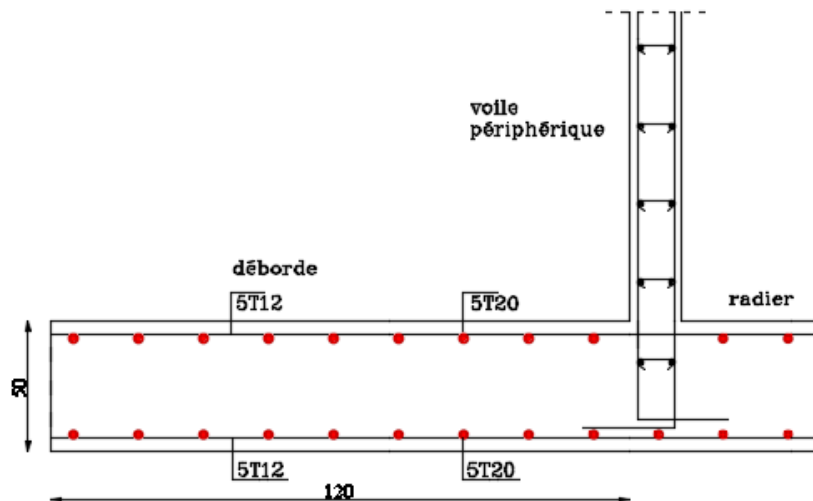
$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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 VII.16 :** Vérifications des contraintes du béton et d'acier

$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
105,71	15,71	4,17	15	164,6	201,63	OK

**Figure VII.7 :** Schéma de ferrailage du débord.

### VII.3. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE :

#### 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  $e \geq 15\text{cm}$

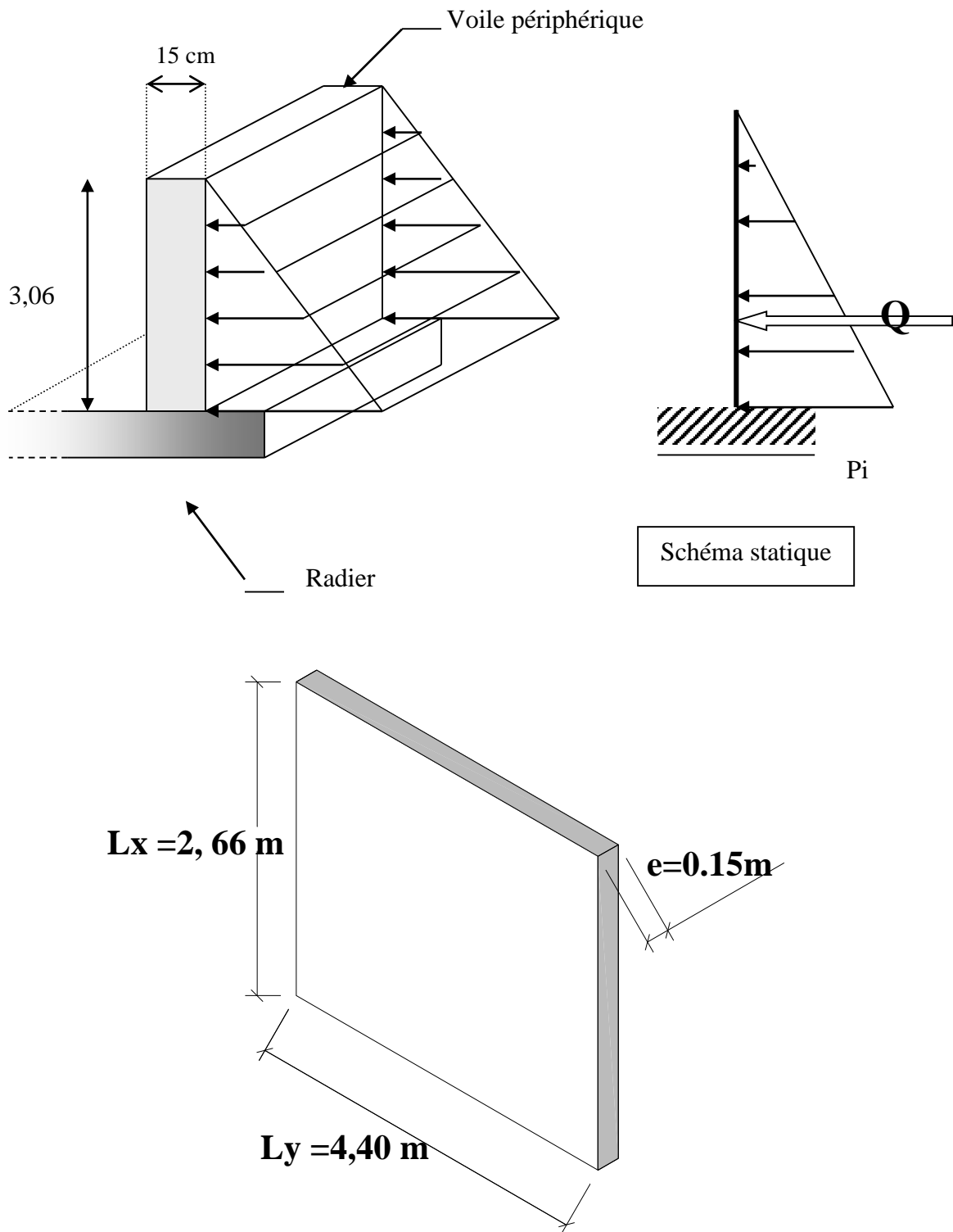
- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

