

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil



Mémoire de Master

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Thème

*Etude comparative avec établissement d'un
programme d'une structure en béton armé type
bâtiment contreventée par voiles*

Proposé et dirigé par :

M. R. BOUTEMEUR

Préparé par :

ZADRI Ziane

Membres de jury :

M. A. BALI

Président

M^{me} R. KETTAB

Examineur

M^{me} M. MORSLI

Examineur

Promotion juin 2015

E.N.P- 10, Avenue Hassen Badi, 16200 El Harrach, Alger

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont à Monsieur R. BOUTEMEUR, chargé de cours au département de génie civil à l'école nationale polytechnique, pour m'avoir proposé, dirigé ce sujet et d'avoir assuré la supervision de ce mémoire.

Mes remerciements vont également à l'ensemble du corps enseignant particulièrement à M. A. BALLI, M^{mes} R. KETTAB et M. MORSLI d'avoir accepté de faire partie du jury.

Ma reconnaissance va à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Dédicaces

A tous ceux qui me sont les plus chers ; ma famille et tous les amis

Je dédie ce modeste travail.

ملخص

الغرض من هذا العمل هو دراسة تصميم جدران القص التي تساعد في تعزيز هياكل البناء . و هذا من النتائج التي عثر عليها في عدة مشاريع نهاية الدراسة حسب قواعد BAEL. بعد ذلك نقوم بتطوير برنامج لحساب مقاطع الحديد اللازمة بموجب أنظمة البناء الحالية (CBA93 ، BAEL91 ، RPA99 نسخة 2003)

الكلمات المفتاحية

الخرسانة المسلحة، تدعيم ، الأسلوب الثابت المكافئ، أعمدة، عوارض، جدران القص

Résumé

Le but de ce travail est l'étude comparative du dimensionnement des refends de contreventement des structures de bâtiment en ferrailage. Et cela en se référant aux résultats trouvés dans plusieurs projets de fin d'étude calculés sur la base du BAEL.

Après cela, on élabore un programme permettant de calculer les sections d'acier nécessaires conformément aux règlements de construction en vigueur (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003).

Mots clés

Béton armé, contreventement, SAP2000, poteaux, poutres, voiles.

Abstract

The purpose of this work is the study of comparative design of shear walls bracing reinforcement of building structures. And this by referring to results found in several projects of end of study according to BAEL.

After that we develop a program to calculate the necessary steel sections under current building regulations (CBA93, BAEL91, RPA99 2003 version).

Keywords

Reinforced concrete, bracing, columns, beams, shear walls.

TABLE DES MATIERES :

Introduction générale.....	1
Chapitre I : généralités.....	2
1/introduction :.....	2
2/Evolution des méthodes de calcul du béton armé :.....	3
3/Considérations générales :.....	3
3-1/ Méthodes aux contraintes admissibles – méthode « classique » :.....	4
3.2/Méthode des états limite :.....	7
Chapitre II : étapes de dimensionnement et justification règlementaire.	
1/Introduction :.....	10
3/Détermination des sections d'armatures:.....	15
3-1/Ferraillage des poteaux.....	15
3.1.1. Combinaisons des charges.....	15
3.2.2 .Recommandation de l'RPA 99/Version 2003.....	15
3.2/ Ferraillage des voiles.....	16
3.2.1/ Ferraillage vertical.....	16
3.2.2/ Ferraillage horizontal :.....	17
3.2.3/Armatures transversales.....	18
3.3.1. Combinaisons des charges.....	20
3.3.2/Recommandation du RPA99 pour le ferraillage des poutres.....	20
Chapitre III :étude parametrique.....	21
1/Intoduction :.....	21
2/ Comportement des structures durant un séisme :.....	21
3/Origine des efforts :.....	22
4/ Conception parasismique :.....	23
4.1/ Influence du sol :.....	23
4.2/Régularité	24

5/Le contreventement des bâtiments:.....	26
5.1/principes de bases de contreventement de structure.....	26
5.1.2/Mode de propagation des efforts dans la structure.....	26
5.1.3/Le contreventement vertical	28
6/Etude de <i>ferrailage</i> refends de contreventement pour les structures	
Mixtes (portiques +voiles) +:.....	28
6.1/Calcul des voiles par la méthode des contraintes :.....	29
6.1.1/ Cas d'une section entièrement comprimée :.....	29
6.1.2/cas d'une section partiellement tendue :.....	29
6.2/Ferrailage:.....	30
7/Organigramme de calcul:.....	33
8 /exemple de ferrailage des voiles pour un bâtiment:.....	39
9/conclusion.....	45
Annexe	
Références bibliographiques	

Liste des figures :

Figure III.1. Organigramme de calcul des sections en flexion composée (poteaux et voiles).....	19
Figure III.2. Comportement des structures durant séisme.....	24
Figure III.3. influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques.....	25
Figure III.4. Régularité en plan.....	27
Figure III.5. Régularité élévation.....	27
Figure III.6. Chemin des forces horizontales à travers de la structure.....	29
Figure III.7. Le comportement du voile est similaire à celui d'une console.....	30
Figure III.8. - cas d'une de section entièrement comprimée.....	31
Figure III.9 - cas d'une section partiellement tendue.....	32
Figure III.10. Schéma de la répartition linéaire des contraintes sur la section du voile.....	35
Figure III.11. repartition des contraintes sur la bande.....	36
Figure III.12. Schéma représentant les caractéristiques géométriques entrant dans le calcul de la section d'acier.....	37
Figure III.13. Organigramme de calcul du ferrailage vertical (méthode de la bande).....	38
Figure III.14. Organigramme de calcul du ferrailage horizontal.....	39
Figure III.15 interface du programme.....	38
Figure. III.16. Modèle 3D de la structure.....	39
Figure. III.17. Disposition des voiles dans la structure.....	39
Figure. III.18: Vue en 3D du modèle de SAP2000.....	41
Figure III.19 : Vue en 3D de l'ouvrage après modélisation par le SAP2000.....	43

Liste des tableaux :

Tab .III.1 tableau de ferrailage vertical des voiles	37
Tab.III.2. tableau de ferrailage vertical des voiles.....	39
Tab III.3. tableau de ferrailage horizontal des voiles.....	41
Tab III.4. tableau de ferrailage vertical des voiles.....	41

Introduction générale :

Les ingénieurs en construction sont toujours confrontés aux problèmes liés à la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations. Ceci les a conduits à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

Les règlements sont susceptibles de révision en rapport avec de nouvelles données. En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes ont conduit des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées davantage.

Une étude complète de la structure commence avec la présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés. On détaille ensuite la conception du système structural. Puis on présente les résultats de l'étude dynamique-sismique, qui nous mène au ferrailage des éléments structuraux. La dernière phase consiste à exploiter l'étude du sol afin de choisir un type de fondation qui assure la sécurité de la construction.

Dans ce présent travail, on s'intéresse aux résultats de ferrailage des refends de contreventements de plusieurs bâtiments contreventés en voiles et portiques étudiés dans des projets de fin d'études. Ou on a constaté que dans la majorité des cas, le dimensionnement en section d'acier minimale exigé par les règlements des constructions en béton armé (CBA) et les règlements parasismiques algériens (RPA) dépasse ce qu'on trouve avec les méthodes de calcul classique.

Ce constat nous mène à adopter souvent la section minimale avec les dispositions imposées par ces règlements. C'est pour cela qu'on a établi à la fin un programme qui permet d'avoir le détail du ferrailage des voiles et cela en calculant la section d'acier nécessaire par la méthode classique (par bande) qu'on va comparer avec la section minimale pour prendre la plus grande des deux, puis la répartition des armatures verticalement et horizontalement dans la section du voile.

Chapitre I : Généralités :

1/introduction :

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant des proportions convenables et de manière homogène des éléments suivants :

*Le ciment

*Un granulats composé de sable et matériaux pierreux (gravillons, cailloux)

*De l'eau

Ce mélange fait prise puis durcit, avec une augmentation de sa résistance à la compression et à la traction.

La résistance à la compression atteint des valeurs élevées (entre 25 et 35 MPa) alors que la résistance à la traction est relativement faible (de l'ordre 1/12 de sa résistance à la compression environ 2 à 3 MPa).

Cette faiblesse de résistance à la traction fait du béton un matériau fragile. Pour cela on lui associe des armatures d'acier respectant une organisation structurale spécifique, beaucoup plus résistante, et on obtient ainsi le béton armé.

Le principe 1

Les éléments doivent être armés suivant trois directions non coplanaires. Généralement perpendiculaire pour la facilité de réalisation.

Le principe 3

On mène toujours les calculs comme effectivement la résistance du béton est nulle à la traction, donc à déterminer les armatures des zones tendues pour qu'elles soient capables d'équilibrer la totalité des efforts de traction développés par le fonctionnement mécanique de la structure.

Le principe 3 :

prévoir une quantité d'armatures tendues au moins égale à celle nécessaire pour équilibrer la force de rupture par traction du béton tendu supposé non armé (condition de non-fragilité, définissant le pourcentage minimal d'armatures tendues).

2/Evolution des méthodes de calcul du béton armé :

Après une période de relative stabilité, jusqu'en 1945, les méthodes de calcul des constructions en béton armé ont subi une évolution continue qui a abouti, à la suite de concepts qui se sont développés au cours des dernières années, à une modification profonde des principes mêmes sur lesquels reposaient ces méthodes.

Les changements successifs ont résulté :

- d'une part, d'une connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé, acquise à la suite de nombreux essais effectués dans différents pays ;
- d'autre part, d'une évolution dans la notion même de la sécurité des constructions où l'on est passé d'une conception de caractère déterministe à une conception caractère probabiliste ou plutôt semi-probabiliste.

3/Considérations générales :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- de sa ruine ou de celle de l'un quelconque de ses éléments ;
- d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort de ses usagers.

Or un certain nombre de facteurs sont susceptibles, par leur intervention isolée ou combinée, d'influer sur la sécurité d'une structure et éventuellement de la compromettre. Parmi ces facteurs on peut citer :

- la définition des actions appliquées à l'ouvrage,
- les propriétés des matériaux constitutifs,
- la détermination -des sollicitations (M, N, T), les méthodes de calcul des sections,
- les règles de détail (disposition des armatures, enrobages, recouvrements, etc.

- la qualité de l'exécution qui dépend elle-même :

- * Des règles de contrôle,
- * De la qualification du personnel,

Etant donné les incertitudes qui entachent ces différents facteurs, il est nécessaire de prendre des marges de sécurité, sous la forme de "coefficients de pondération" à introduire

dans les calculs.

1/ Selon le mode d'introduction des coefficients relatifs à la sécurité on distingue :

- a) les méthodes de calcul aux "**contraintes admissibles**" (coefficients "de sécurité" appliqués uniquement aux "résistances" des matériaux.
- b) les méthodes de calcul **à la rupture** (coefficients "de sécurité" appliqués uniquement aux "actions" qui, le plus souvent, sont des charges).
- c) les méthodes de calcul avec coefficients "de sécurité" partiels (appliqués d'une part aux résistances, d'autre part aux actions et éventuellement, aux sollicitations).

2/ Selon la conception même de la sécurité, suivant la manière dont on considère les paramètres de base, on distingue :

- a) les méthodes déterministes (paramètres de base considérés comme non-aléatoires)
- b) les méthodes probabilistes (paramètres de base considérés comme aléatoires).

Toute méthode de de calcul devrait par conséquent combiner ces deux dernières avec a ou b ou c.

3-1/ Méthodes aux contraintes admissibles – méthode « classique » :

Cette méthode de calcul, que l'on a longtemps considérée comme la seule scientifiquement valable, était la base des prescriptions des premiers règlements : Circulaires Ministérielles de 1906 et de 1934 et dans une large mesure, Règles BA 1945.