**Avec :**  $B=15\text{ cm}$  (Section du voile).

**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.

$L_x=2,66 \text{ m}$  ;  $L_y=4,40 \text{ m}$ .



**Figure VII.8 :** Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

**BAEL91 modifié 99**, la charge de poussées des terres est donnée par :

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

**Avec :**

$P_i$  = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$$k_0 = \text{Coefficient de poussée} = \text{tg}^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

$\gamma_d$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_d = 18,00 \text{ kN/m}^3$ ).

$H$  = Hauteur du voile ( $H = 2,71 \text{ m}$ ).

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai =  $20^\circ$ .

$$\varphi = 20^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,225$$

$$\text{Donc : } P_i = K_0 \cdot \gamma_d \cdot H = 10,77 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35 P_i = 14,54 \text{ kN/ml}$$

### 3. Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,60 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0822 ; \mu_y = 0,2948$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 8,46 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 2,49 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7,19 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 2,12 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 3,59 \text{ kN.m}$$

### 4. Calcul du ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.17 :** Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	Z-Z	7,19	0,027	0	0,035	13,31	1,55	4T10	2x3,14	25
	Y-Y	2,12	0,008	0	0,010	13,44	0,45	3T10	2x2,36	30
Appuis	Z-Z	3,59	0,011	0	0,034	13,31	0,77	3T10	2x2,36	30
	Y-Y									

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2 < 4,72\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

**b. Condition exigée par le RPA99/version 2003 :**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2 < 4,72\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

**c. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 17,51 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 12,89 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 17,51 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{17,51 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,13 \text{ MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

d. Vérification à l'ELS :

✚ Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,60 > 0,4 \Rightarrow \mu_x = 0,0870 \quad \mu_y = 0,4672$$

$$Q_{ser} = 10,77 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 6,63 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3,10 \text{ kNm}$$

• Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 5,64 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 2,64 \text{ Kn.m}$$

• Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 3,32 \text{ Kn.m}$$

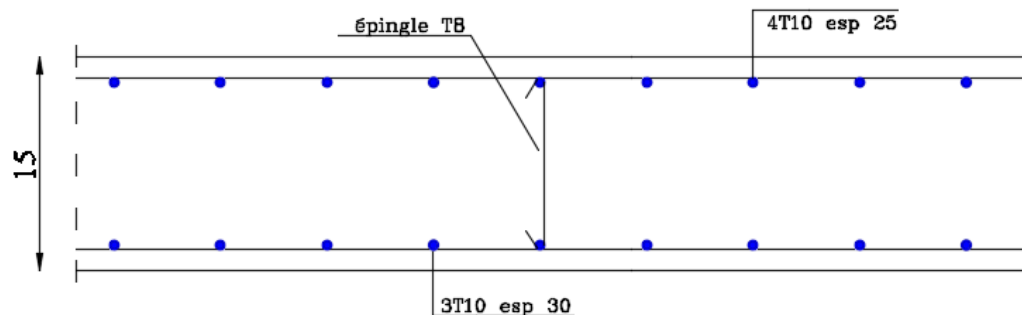
✚ Verification des constraints:

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

**Tableau VII.18 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	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
Travée	z-z	5,64	3,14	2,96	15	150,4	201.6	Vérif
	z-z	2,64	2,26	1,60	15	96,7	201.6	Vérif
Appui	z-z	3,32	2,26	2,01	15	121.7	201.6	Vérif
	y-y							



**Figure VII.9 :** Schéma de ferrailage mur de soutènement.

# ***CONCLUSION GENERALE***

## ***CONCLUSION GENERAL***

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation de MASTER et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

La modélisation de la structure est une étape importante en raison que le calcul du ferrailage dépend des efforts internes obtenus, donc il faut la faire le plus correctement possible pour s'approcher plus du comportement réel de la structure en cas de séisme et ainsi assurer une bonne résistance pendant sa durée de vie.

Cette analyse a comporté un certain nombre de modèles, en ajoutant des voiles à chaque fois, et en augmentant les sections des poteaux afin de satisfaire le critère du comportement sismique R donné en règlement. La disposition des voiles est une étape très importante pour améliorer le comportement sismique de la structure mais d'une façon économique.

Nous avons constaté d'après nos résultats que la sollicitation thermique est largement plus défavorable que situation durable donc l'effet de la température est moins important.

Pour l'infrastructure, le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et de l'importance des charges transmises par l'ouvrage.

En fin, on espère que ce modeste travail va apporter un plus aux promotions futures.

# ***BIBLIOGRAPHIE***



# **BIBLIOGRAPHIE**

[1] : Règles parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003** DTR-BC-248.

[2] : Cours de béton armé **BAEL 91 modifié 99** et DTU associés "JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES 2000.

[3] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.

[4] : Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC-22.

[5] : La construction en zone sismique, par **Victore Davidovici**.

[6] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; **Henry Thonier** (tome3).

[7] : **DTU B-C 2.42** règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché.

[8] : Formulaire du béton armé : volume2 ; construction par **Victore Davidovici**.

[9] : Formulaire du Béton Armé : Volume 1 ; « Eléments de Calcul », par **Victore Davidovici**.

[10] : Cours de 3ème année, master01 et master 02 en Génie Civil.

## **Mémoires :**

[11] : Etude d'un bâtiment R+8+1 Sous-sol à usage d'habitation contreventé par voiles porteurs.

## **Logiciels :**

AutoCAD.....Dessin ;

Autodesk ETAPS..... Modélisation ;

Microsoft Excel..... Calcul ;

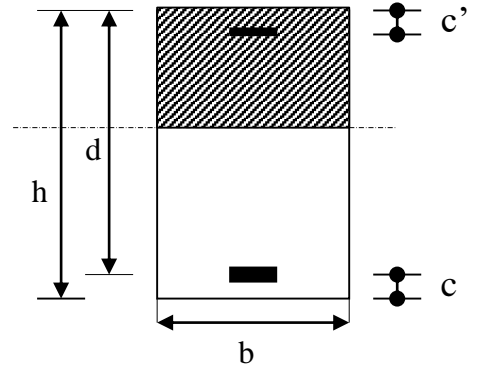
Microsoft Word..... Traitement du texte.