Dans cette méthode, le modèle de calcul est le modèle élastique. En particulier, les matériaux acier et béton sont supposés obéir à la loi Hooke. Pour chacun d'eux, la contrainte maximale sous sollicitations de service, calculée par les méthodes de la Résistance des Matériaux classique, étendue aux pièces hétérogènes par introduction d'un coefficient d'équivalence et en négligeant le béton tendu, est bornée à une fraction - jugée convenable de la contrainte au-delà de laquelle le matériau se rompt (béton) ou subit des déformations importantes (acier). Cette contrainte - ou résistance - peut être évaluée en tenant compte (probabilisme) ou non (déterminisme) de la dispersion des résultats d'essais.

La contrainte admissible maximale est ainsi définie par $\sigma_{adm} = \frac{f}{\gamma}$

et la condition à vérifier est donc : $\sigma \leq \frac{f}{\gamma}$

Où $\gamma > 1$ est un coefficient globale tenant compte de toutes les sources d'incertitude.

Si la fraction $\frac{1}{\gamma}$ est fixée une fois pour toutes **indépendamment** du mode de sollicitation des pièces (méthode "classique") on aboutit à des coefficients de sécurité non homogènes, car variant selon ce mode de sollicitation, et par conséquence, à un dimensionnement parfois **surabondant**.

L'un des moyens de pallier l'inconvénient qui vient d'être mentionné consiste à apporter des correctifs à la méthode, en adoptant une fraction $\frac{1}{\gamma}$ variable en fonction de la nature de la sollicitation (par exemple, en tenant compte des phénomènes d'adaptation plastique qui se manifestent dans les poutres fléchies) de manière à obtenir, sans complications excessives, des coefficients de sécurité homogènes.

Un premier pas dans cette voie admet une légère augmentation des contraintes sur appuis des poutres continues.

De même, les valeurs des contraintes admissibles des armatures d'âme sous l'effet de l'effort tranchant variaient en fonction de la valeur de la contrainte tangente, afin de tenir compte des résultats de nombreux essais.

Critiques de la méthode :

- Les **actions max. ne sont pas toujours bien connues** (exemple : charges climatiques) donc le coefficient de sécurité **k** ne devrait **pas être constant** mais avoir une valeur correspondant à l'action prise en compte.
- La condition $\sigma_{\text{service}} \leq \sigma$ ne tient pas compte de **la durée et du mode d'application des charges** or :
 - Pour le béton : les actions de longue durée entraînant une grande contrainte sont souvent plus dangereuses que ces mêmes actions appliquées pour une courte durée et de façon intermittente.
 - Pour l'acier : ce sont surtout les variations fréquentes et importantes qui entraînent la rupture par fatigue.
 - La **contrainte de ruine f** ne peut être définie de la même manière pour tous les matériaux.
 - Pour le béton **f = f_{rupture}** car le béton est un matériau fragile, il faut donc considérer la **rupture** effective du matériau.
 - Pour l'acier **f = f_{élastique}** car dès que l'on dépasse la **limite élastique**, il y a écoulement d'où des déformations très importantes qui rendent l'ouvrage inutilisable.

- La condition $\sigma_{\text{service}} \leq \sigma$ ne garantit pas la sécurité des ouvrages vis à vis d'une **augmentation accidentelle des actions**, surtout lorsque les contraintes ne sont pas directement proportionnelles aux actions, comme en flexion composée. ($\sigma = N/A + M.v/I$)

- Dans le cas où plusieurs actions indépendantes et de courte durée peuvent s'exercer sur un élément de construction, il y a lieu de tenir compte de la très faible **probabilité de leur concomitance**. (Exemple : charges d'exploitation et neige sur toiture.)

Il est nécessaire d'affecter aux combinaisons d'actions de courte durée un coefficient de sécurité inférieur à celui qu'on exige sous l'effet d'une seule action ou d'une combinaison d'une action de longue durée et d'une action de courte durée.

- La contrainte σ_{service} qui est comparée à la contrainte admissible σ peut être due soit à l'application de charges, soit à des **déformations imposées** (retrait, température)

Dans le cas où ces deux actions sont simultanées, le fait d'ajouter les contraintes qu'elles provoquent pour comparer leur somme à la résistance admissible du matériau constitutif peut conduire à un non-sens.

En effet, quand la déformabilité du matériau le permet, les contraintes correspondant aux déformations imposées disparaissent avant que la limite de rupture ne soit atteinte.

- La condition $\sigma_{\text{service}} \leq \sigma$ ne tient pas compte du fait que selon la nature des sollicitations et selon la forme de la section à laquelle elles s'appliquent, les **phénomènes d'adaptation plastique** sont d'importance différente.

En effet, une pièce comprimée rompt dès que σ_{rupture} est atteinte alors qu'une pièce soumise à la flexion simple peut dépasser de 50% la contrainte de rupture si le matériau constitutif est un matériau élastique parfait.

3.2/Méthode des états limite :

La méthode de calcul « aux états limites » se fonde sur une approche semi-probabiliste et l'usage de coefficients partiels de sécurité associés, d'une part aux résistances et d'autre part aux actions, qui traduisent les différentes incertitudes liées aux propriétés des matériaux et à la réalisation de l'ouvrage.

Ce type de calcul permet de dimensionner une structure de manière à offrir une probabilité acceptable de ne pas atteindre un « état limite », qui la rendrait impropre à sa destination.

Un ouvrage doit présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- de sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments,
- d'un comportement en service pouvant affecter sa durabilité, son aspect ou le confort des usagers.

La vérification des structures se fait par le calcul aux états limites : les vérifications doivent être faites pour toutes les situations de projet et tous les cas de charges appropriés.

On distingue deux états limites :

- ELU : ÉTATS LIMITES ULTIMES
- ELS : ÉTATS LIMITES DE SERVICE

Les états limites sont des états d'une construction qui ne doivent pas être atteints sous peine de ne plus permettre à la structure de satisfaire les exigences structurelles ou fonctionnelles définies lors de son projet. La justification d'une structure consiste à s'assurer que de tels états ne peuvent pas être atteints ou dépassés avec une probabilité dont le niveau dépend de nombreux facteurs.

***États limites de service (ELS)**

Les États Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ou un élément de la structure ne sont plus satisfaites (fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction).

Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants : déformations, vibrations, durabilité. Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas sa ruine.

Les États Limites de Service courants concernent :

- La limitation des contraintes
- La maîtrise de la fissuration
- La limitation des flèches

3 /types de combinaisons d'actions sont à prendre en compte :

- Combinaisons caractéristiques
- Combinaisons fréquentes
- Combinaisons quasi-permanentes

Les situations aux ELS

Les vérifications consistent à s'assurer que la valeur de calcul de l'effet des actions est inférieure à la valeur limite de calcul du critère d'aptitude au service considéré.

Limitation des contraintes :

La contrainte de compression dans le béton peut être limitée afin d'éviter les fissures longitudinales ou les microfissures mais ce n'est pas une obligation. (lien vers Art. 7.2 (2))

Les contraintes de traction dans les armatures sont limitées afin d'éviter des fissurations ou des déformations inacceptables.

Maîtrise de la fissuration :

Un enrobage convenable n'est pas la seule condition pour assurer la protection des armatures contre la corrosion. Il faut aussi limiter la fissuration du béton. La fissuration est limitée afin de ne pas porter préjudice au bon fonctionnement ou à la durabilité de la structure ou encore rendre son aspect inacceptable.

La maîtrise de la fissuration est assurée soit par le calcul de l'ouverture des fissures vers, soit par l'utilisation de tables prescrivant une quantité minimale d'armature (A_s, \min) nécessaire dans les zones soumises à des contraintes de traction.

Limitation des flèches

Des valeurs limites appropriées des flèches sont fixées, en tenant compte de la nature de l'ouvrage, de ses aménagements et de sa destination.

La déformation d'un élément ou d'une structure ne doit pas être préjudiciable à son fonctionnement ou son aspect. Il convient de limiter les déformations aux valeurs compatibles avec les déformations des autres éléments liés à la structure tels que par exemple les cloisons, les carrelages, les vitrages, les bardages.

*** États limites ultimes(ELU)**

Les États Limites Ultimes (ELU) concernent la sécurité des personnes, de la structure et des biens. Ils incluent éventuellement les états précédant un effondrement ou une rupture de la structure.

Ils correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ses éléments par :

- perte d'équilibre statique,
- rupture ou déformation plastique excessive,
- instabilité de forme (flambement ...).

Les vérifications aux états limites ultimes portent sur :

- la flexion
- l'effort tranchant
- la torsion
- le poinçonnement
- la fatigue

Chapitre II : étapes de dimensionnement et justification réglementaire.

1/Introduction :

L'évolution dans la conception des bâtiments a été accompagnée de l'évolution générale des techniques et des méthodes de calcul telles que les méthodes exactes, approchées et les méthodes simplifiées, marquée d'une manière spectaculaire par l'apparition de l'ordinateur et la création des logiciels et aussi l'amélioration des règlements et des normes, aidant à lever la complexité de ces problèmes.

Les étapes de calcul d'un projet de bâtiment sont principalement :

1. Modélisation de la structure et détermination des actions qui lui sont appliquées et des classes d'exposition (pour tenir compte des actions environnementales).

2. Détermination des sollicitations et choix des caractéristiques et des résistances des matériaux (en fonction des performances à atteindre en phase d'exécution : coulage, décoffrage, manutention, etc.) et en phase d'utilisation.

3. Détermination des sections d'armatures:

- armatures de flexion;
- armatures d'effort tranchant;
- armatures de torsion;
- armatures de peaux...

Pour chaque état limite, pour chaque section de la structure étudiée, il faut montrer, pour le cas de charge le plus défavorable, sous la combinaison d'action considérée, que la sollicitation agissante ne dépasse pas la résistance du matériau.

4. Dessin des armatures (plans) prenant en compte les diverses dispositions constructives et les contraintes d'exécution du chantier

1/Modélisation de la structure et détermination des actions qui lui sont appliquées et des classes d'exposition (pour tenir compte des actions environnementales) :

Pour le dimensionnement, une structure est décomposée en éléments tels que: poutres, poteaux, dalles, voiles, etc.

-Une poutre est un élément dont la portée est supérieure ou égale à trois fois la hauteur totale de la section.

-Une dalle est un élément dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à cinq fois son épaisseur totale.

-Un poteau est un élément dont le grand côté de la section transversale ne dépasse pas quatre fois le petit côté et dont la hauteur est au moins égale à trois fois le grand côté. Si ce n'est pas le cas, il est considéré comme un voile.

Les actions sont constituées par les forces et les couples résultant des charges appliquées ou les déformations imposées à la structure.

On distingue trois types d'actions :

***Les actions permanentes** dues au poids propre de la structure et au poids total des équipements

fixes. Les poussées de terre ou la pression d'un liquide (pour les murs de soutènement, les réservoirs...) sont également prises en compte comme actions permanentes.

***Les actions variables** dues aux charges d'exploitation, aux charges climatiques, aux charges appliquées en cours d'exécution, aux déformations provoquées par les variations de température.

***Les actions accidentelles** dues aux séismes, aux explosions, aux incendies.

-Les combinaisons d'actions :

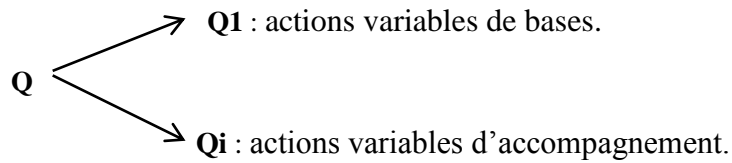
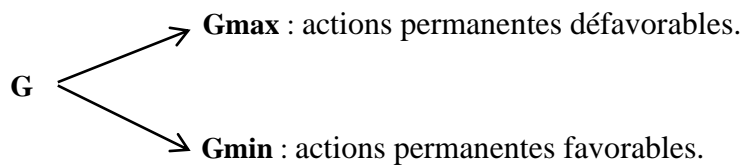
Dans les calculs justificatifs de béton armé, on considère des sollicitations dites de calcul, qui sont déterminées à partir de combinaisons d'actions.

a– Nous affectons à chaque type d'action, un coefficient de sécurité partiel.

b – Nous combinons les actions obtenues (principe de superposition des effets).

c – Nous déterminons la ou les combinaisons qui engendrent les sollicitations les plus défavorables dans les éléments de la construction.