# ***ANNEXES***

## ORGANIGRAMME -I-

### **SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

**LES DONNEES**  
Caractéristique du béton et  
l'acier  
Solicitation  $M_u$



**Situation durable :**

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

**Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

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

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui ( $A_s' = 0$ )

Non ( $A_s' \neq 0$ )

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

Oui

Non

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,50/100 \left[ \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

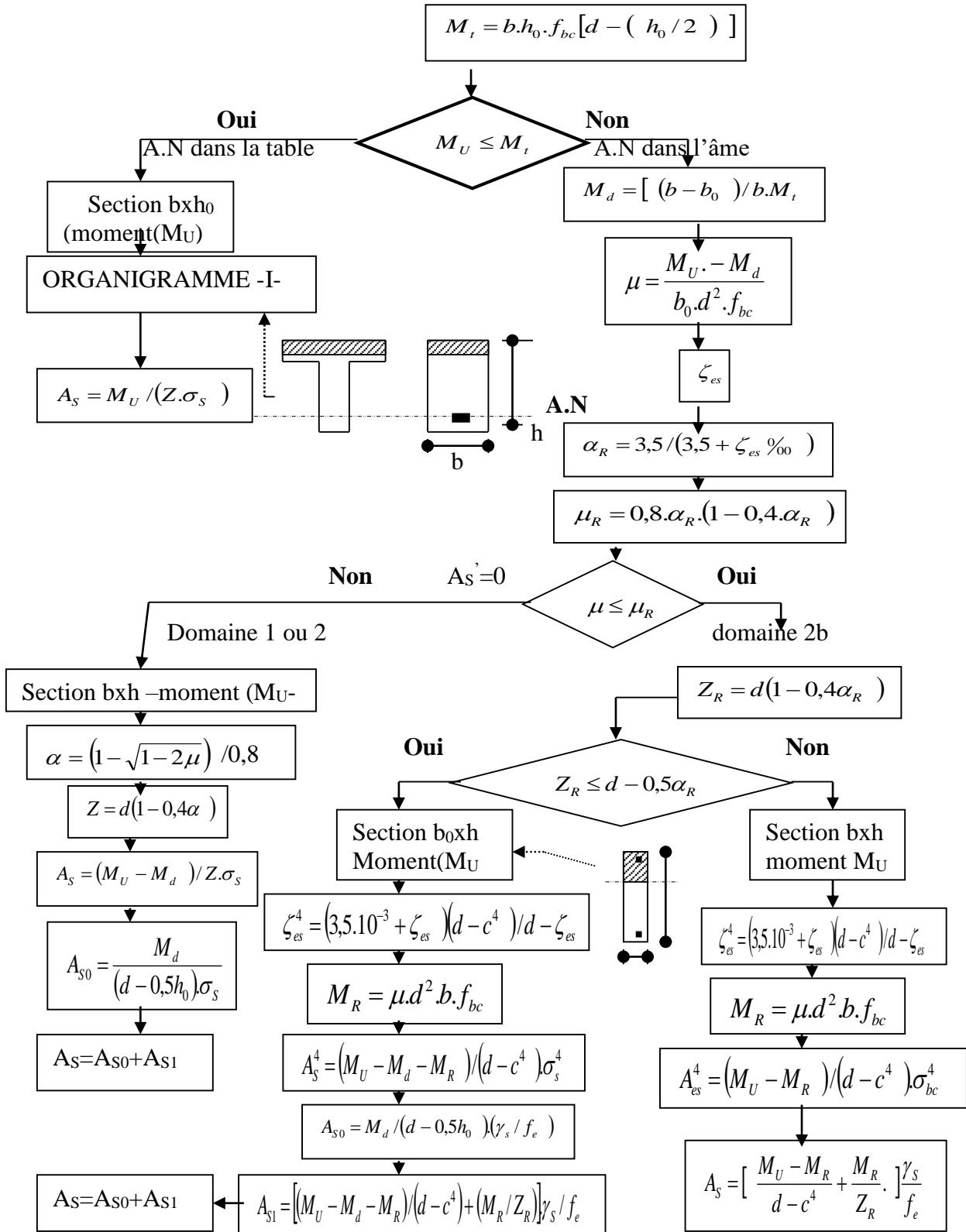
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[ \frac{M_U - M_R}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