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'actions proposées par le CBA :



a- Etats limites ultimes : (E.L.U)

$$1,35 \cdot G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i=1}^n 1,3 \gamma_{Qi} \cdot Q_i$$

γ_{Q1} : coefficient multiplicateur = **1,5** dans le cas général.

Généralement la combinaison s'écrit : **1.35. G + 1,5.Q**

Lorsque nous introduisons les actions accidentelles elle s'écrit :

$$G_{\max} + G_{\min} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \cdot Q_i + F_A$$

Avec **F_A** action accidentelle.

b- Etats limites de services : (E-L-S)

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \cdot Q_i$$

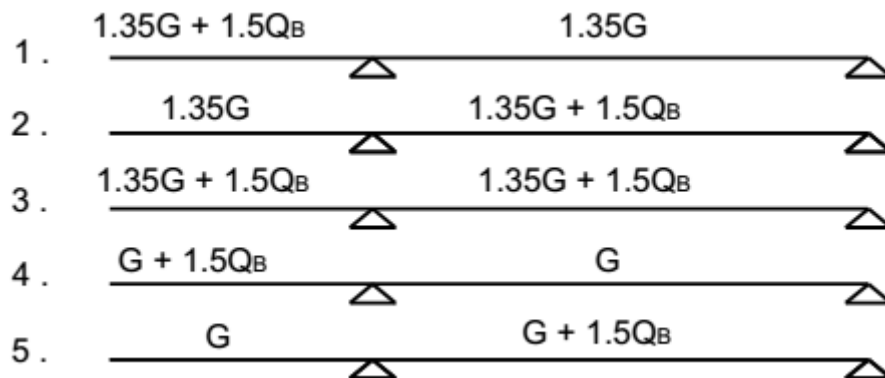
γ_{Q1} : coefficient multiplicateur.

Généralement la combinaison s'écrit : **G + Q**

Eléments courants des structures en B.A. uniquement soumis aux actions des charges permanentes G et des charges d'exploitation QB (à l'exclusion de toute action climatique) :

a) – Poutres sur deux appuis prolongée par un porte-à-faux :

Etats limites ultimes (ELU) :



Etats limites de service (ELS) :



b) – Cas des planchers : dalles ou poutres à plusieurs travées :

Etats limites ultimes (ELU) :

Combinaison	Travées chargées	Travées déchargées
1	$1,35G + 1,5Q$	$1,35G$
2	$G + 1,5Q_B$	G

Etats limites de service (ELS) :

Combinaison	Travées chargées	Travées déchargées
	$G + Q_B$	G

c) – Cas des poteaux :

Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison à considérer est :
 $1,35G + 1,5Q_B$

d) – Cas des fondations :

Combinaison d'action si le point d'appui n'intervient pas dans la stabilité sous l'action du vent :

$1,35G + 1,5Q_B$

2/Détermination des sollicitations et choix des caractéristiques et des résistances des matériaux (en fonction des performances à atteindre en phase d'exécution : coulage, décoffrage, manutention, etc.) et en phase d'utilisation.

Les sollicitations élémentaires sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments, appliqués aux éléments de la structure. Elles sont déterminées, à partir des actions considérées, par des méthodes de calcul appropriées faisant généralement appel à la résistance des matériaux ou à des études de modélisation.

Efforts normaux

- **Compression simple**

Lorsqu'un poteau, par exemple, n'est soumis, en plus de son poids propre, qu'à une charge F appliquée au centre de gravité de sa section, il est dit sollicité en compression simple.

Ce cas théorique n'est pratiquement jamais réalisé, la force F résultante étant généralement excentrée par rapport à l'axe du poteau. Le poteau est aussi en général soumis des efforts horizontaux qui provoquent un moment fléchissant.

- **Traction simple**

Ce cas correspond à une pièce soumise à un effort de traction (suspentes, tirants). Le calcul permet de dimensionner les armatures longitudinales nécessaires pour reprendre cet effort que le béton ne serait pas à même de supporter.

Flexion

Dans une poutre fléchie, les fibres inférieures soumises à des contraintes de traction s'allongent, alors que les fibres supérieures en compression se raccourcissent. Si l'on considère une portion de poutre dont toutes les fibres avaient une longueur l_0 avant déformation, chaque fibre présentera, après déformation, une longueur $l = l_0 + \epsilon y$, en admettant l'hypothèse que chaque section droite reste plane après déformation de la poutre.

3/Détermination des sections d'armatures:

3-1/Ferraillage des poteaux.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables. Le ferraillage des poteaux s'effectue suivant trois cas suivants :

1^{er} cas : $N_{max} \Rightarrow M$ correspondant

2^{ème} cas : $M_{max} \Rightarrow N$ correspondant

3^{ème} cas : $N_{min} \Rightarrow M$ correspondant

3.1.1. Combinaisons des charges.

· Selon BAEL 91.E.L.U : Situation durable.

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

· Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle.

$G + Q \pm E$ RPA 99 (σ_b Contrainte dans le béton) (E.L.U. situation accidentelle)

$0,8 G \pm E$ RPA 99 (Ferraillage σ_s Contrainte dans les aciers) (E.L.U. situation accidentelle)

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

3.2.2 .Recommandation de l'RPA 99/Version 2003.

· **Armatures longitudinales :**

Leur pourcentage minimal est de :

$$A_{min} = A_s > 0,9 \% b.h \text{ (zone III) ;}$$

Leur pourcentage maximal est de :

$$A_{max} = \frac{A_s}{b.h} < 3 \% \text{ en zone courante}$$

$$A_{max} = \frac{A_s}{b.h} < 6 \% \text{ en zone recouvrement.}$$

Le diamètre minimum est de 12 mm ;

La longueur minimale des recouvrements est de $50 \Phi L$;

La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 20cm ;

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Armatures transversales : Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante RPA99 :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

St : espacement des armatures transversales.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si l'élançement géométrique (lg) dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5

$\rho_a = 3,75$ dans le cas contraire.

h : hauteur totale de la section brute.

3.2/ Ferrailage des voiles.

Les voiles sont soumis à un moment fléchissant et un effort tranchant provoqués par l'action du séisme, ainsi qu'un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations.

Donc le ferrailage des voiles s'effectuera sous la flexion composée avec effort tranchant. Ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

* Le plan vertical (**aciers verticaux**).

* Le plan horizontal (**aciers horizontaux**), ainsi que des **armatures transversales**. Le calcul s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

3.2.1/ Ferrailage vertical.

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99/Version2003. Décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal de béton tendue.

2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
4. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - * Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
 - * En zone courante égale à 0.10%.
6. Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

3.2.2/ Ferrailage horizontal :

- *Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- * Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- * Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes.

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/v2003 préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à :

$S \leq \min (1.5 a ; 30\text{cm})$ Avec : a est l'épaisseur du voile ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre 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 dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.

3.2.3/Armatures transversales.

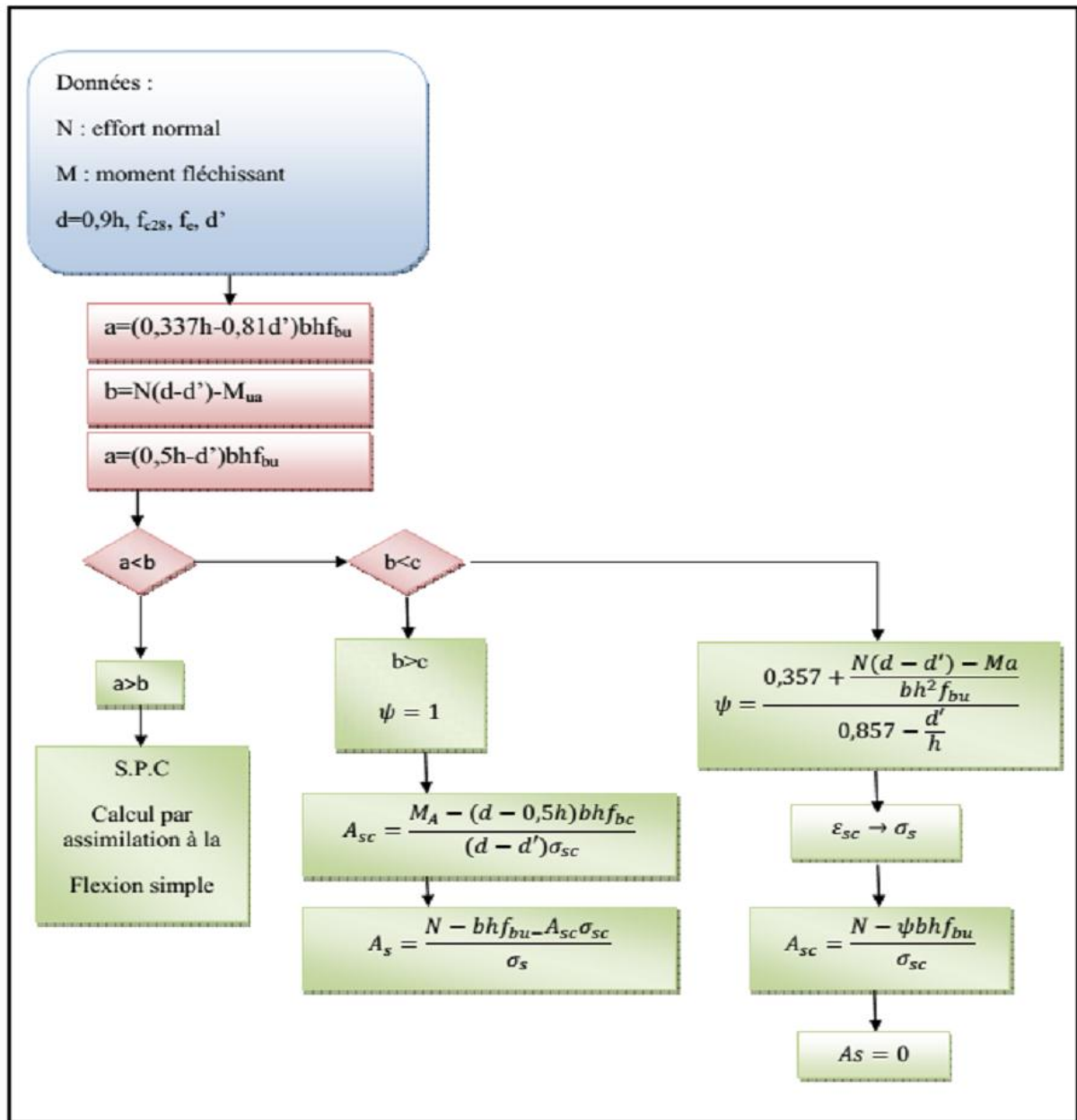
Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

Sollicitations de calcul.

- Pour le ferrailage : $0.8 G \pm E$.
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$

Remarque :

les poteaux et les voiles sont calculés en flexion composée suivant l'organigramme ci-dessous



FIGIII.1. Organigramme de calcul des sections en flexion composée (poteaux et voiles).

3.3/Ferraillage des poutres.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leurs ferraillements sont obtenus sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- **Situation durable** : $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$
 $\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bu} = 14.7 \text{ MPa}$
- **Situation accidentelle** : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$
 $\gamma_b = 1.15 \Rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$

3.3.1. Combinaisons des charges.

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

- selon BAEL 91 : E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q$
- selon le R.P.A 99 : $G+Q \pm E$ et $0.8G \pm E$

3.3.2/Recommandation du RPA99 pour le ferraillage des poutres.