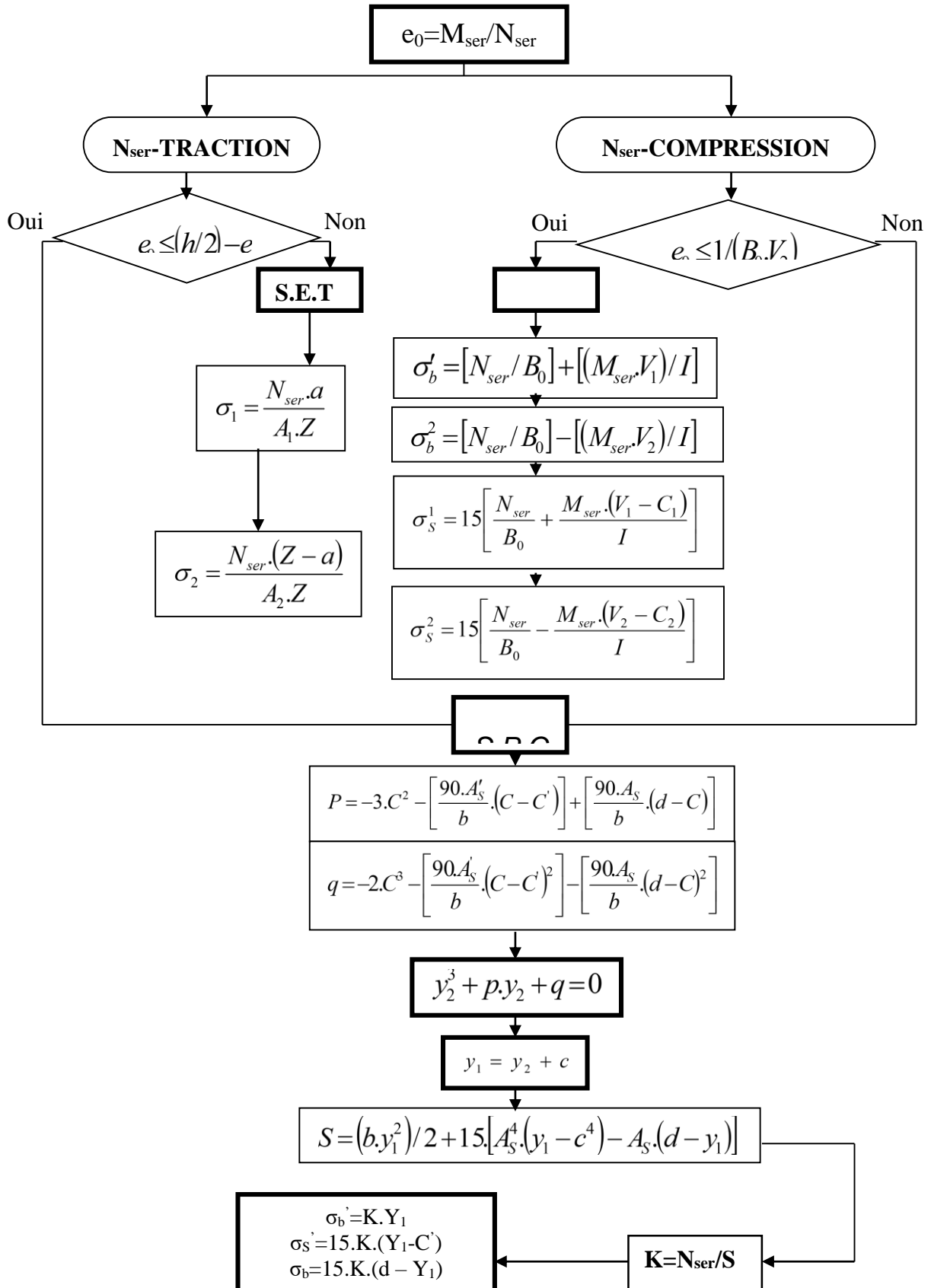
## ORGANIGRAMME -II-

### **CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



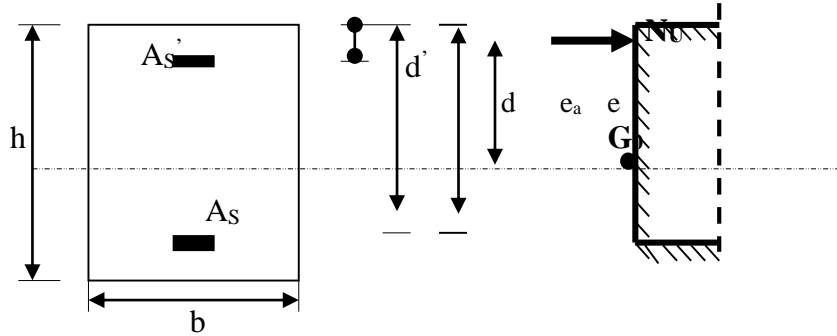
### ORGANIGRAMME-III-

### **FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S**



## ORGANIGRAMME -IV-

### **CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



**LES DONNEES**  
 $B, h, d, \sigma_{bc}, e, N_U, M_U$

$$N_U = M_U / e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui Non

**Calculer  $e_{NC} = f(\psi_1)$**

$$\chi = \frac{0,5 \left( \frac{d^4}{h} \right) - \left[ \frac{(d - d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left( \frac{6}{7} \right) - \left( \frac{d'}{h} \right)}$$

Oui Non Non Oui

Section entièrement comprimée **E.L.U**  
 Non atteint % minimal d'armatures **A=4 cm<sup>2</sup>/ml** de parement  
**0,2% ≤ A/B ≤ 5%**

Section partiellement comprimée **E.L.U**  
 Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