- La section minimale des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de $A_{min} = 0.5\% .bh$.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante ; 6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimal de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 50ϕ (zone III).
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Chapitre III : étude comparative

1/Introduction :

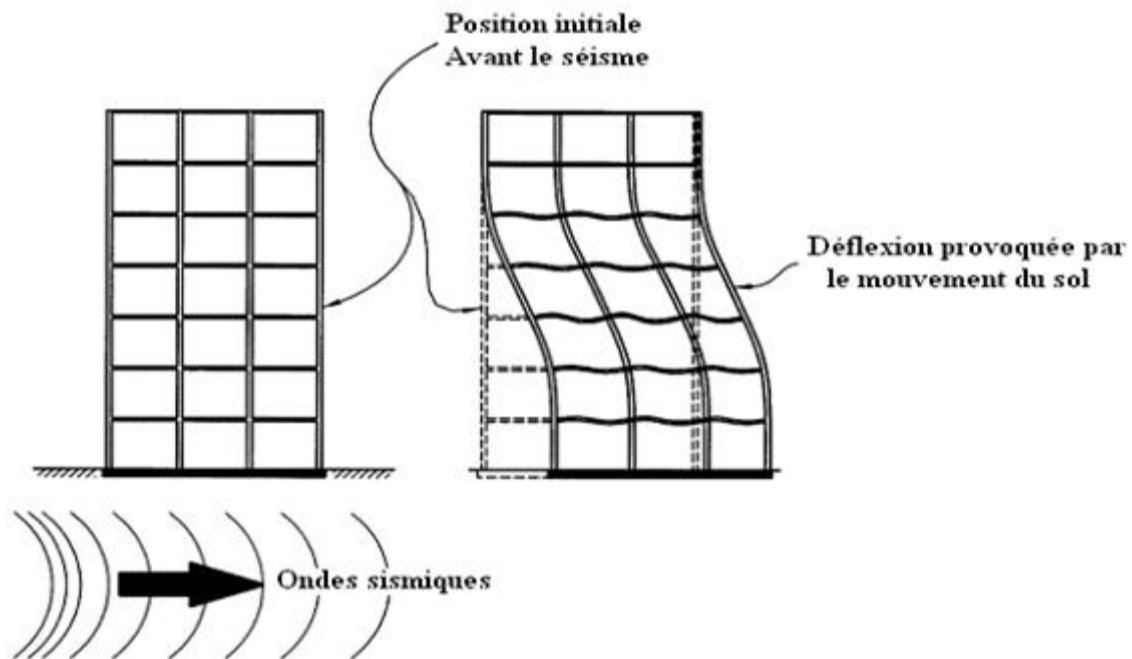
Dans ce chapitre ; on va faire une étude comparative en comparant les résultats de ferrailage obtenus pour différentes structure de bâtiments avec les sections exigés par les recommandations des règles de constructions en béton armé (CBA) et du règlement parasismique algérien (RPA).

2/ Comportement des structures durant un séisme :

Le comportement des structures lors d'un séisme est un problème qui reflète de la dynamique. Les mouvements sismiques produisent des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments qui constituent la structure. L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement et pour cause celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du site, l'emplacement géographique, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période de vibration, la rigidité, l'amortissement, la masse totale ...etc.

Afin d'améliorer le comportement des structures dans les zones sismiques, il est nécessaire de prévoir des éléments de contreventement qui ont pour rôles de s'opposer aux actions horizontales générées par le mouvement du sol, et d'assurer la stabilité latérale des constructions.

Le type de contreventement à mettre en place doit ainsi être choisi de manière judicieuse, et disposé suivant les directions principales.



FIGIII.2.Comportement des structures durant un séisme

3/Origine des efforts :

Les sollicitations horizontales auxquelles sont soumises les structures proviennent pour des efforts de vent ou de sollicitations sismiques.

Les efforts de vent sont fonctions en plus de la situation géographique, de l'orographie (science géographique du relief), de l'exposition de l'ouvrage et de la volumétrie du bâtiment.

Les sollicitations sismiques dépendent principalement de la zone sismique dans laquelle se trouve le bâtiment, de la géométrie du bâtiment, de sa régularité en plan et en élévation, de sa masse et de la nature du sol sur lequel il se trouve, il faut s'assurer de la capacité de celui-ci à recevoir une construction dans de bonnes conditions.

Le tremblement de terre engendre des effets de deux natures,

- des effets directs, les tremblements de terre sont engendrés dans des plans de faille et provoquent un déplacement au niveau de la faille qui peut être vertical et (ou) horizontal et qui peuvent entraîner des déplacements en surface, un choc et une propagation des ondes sismiques dont l'amplitude et la durée sont influencées par la qualité du sol sous les bâtiments.
- des effets indirects, sous l'effet du tremblement de terre, l'ébranlement des sols va entraîner des pertes de cohésion de ces sols qui vont se traduire par des liquéfactions des sols (perte de la résistance des sols sous les constructions), des affaissements ou des tassements des sols.

Comme on le voit, les deux calculs d'efforts de vent et de séisme sont assez différents. Les efforts sismiques faisant intervenir notamment des notions de période et de dissipation d'énergie, un ouvrage bien conçu pour résister aux efforts de vent ne le sera pas nécessairement pour la résistance au séisme.

4/ Conception parasismique :

Pour avoir une bonne tenue face aux séismes, une construction doit être conçue dès le départ de façon à pouvoir résister aux actions sismiques, en faisant le bon choix des éléments porteurs de la structure, du matériau à utiliser, du type de contreventement...etc.

En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs et le dimensionnement ne peuvent compenser à eux seuls les défauts de la conception sur le plan parasismique. Pour qu'une construction soit réellement parasismique, elle doit s'appuyer sur trois points fondamentaux :

- Bonne conception architecturale vis-à-vis des séismes.
- Application des règles parasismiques.
- Exécution de qualité

4.1/ Influence du sol :

La logique des choses voudrait que plus on s'éloigne de l'épicentre et plus les dommages diminuent, ceci n'est pas toujours vrai puisque le sol joue parfois un rôle d'amplificateur de mouvements dans certaines régions.

En effet, on a souvent constaté lors des séismes destructeurs que les dommages sont nettement plus élevés dans les zones à formation sédimentaire ou alluvionnaire que dans les zones rocheuses voisines. Les mouvements sismiques sont donc influencés par la nature du sol et par le relief topographique des sites.

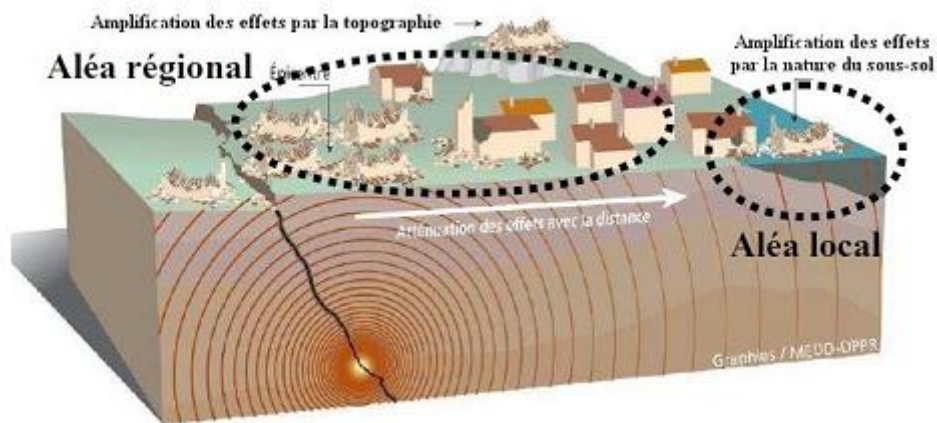


Figure III.3. influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques

L'amplification due aux effets de site locaux est prise en compte par la distinction de plusieurs catégories de sol.

Classification des sols :

Selon le RPA99/2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (RPA99/ 2003). Les différentes catégories des sites sont les suivantes :

- *S1*: site rocheux, caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s > 800\text{m/s}$.
- *S2*: site ferme, caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s > 400\text{m/s}$ à partir de 10m de profondeur. Chapitre 02 *Les effets de site et la réglementation parasismique* - 59 -
- *S3* : site meuble, caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s > 200\text{m/s}$ à partir de 10m de profondeur.
- *S4*: site très meuble, caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s < 200\text{ m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

A chaque catégorie de site est associé un spectre de réponse en accélération et la modification de l'action sismique est prise en compte donc par la forme du spectre de réponse sans tenir compte de la non linéarité du sol ni de l'amplification topographique ou sédimentaire.

4.2/Régularité

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

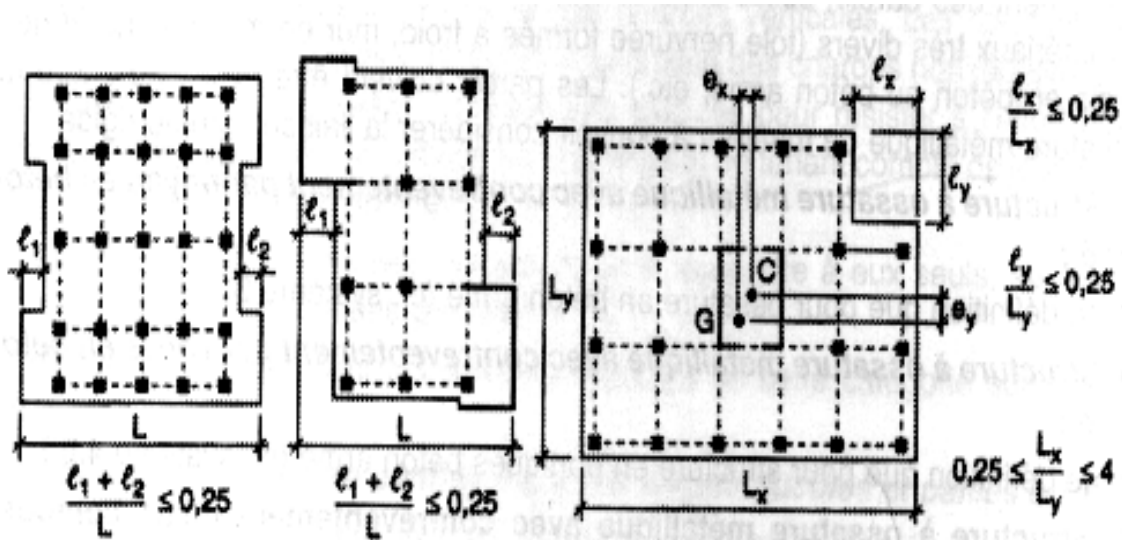


Figure III.4. Régularité en plan

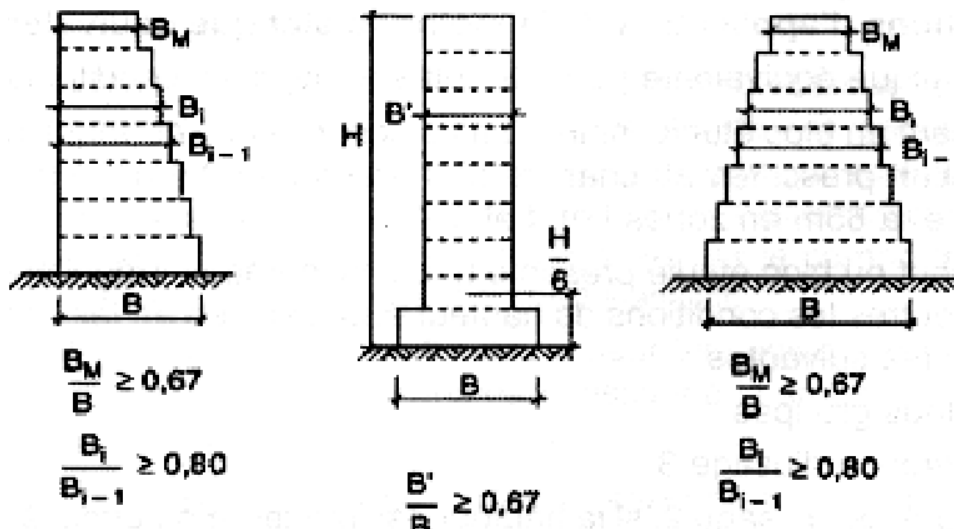


Figure III.5. Régularité élévation

5/Le contreventement des bâtiments :

Le contreventement est l'ensemble des dispositifs permettant d'assurer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis des sollicitations horizontales.

Une structure bien conçue doit pouvoir assurer sa stabilité sous l'action de n'importe quelle charge extérieure et notamment sous l'action des charges horizontales (pression du vent sur les façades, secousses sismiques, chocs de véhicules...).

Autrement dit, la conception générale d'une structure, ainsi que de chacun de ses composants, doivent permettre d'assurer la descente des charges horizontales depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

5.1/principes de bases de contreventement de structure

Le contreventement d'un bâtiment doit être pensé dès sa conception, car ce sont la géométrie globale et le positionnement en plan des éléments les plus rigides qui déterminent en grande partie la bonne répartition des efforts dans la structure. Les géométries simples et compactes sont donc à privilégier. À l'opposé les formes en U ou en L sont à éviter car elles posent des problèmes de concentration de contraintes au niveau des angles et font apparaître de la torsion d'ensemble. La disposition en plan des éléments de contreventement est également très importante. Un mauvais positionnement et/ou une mauvaise répartition des éléments rigides entraîne nécessairement une torsion du plancher qui génère des efforts supplémentaires dans les éléments de contreventement.

La notion de torsion est donc très importante pour l'étude des structures vis-à-vis des efforts horizontaux et on verra que celle-ci peut être évitée en faisant coïncider le centre de torsion avec le point d'application de la charge. Par exemple dans le cas d'une structure soumise aux efforts de vent, l'adoption d'un système de contreventement symétrique est une bonne réponse à ce problème de torsion.

5.1.2/Mode de propagation des efforts dans la structure

Dans une structure de bâtiment, les efforts horizontaux appliqués au plancher sont transmis aux fondations par l'intermédiaire des éléments de contreventement. Ces éléments de contreventement peuvent être décomposés en deux familles :

- les éléments horizontaux comprenant les planchers et la toiture,
- les éléments verticaux réalisés par les murs, les murs de refend, des portiques rigides ou encore des structures triangulées et des noyaux.

La transmission des efforts jusqu'au sol est assurée par cisaillement entre les pointes ou vis et le platelage des planchers puis par cisaillement et traction/compression entre les éléments verticaux et les fondations, dalle, murs ou pilotis. Ce cheminement des efforts dans la structure est rendu possible par une rigidité suffisante dans leur plan de chacun des éléments.

Le comportement de la structure dépend donc fortement du comportement de chaque élément de contreventement pris individuellement qu'ils soient verticaux ou horizontaux. Le comportement de ces différents éléments est complexe, car il dépend à la fois de leur géométrie (élancement, section), de leur composition, de leur positionnement et de leur rigidité relatifs dans le plan, de l'importance des charges verticales appliquées sur ces éléments.

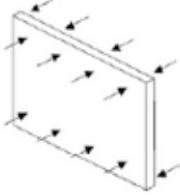
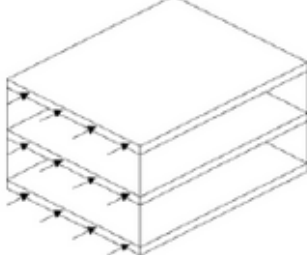
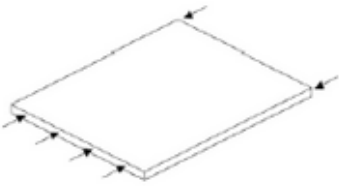
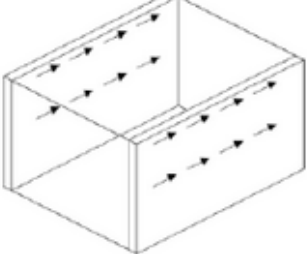
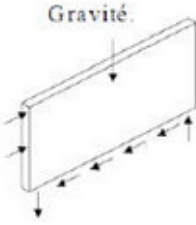
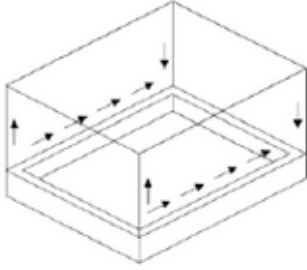
	
<p>1 - Les efforts sont collectés par les surfaces verticales.</p>	<p>2 - puis ils sont transmis aux structures horizontales, les diaphragmes composés du chaînage, des solives, du platelage et éventuellement de la chape.</p>
	
<p>3 - Le diaphragme horizontal doit être suffisamment rigide pour ne pas se déformer.</p>	<p>4 - Distribués au système vertical d'ancrage que sont les murs d'ossature composés de montant et du voile travaillant.</p>
	
<p>5 - Les murs transmettent les efforts au sol.</p>	<p>6 - Pour être transmis aux fondations via les chevilles d'ancrage au sol.</p>

Figure III.6.Chemin des forces horizontales à travers de la structure

5.1.3/Le contreventement vertical

Il existe deux grands principes pour réaliser le contreventement vertical : par noyau ou par refend. Le contreventement par noyau est réalisé en positionnant au centre de la structure un élément rigide destiné à reprendre l'intégralité des charges horizontales. Ce sont généralement les circulations verticales telles que les cages d'ascenseur ou d'escalier qui remplissent cette fonction. Dans un contreventement par refends, la rigidité est assurée soit par des panneaux rigides (murs en ossature bois rigidifiés par panneaux, murs en bois massif contrecollé) soit par la création de palées de stabilité triangulées ou encore par des portiques rigides.

Le contreventement vertical doit être conçu de manière à stabiliser la structure sur toute la hauteur de l'ouvrage tout en apportant un minimum d'efforts aux fondations.

6/Étude de *ferrailage* refends de contreventement pour les structures mixtes (portiques +voiles) :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée à sa base, soumise à un effort normal P_u , un effort tranchant V_u et un moment fléchissant M_u qui est maximal dans la section d'encastrement.

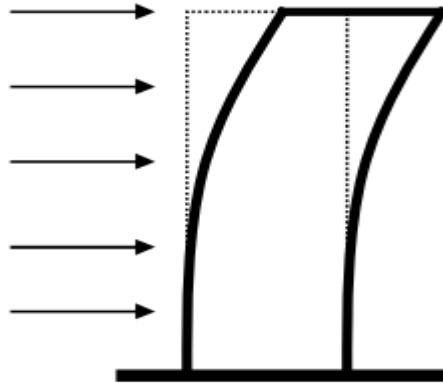


Figure III.7 - Le comportement du voile est similaire à celui d'une console

Selon les règlements parasismiques, il convient que les Armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance à L'ELU, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau.

6.1/Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

6.1.1/ Cas d'une section entièrement comprimée :

Du fait d'un schéma linéaire des contraintes, on pourra considérer qu'une section est entièrement comprimée si la résultante Nu reste à l'intérieur du noyau central, soit une excentricité maximale $L/6$ pour un voile rectangulaire.

Le DTU 23.1 art 4.224 permet de découper la zone comprimée en bande de longueur $L/6$, tel que :

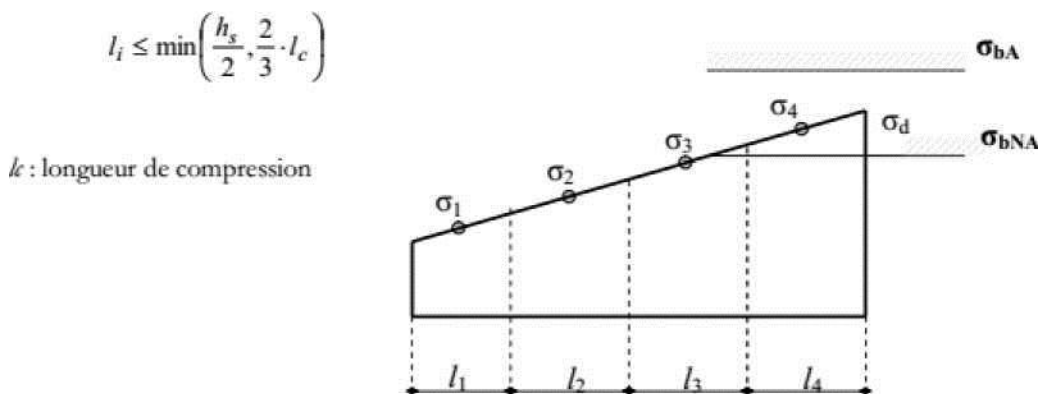


Figure III.8. cas d'une section entièrement comprimée

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé, on ne disposera pas d'armatures de compression.
- devra augmenter Les dimensions du voile.

6.1.2/cas d'une section partiellement tendue :

Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir le 1er cas

* Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bande de même section d'acier par unité de longueur, celle-ci correspond à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire).

*Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

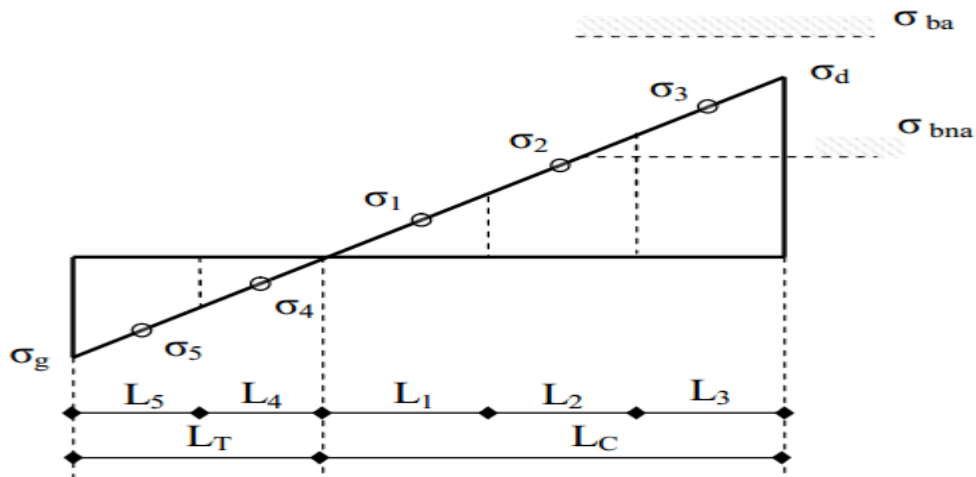


Figure III.9.cas d'une section partiellement tendue

6.2/ Ferrailage:

➤ Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 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.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétriquement en raison de chargement en terme de moment).
- Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.

-En zone courante égale à 0.10%.

➤ **Ferraillage horizontal :**

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ .

Règles communes :

a)-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des

deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Avec a : l'épaisseur de voile.

b)-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposer vers l'extérieur.

c)-Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

d)-les longueurs de recouvrement doivent être égale à ;

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

Le ferraillage se fera sur une bande verticale de largeur : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L'}{3}\right)$

L' : étant la longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur libre de niveau.

➤ **Ferraillage horizontal à l'effort tranchant :**

Les armatures horizontales sont disposées selon la hauteur du voile ; le pourcentage d'acier horizontal est calculé par rapport à la section brute du béton pour un mètre linéaire, la vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant calculé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d$

Avec ;T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h:hauteur totale de la section brute.