Oui Non

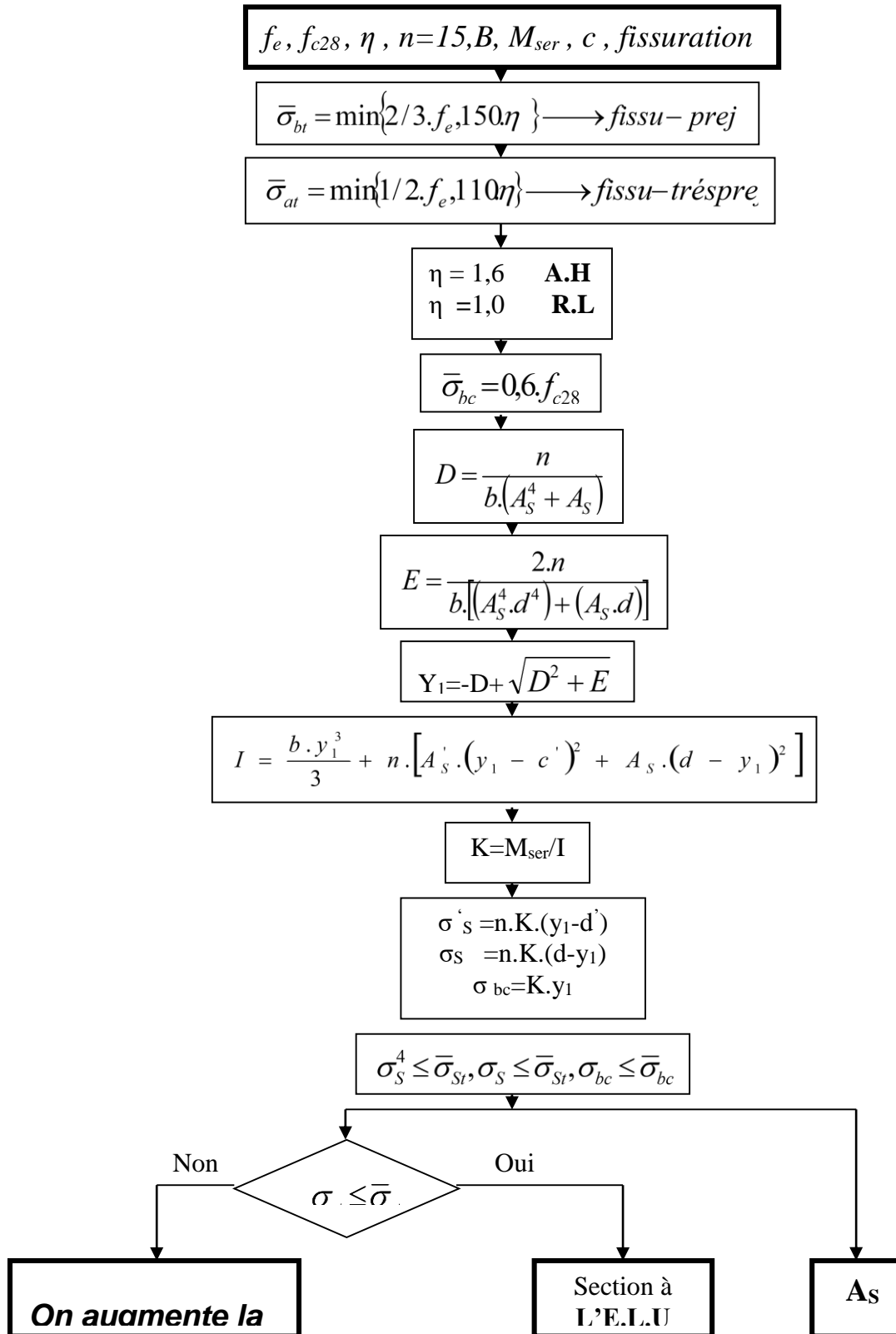
**X >**

Oui Non

$A_s = 0$   
 $A_{s'} = 0$   $A_s \neq 0$   
 $A_{s'} \neq 0$

## ORGANIGRAMME -V-

### VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELS



$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU ( $\nu = 0$ )		ELS ( $\nu = 0.2$ )	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000



### **Table de PIGEAUD**

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite

$u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour

et de dimension  $L_x * L_y$  Avec :  $L_x < L_y$ .  $\rho = 0.5$

		<b>u/lx</b>											
		<b>v/ly</b>	<b>0.0</b>	<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.3</b>	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>	<b>1.0</b>
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

# Performances & Raffinement

## Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portè	Dimensions de gaine (2)	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	
630 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
800 11 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
1000 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
		Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
1250 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
4.00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
1600 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
	4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400	

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (1) Entraînement 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), Dy MV = Dynatron (variation continue de vitesse), TD 2 = Transitronec Gearless (variation de tension sans treuil). (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-1. Figurent en italique les valeurs de l'édition de documentation P 02-208. (3) La puissance est calculée suivant la norme C.15-100 art. 6.15-104. c'est-à-dire en prenant en compte l'intensité de courant.

## Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Manœuvre	collective descente sélective, à analyse permanente de trafic
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture centrale trafic intense
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	□	□	□	□	□	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	180 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	12500	2500
530	260	500	240	160 x 120	□	□	□	□	□	33000	13000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
590	260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	19500	7000



Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.

## Tableau des Armatures

(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20