-la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$.

Pour cela Il faut vérifier la condition suivante :

- $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Calcul des armatures horizontales résistants à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0.S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}.k}{0.8.f_e.(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

k =0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3 σ_{cm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10 σ_{tm}/f_{c28} en flexion composée avec N , effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ;étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ;donc on prend k=0.

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025f_{c28}$

7/Etapes de calcul :

*Les efforts dans la section

M : le moment fléchissant

N : effort normal

T : effort tranchant

*Les caractéristiques géométriques de la section :

$$\Omega = b \cdot h$$

$$v = h/2$$

$$I = (b \cdot h^3) / 12$$

*les contraintes dans les fibres extrêmes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I}$$

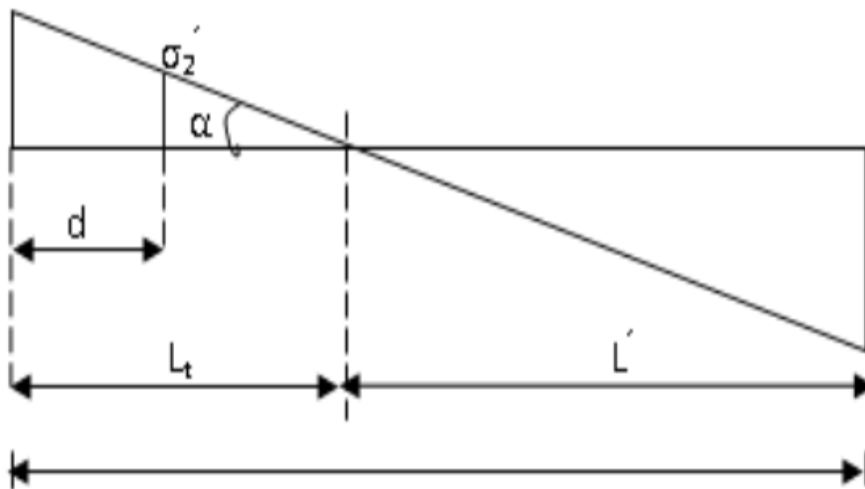


Figure III.10. Schéma de la répartition linéaire des contraintes sur la section du voile.

*Longueur de la partie tendue et comprimée de la section:

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$$

$$L' = L - L_t$$

***La largeur de la bande :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L'}{3}\right)$$

***les contraintes dans les fibres extrêmes :**

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t$$

$$\sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d)$$

$$I' = bx^3/12$$

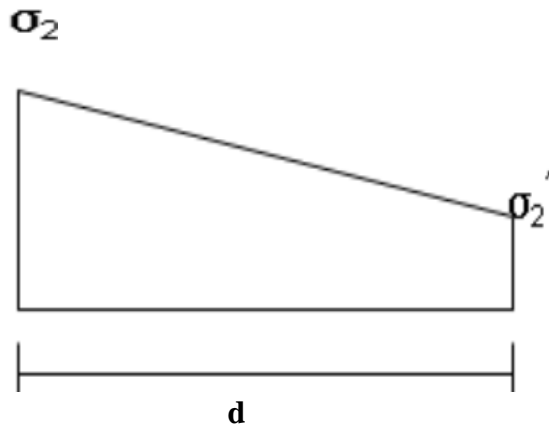


Figure III.11.repartition des contraintes sur la bande

$$v' = d/2$$

$$\Omega' = d \cdot b$$

***Determination des efforts sur la bande et calcul des sections d'acier :**

$$N_1 = (\Omega'/2) \times (\sigma_2 + \sigma_2')$$

$$M_1 = (I'/2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2)$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1}$$

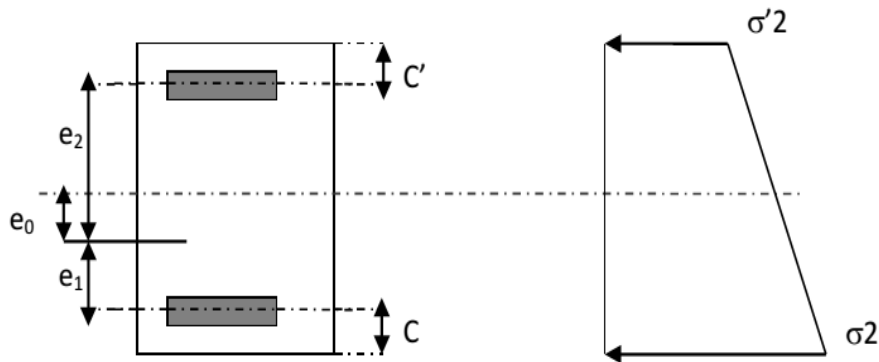


Figure III.12. Schéma représentant les caractéristiques géométriques entrant dans le calcul de la section d'acier.

$$e_1 = d/2 - e_0 - c$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c \quad A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e$$

$$A_s = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e$$

$$A_s = A_s + A_s = N_1 / f_e$$

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

$$A_{min} = 0.15\% b \times h$$

$$A_{SV} = \max (A_s, A_{min}, A_{RPA})$$

Le ferrailage horizontal :

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 T_{cal} / b_0 d$

-la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$.

-Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

-L'espacement règlementaire : $S_t \leq \min (1.5a, 30\text{cm})$ (Art 7.7.4.3 RPA99).

-La section d'acier :

$$A_t \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e} b_0 \cdot S_t$$

$A_{t \min}(\text{RPA})$: *0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$.

*0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

Le ferrailage vertical :

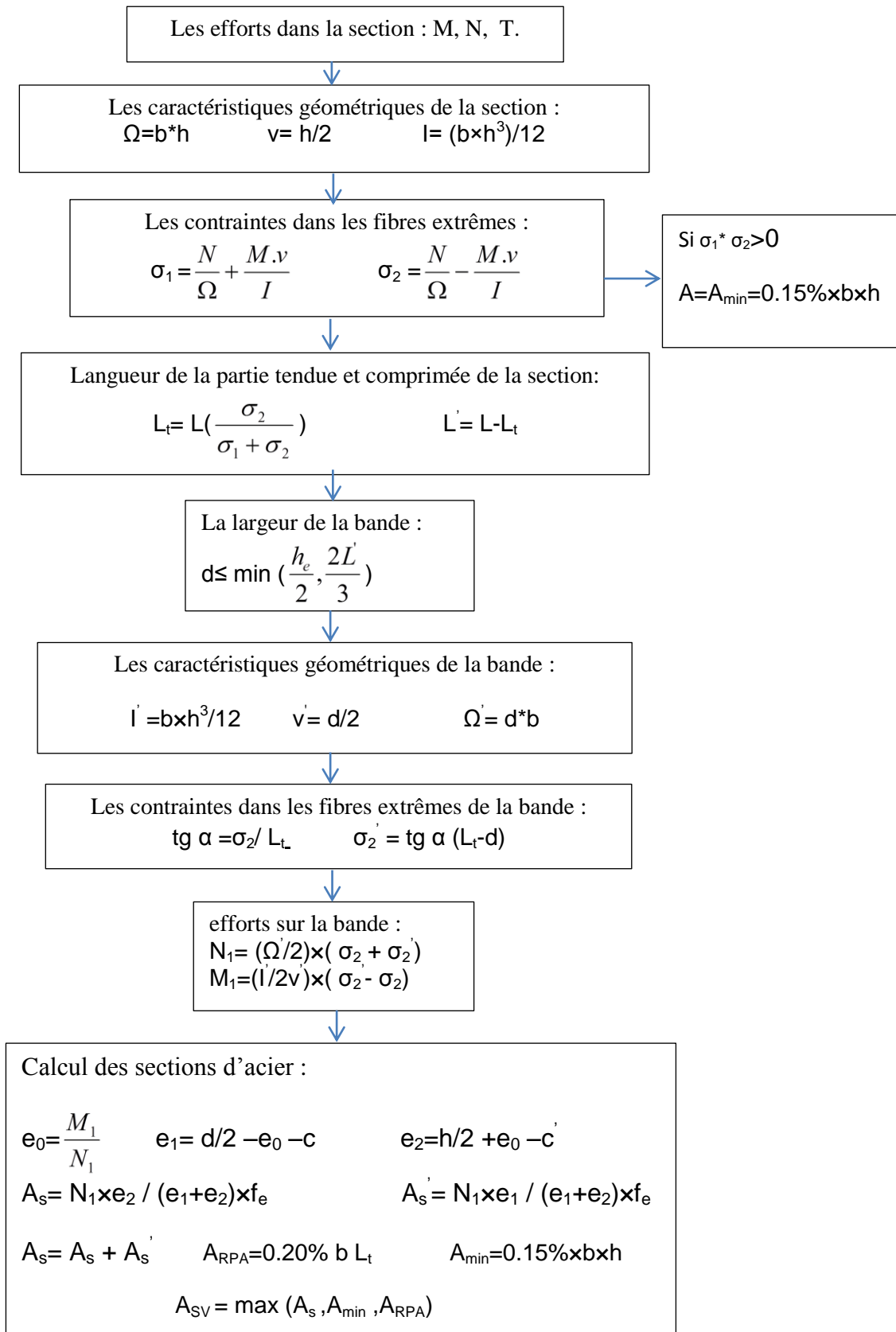


Figure III.13. Organigramme de calcul du ferrailage vertical (méthode de la bande)

Le ferrailage horizontal :

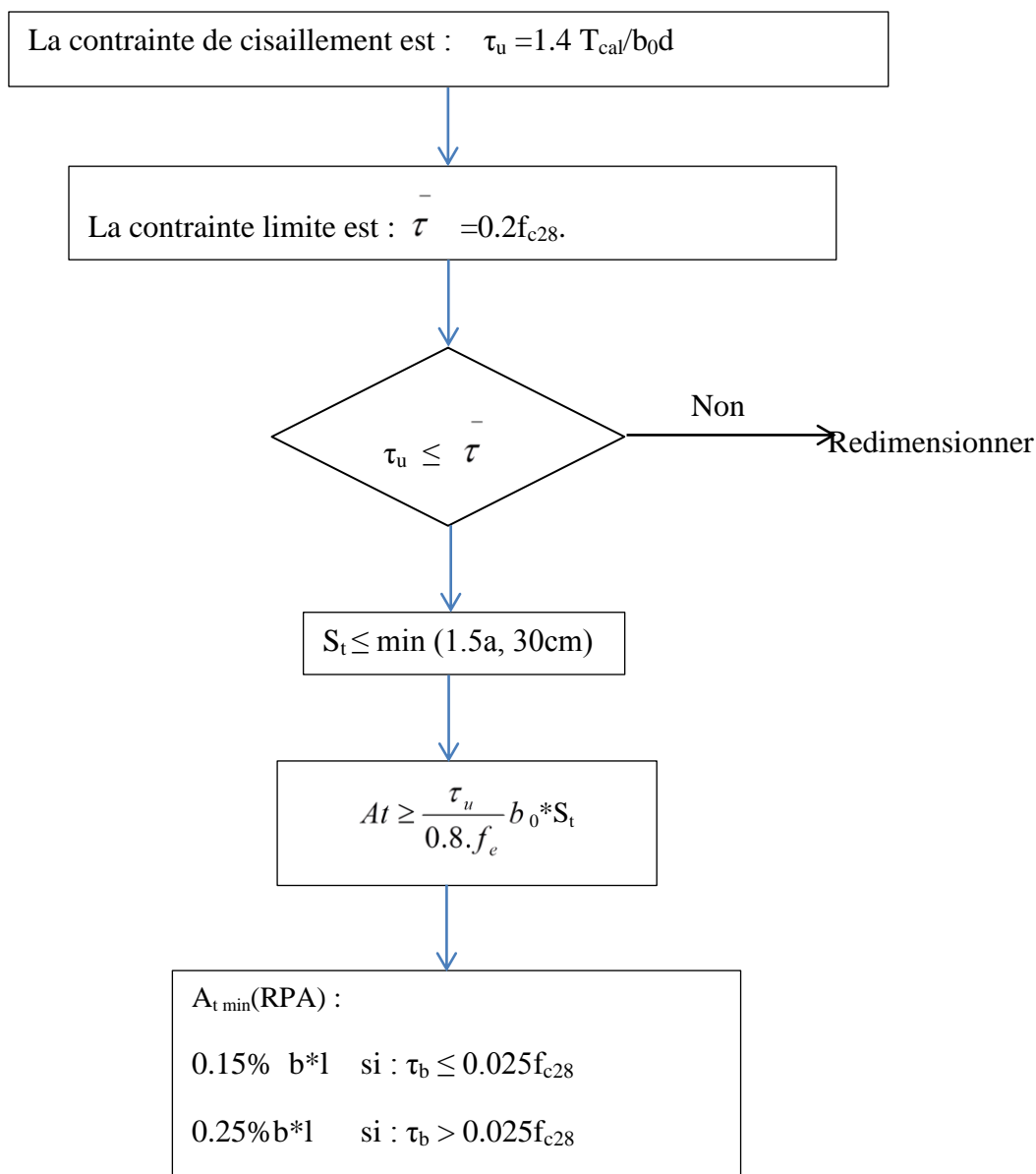


Figure III.14. Organigramme de calcul du ferrailage horizontal.

On réalise à partir de cet organigramme un programme sur MATLAB permettant de donner les sections d'acier pour le ferrailage vertical et horizontal :

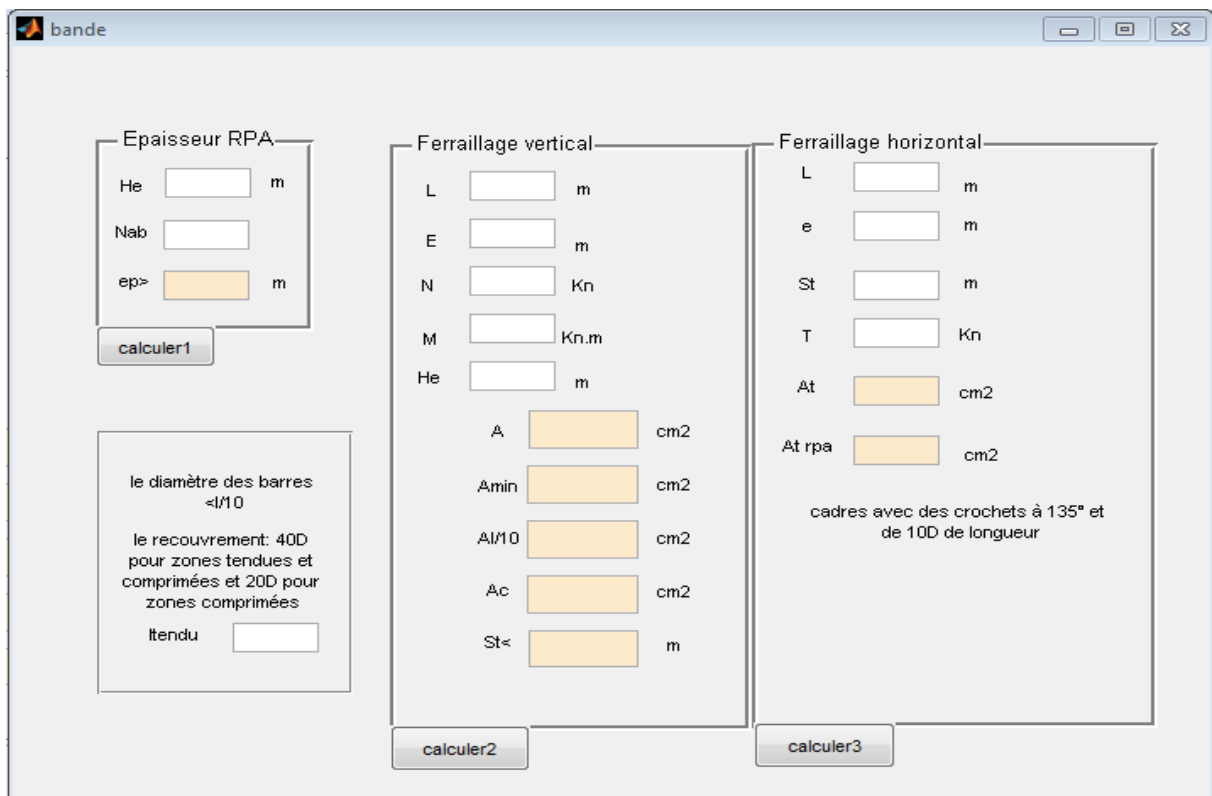


Figure III.15. interface du programme de calcul selon les organigrammes précédents.

*Epaisseur RPA :

Cette partie permet d'avoir la valeur minimal exigée par le RPA , pour l'épaisseur a donner au voile en fonction de la hauteur d'étage He et du nombre d'abouts Nab.

*Ferrailage vertical :

En introduisant l'effort (N et M) et les dimensions du voiles ; le programme permet de vérifier ces dimensions ($L \geq 4E$) puis donner la section d'acier y compris la valeur règlementaire $A_{min} = \max(A_{min}, A_{RPA})$ et puis $A = \max(A_s, A_{min}, A_{RPA})$ ainsi que la section a mettre aux extrémités (l/10) et à la zone courante Ac en passant par les différentes étapes de l'organigramme qu'on a expliqué ci- dessus qu'on a introduit dans le programme source.

* Ferrailage vertical :

En fixant l'espacement $S_t \leq \min(1.5a, 30\text{cm})$, et on introduisant l'effort tranchant T , le programme calcul la section d'acier At et donne At rpa. en passant par les différentes étapes de l'organigramme qu'on a expliqué ci- dessus qu'on a introduit dans le programme source.

8 /exemple de ferrailage des voiles pour un bâtiment :

Exemple 1 :

L'ouvrage est une tour en R+15 (un rez-de-chaussée plus 15 étages) à usage de bureaux, commerces et habitations. Le bâtiment est classé en groupe d'usage LB, c'est un ouvrage de grande importance (bâtiment à usage d'habitations + bureaux avec une hauteur dépassant 48 m). Le bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation avec une forme en v en plan, le plancher du premier étage contient une ouverture au milieu.

Les dimensions sont :

Longueur max : 51m

Largeur max : 26.4m

Hauteur niveau :3m et 4m pour Le rez-de-chaussée

Hauteur totale bâtiment : 49m

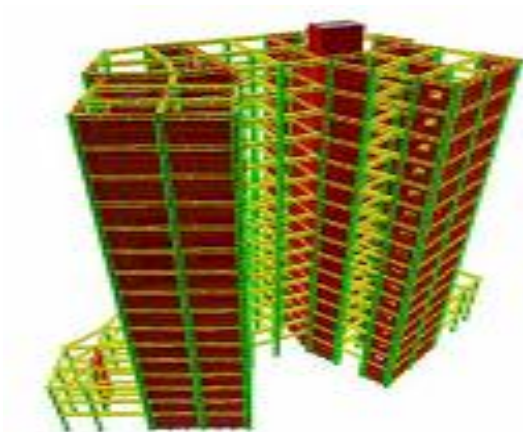


Fig. III.16. Modèle 3D de la structure

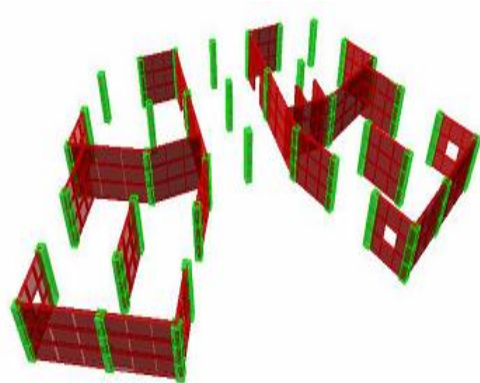


Fig. III.17. Disposition des voiles dans la structure.

Le ferrailage horizontal :

On prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15 % de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$.

0.25 % de la section de voile considérée si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$.

$$\tau_b = 3.13 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

Donc : $A_h > 0,0025.b.s = 0,0025.25.100 = 6,25 \text{ cm}^2/ml$

On prend : $A_h = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2/ml$

Espacement :

$Sh \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$. On prend : $Sh = 20 \text{ cm}$

Le ferrailage vertical :

Tab .III.1 tableau de ferrailage vertical des voiles

VOILE	A	I	V	L	N	μ	S1	S2	X	F	A_v	A_{min}
	m^2	m^4	m	m	MN)	t.m	MPa	MPa	m	MN	cm^2	cm^2
VI	15.60	2.34	2.33	3.20	0.63	3.48	4.78	8.75	6.26	2.36	5.91	29.25
VI	12.30	1.13	2.00	4.10	0.86	2.64	3.60	10.47	4.71	2.83	7.07	23.06
TV3	3.00	0.02	0.43	1.00	1.13	0.10	3.76	7.37	1.05	1 99	4.97	5.63
TY4	3.00	0.02	0.43	1.00	1.11	0.10	3.74	7.30	1.05	1 97	4.93	5 63
V5	9.30	0.30	1.30	3.10	1.13	0.12	1.16	1.S2	9.31	049	1.23	17.44
Y6	10.20	0.66	1.63	3.40	1.05	0.08	1.21	1.50	14.44	040	1.01	19.13
Y7	14.10	1.73	2.30	4.70	1.66	2.39	4.17	7.53	5.S5	2 03	5.0B	26.44
VII	8.25	0.33	1.33	2.73	0.63	3.12	12.92	23.S1	2.76	697	17.42	15.47
v12	8.40	0.37	1.33	2.80	0.22	1.80	7.63	14.86	2.97	401	10.03	15.75
VIS	11.70	0.99	1.90	3.90	1.06	2.69	6.17	11.67	4.38	3 13	7.80	21.94
TV9	4.68	0.06	0.73	1.36	1.12	2.16	23.88	54.31	1.42	1466	36.66	8.78

Remarque :

Les sections minimales dépassent les sections de calcul pour le ferrailage horizontal et vertical.

Exemple 2 :

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation avec des locaux techniques, implanté à ANNABA (une zone de moyenne sismicité ; zone IIa selon le RPA99 version 2003), composé de deux entre-sols, d'un rez-de-chaussée et de quatorze étages. le bâtiment est considéré comme un ouvrage de grande importance (groupe d'usage 1B) puisque sa hauteur totale dépasse 48m.

La structure présente une forme de X, dont les dimensions en projection sont:

Longueur max : 37.17m

Largeur max : 34.78m

Hauteur niveau :3.06m

Hauteur totale bâtiment :49.24m

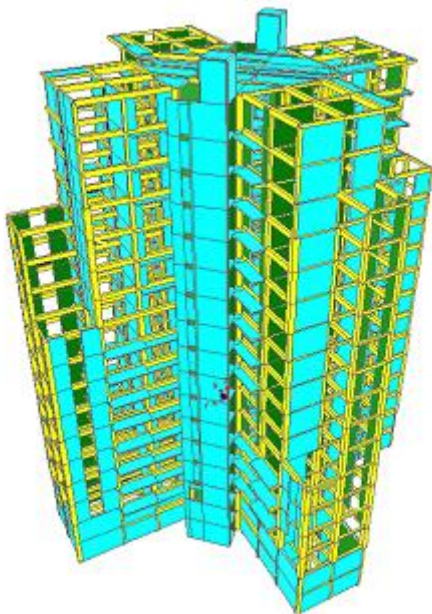


Fig. III.18: Vue en 3D du modèle de SAP2000

Le ferrailage horizontal :

les armatures horizontales ne sont pas nécessaires. On prend le minimum recommandé par le RPA.

$$A \text{ (RPA)} = 0,15 \times b \times h$$

pour l'espacement

$$Sh \leq \min(1,5a; 30cm) = 30 \text{ cm. On prend : } Sh = 20 \text{ cm } St = 25 \text{ cm.}$$

Le ferrailage vertical des voiles :

Tab.III.2.tableau de ferrailage vertical des voiles

Voile	e (m)	L (m)	N (kn)	M (Kn.m)	Lt (m)	As calculée [cm ²]	AS min [cm ²]
A2	20	8.56	492.2	1900	5.86	30.36	34.24
B2	20	1.85	35.1	143.2	0.99	3.38	74
C2	20	2.71	41.1	99.27	1.6	2.06	10.84
D2	20	4.00	256.7	247.4	3.38	6.63	16
E2	20	1.38	50.7	151.5	0.74	4.77	5.52
G2	20	2.03	41.85	32.7	1.45	1.24	8.12
H2	20	3.58	7.13	17.1	2.23	0.31	14.32
I2	20	2.2	96.1	452.21	1.18	2.1	8.8
J2	20	3.73	69.78	32.81	3.27	1.34	14.92

Remarque :

Les sections minimales dépassent les sections de calcul pour le ferrailage horizontal et vertical.

Exemple 3

Un bâtiment technico-administratif du complexe technique du métro d'Alger. Il s'agit d'une structure qui repose sur un radier, supportant trois blocs contigus séparés entre eux par des joints sismiques.

L'ouvrage en question est situé dans la wilaya d'Alger (EL Anassers) classée en zone III (zone de forte sismicité) par le complément du règlement parasismique algérien 99 modifié en 2003 (RPA 99 version 2003).

Longueur max :37.80m

Largeur max : 34.60m

Hauteur du sous – sol:..... 3 ,00m.

Hauteur niveau :.....4m

Hauteur totale bâtiment :.....49.24m

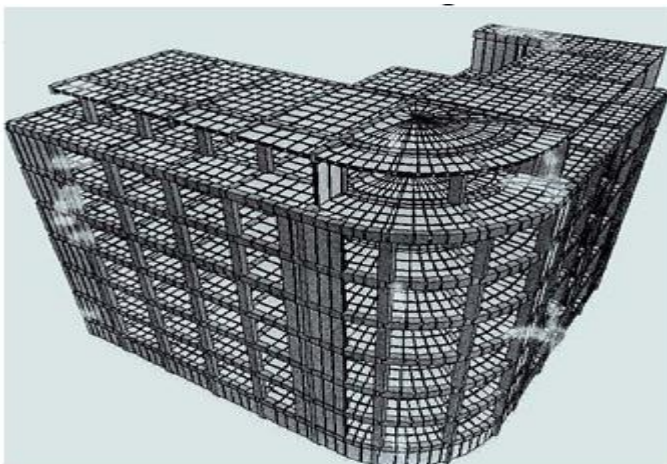


Figure III.19. Vue en 3D de l'ouvrage après modélisation par le SAP 2000

Le ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales ne sont pas nécessaires. On prend le minimum recommandé par le RPA

Tab III.3.tableau de ferrailage horizontal des voiles

	Voile périphérique	Voiles (1-A)	Voiles (E-3)	Voiles (5-D)	Voiles des ascenseurs
épaisseur (cm)	30	30	30	30	20
Section min	2,25	2*25	2*25	2*25	1,50
Ferrailage	4 HA 8	4 HA 8	4 HA 8	4 HA 8	4 HA 8
E spacemen!	25	25	25	25	25

Le ferrailage vertical :

Tab III.4.tableau de ferrailage vertical des voiles

	Voile périphérique	Voiles (1-A)	Voiles (E-3)	Voiles (5-D)	Voiles des ascenseurs
Épaisseur (cm)	30	30	30	30	20
1	241,58	1,26	0,44	28,43	0,67
Ω	6,39	1,41	0,78	3,12	0,6
N	380,00	283,64	344,12	119,48	310,40
Section de SAP	3,02	5,75	5,52	1,21	6,32
Section de RPA*	3,26	7,45	8,27	1,45	9,68
Section min**	2,25	2,25	2,25	2,25	1,50
Ferrailage	5 HA 10	5 HA 14	6 HA 14	5 HA 10	5 HA 16
Espacement	20	20	16	20	16

Remarque :

Les sections minimales dépassent les sections de calcul pour le ferrailage horizontal et vertical.

9/Conclusion :

Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes :

-Le contreventement mixte en (voile+ portique) est le système le plus souvent utilisé pour faire face aux sollicitations d'origine sismique.

-La disposition des voiles revêt une très grande importance pour satisfaire les conditions exigées par le règlement parasismique (RPA).

-Les règlements exigent des valeurs qui sont souvent plus grandes que les valeurs de calcul par les méthodes classiques surtout pour le cas des éléments verticaux (voiles et des poteaux), ce qui justifie une surestimation des effort normaux.

- Le programme élaboré permet de donner le ferrailage des voiles avec les détails exigés par les règlements CBA et RPA.

Annexe :

Programme source du Programme de dimensionnement :

```
% --- Executes on button press in calcule.
function calculer_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to calcule (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see GUIDATA)

% epaisseur du voile RPA:

h_e=str2num(get(handles.HH, 'string'));

epi=str2num(get(handles.EPP, 'string'));
aboute=str2num(get(handles.AB, 'string'));
if aboute==0
    a=max(h_e*100/25,15);
elseif aboute==1
    a=max(h_e*100/22,15);
else
    a=max(h_e*100/20,15);
end
set(handles.EPP, 'string', a);

% --- Executes on button press in calcule.

function calcule_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to calcule (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see GUIDATA)

% calcul par la method des contraintes:

ll=str2num(get(handles.LL, 'string'));
ee=str2num(get(handles.EE, 'string'));
nn=str2num(get(handles.NN, 'string'));
mm=str2num(get(handles.MM, 'string'));
het=str2num(get(handles.HET, 'string'));
sigm1=str2num(get(handles.SIG1, 'string'));
asigm2=str2num(get(handles.SIG2, 'string'));
lten=str2num(get(handles.LT, 'string'));
lcomp=str2num(get(handles.LC, 'string'));
d=str2num(get(handles.D, 'string'));
sigma22=str2num(get(handles.SIG22, 'string'));
AS4=str2num(get(handles.AS4, 'string'));

st=min(1.5*ee,0.30);
set(handles.st, 'string', st);

SIG1=(nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll);
SIG2=(nn-((6*mm)/ll))/(ee*ll);
if ((SIG1)*(SIG2))>0
    set(handles.SIG1, 'string', SIG1);
    set(handles.SIG2, 'string', SIG2);
```

```

ACAL=0.0015*ee*ll*10000;
AF=ACAL;
set(handles.ACAL, 'string', ACAL);
set(handles.AF, 'string', AF);
else
LT=(ll*(abs(nn-((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)));

LC=ll-(ll*(abs(nn-((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)));

D=min((0.5*het), (2/3)*(ll-(ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))));
if LT<D
    LT=D;
else
    D=D;
end
SIG22=((nn-((6*mm)/ll))/(ee*ll)*((ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))-min((0.5*het), (2/3)*(ll-(ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))))))/((ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))));
MM2=- (1/12)*min((0.5*het), (2/3)*(ll-(ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))))*min((0.5*het), (2/3)*(ll-(ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))))*ee*((nn-((6*mm)/ll))/(ee*ll))-((nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll))*((ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))-min((0.5*het), (2/3)*(ll-(ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))))))/((ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))));
NN2=(ee*min((0.5*het), (2/3)*(ll-(ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))))*0.5*((nn-((6*mm)/ll))/(ee*ll))+((nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll))*((ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))-min((0.5*het), (2/3)*(ll-(ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))))))/((ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))));
e1=(0.45*min((0.5*het), (2/3)*(ll-(ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))))-abs(MM2)/NN2)-0.1*min((0.5*het), (2/3)*(ll-
ll*(abs(nn-((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))));
e2=(0.50*min((0.5*het), (2/3)*(ll-(ll*(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))))+abs(MM2)/NN2)-0.1*min((0.5*het), (2/3)*(ll-
ll*(abs(nn-((6*mm)/ll))/(ee*ll)))/((nn+((6*mm)/ll))/(ee*ll)+(abs(nn-
((6*mm)/ll))/(ee*ll)))));
ASS=(NN2*e2)/400/(e1+e2);
ASCC=(NN2*e1)/400/(e1+e2);
AS4=(SIG2)*ee*LT*1.15/(8*400);

```

```

AS5=3*AS4;
ACAL=(ASS+ASCC)*(LT/D)*(l1/LT);
ACAL2=(AS5*D)+AS4*(LT-D)*(l1/LT);
F2=0.002*ee*LT;
F3=0.0015*ee*l1;
re=max(F2,F3)*10000;
AF=max((10*abs(ACAL)),re);

set(handles.SIG1,'string',SIG1);
set(handles.SIG2,'string',SIG2);
set(handles.LT,'string',LT);
set(handles.LC,'string',LC);
set(handles.D,'string',D);
set(handles.SIG22,'string',SIG22);
set(handles.MM2,'string',MM2);
set(handles.NN2,'string',NN2);
set(handles.ASS,'string',ASS);
set(handles.ASCC,'string',ASCC);
set(handles.AS4,'string',AS4);
set(handles.AS5,'string',AS5);
set(handles.ACAL,'string',ACAL);
set(handles.ACAL2,'string',ACAL2);
set(handles.F2,'string',F2);
set(handles.F3,'string',F3);
set(handles.re,'string',re);
set(handles.AF,'string',AF);
end

% --- Executes on button press in calculator.
function calculator_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to calculator (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles      structure with handles and user data (see GUIDATA)

% acier transversal.

l=str2num(get(handles.l,'string'));
e=str2num(get(handles.e,'string'));
s=str2num(get(handles.s,'string'));
t=str2num(get(handles.t,'string'));

tu=(1.4*t)/(e*0.9*1);

if tu>5000
    at='redimensionner'
    set(handles.at,'string',at);
else
    at=((tu*e*s)/(0.8*400000))*10000;
    set(handles.at,'string',at);
    if tu>625
        rpa=0.0025*e*10000;
        set(handles.rpa,'string',rpa);
    else
        rpa=0.0015*e*10000;
        set(handles.rpa,'string',rpa);
    end
end
end

```

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **BAEL91** : Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé à la méthode des états limites. (Centre scientifique et technique du bâtiment) PARIS- Mars 1992.
- [2] **C.B.A .93 (DTR B.C.2-41)** : règles de conception et de calcul des structure en béton arme (Centre national de recherche appliquée en Génie Parasismique), ALGER 1994.
- [3] **RPA99-2003** : Règles parasismique algériennes 1999 version 2003. (Centre national de recherche appliquée en Génie Parasismique), ALGER 2^{ème} trimestre 2004.
- [4] **DTR B.C. 2.2** : Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation, (Centre national de recherche appliquée en Génie Parasismique) ALGER Mai 1989.
- [7] **Henry, Thonier** : Conception et calcul des structures de bâtiment tome 1-2-3-4. Presse des ponts et chaussées.1992.
- [9] **Mr. BOUTEMEUR** : Cours de Béton Armé 2^{ième} Année 2013/2014.
- [10] **Mm. A.CHIKH** : Cours de Bâtiment de 2^{ième} Année 2013/2014.
- [11] **Mm. N. BAUCHE** : Cours de Structures en béton, Constructions Parasismiques de 3^{ième} Année 2014/2015.
- [12] **Mr LAOUARI, A.BADJA** : Etude d'une tour(R+15) de forme irrégulière (A usage d'habitation et de bureaux) PFE. ENP. Juin 2008.
- [13] **Mr R.AZZI, M^{me} N.ALEM** : Etude d'une tour R+9 avec sous-sol PFE. ENP. Juin 2005.