

UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA

Faculté des sciences de l'ingénieur
Département de génie civil
Laboratoire Géomatériaux & Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Génie Civil

Option: Structures & Matériaux

REPARATION ET RENFORCEMENT D'UN BATIMENT EN Rdc + 5 ETAGES ATTAQUE PAR LA CORROSION

Présenté par :

Khaled BOUCHERIT

Sous la direction de :

S. KENAI Professeur, USD Blida
S. TAFRAOUT Ingénieur expert SCTE

Promoteur
Co-Promoteur

Blida, Septembre 2012

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, je tiens d'abord à remercier en premier lieu ALLAH le miséricordieux qui m'a donné du courage et de la volonté pour finaliser ce mémoire.

Mes gratitude vont en premier lieu à mon Promoteur Professeur Said Kenai qui m'a aidé et conseillé le long de la réalisation de ce travail et aussi à Mr Tafraout Salim et à Monsieur Djijdjili Faycal ingénieurs experts au BET d'engineering SCTE à Alger qui m'ont aidé dans la modélisation de la structure.

Mes remerciements vont également aux membres de jury qui ont accepté à examiner ce mémoire. Un grand merci aussi à tous les enseignants de Département de Génie Civil qui m'ont enseigné durant tout le cursus universitaire de Master.

Merci à tous mes collègues et amis de promotion, pour leur aide et leur soutien moral.

Mes vifs remerciements de tout mon cœur à mes parents et à toute ma famille qui m'a soutenu durant mes études et qui m'a toujours encouragé.

Je terminerais en remerciant tous ceux et toutes celles qui ont contribué, de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

RESUME

Beaucoup d'ouvrages en béton armé en Algérie sont attaqués par la corrosion et doivent être réparés. Dans ce mémoire, une étude de réparation et de renforcement d'un bâtiment en Rdc + 5 étages composé de deux blocs séparés par un joint de dilatation et atteint par la corrosion est réalisée. Une description de l'ouvrage et des anomalies sont données. La méthode de réparation de la corrosion est ensuite décrite. La modélisation dynamique de la structure a été proposée pour les deux blocs dans leur état initial et ensuite un renforcement par l'ajout de voiles et le chemisage de quelques poteaux est proposé pour le renforcement des blocs pour les rendre conforme aux règlements parasismique RPA 99 version 2003. Le renforcement proposé a réduit considérablement la période de vibration et réduit également le déplacement inter-étage et le déplacement de l'étage supérieur.

Mots clés : Corrosion, béton armé, réparation, renforcement, modélisation dynamique, voiles, chemisage des poteaux.

ABSTRACT

Many structures in reinforced concrete in Algeria are attacked by corrosion and should be repaired. In this dissertation, a study is conducted for the repair and strengthening of a building composed of a ground floor and 5 other floors and composed of two blocs separated by a dilatation joint. A description of the building and defects is given. The repair method is then discussed. The dynamic modeling of the initial existing structure as well as that of the structure after strengthening with the addition of shear walls and jacketing of some columns is conducted for both blocks to make it in conformity with the seismic code RPA 99 version 2003. The strengthening has shown that the period of vibration was greatly reduced and that the drifts between floors as well as the drift at the upper floor were also reduced.

Key Words: Corrosion, reinforced concrete, repair, strengthening, dynamic modeling, shear walls, columns jacketing.

INTRODUCTION GENERALE

Plusieurs constructions en Algérie sont anciennes et ont subi des dégradations dues à différentes causes liées à la conception, réalisation ou utilisation et manque de maintenance. La corrosion du béton armé est l'une des causes principales des dégradations en particulier le long du littoral. Par conséquent, il est indispensable de réparer ces ouvrages pour arrêter la dégradation et augmenter la capacité portante de ces ouvrages. En plus, ces ouvrages ont été construits selon les normes sismiques anciennes qui ont évolué avec le temps. La version la plus récente du règlement parasismique algérien est celle amendé après l'analyse des sinistres suite au séisme de Boumerdes de Mai 2003 à savoir le RPA 99 version 2003. Un amendement est en cours d'élaboration au CGS depuis plus d'une année. Le renforcement de ces ouvrages pour se conformer aux nouvelles exigences est aussi indispensable pour sauver des vies humaines.

Le but de ce mémoire est d'étudier un bâtiment situé dans la ville de Jijel. Le bâtiment est composé de deux blocs en RDC + 5 étages atteint par une corrosion avancée du béton armé. En plus, le maître d'ouvrage voulait renforcer la structure pour se conformer au RPA 99 version 2003

Afin d'atteindre ces objectifs, le mémoire est composé de trois chapitres.

Après une introduction générale, le chapitre 1 présente le bâtiment objet de l'étude ainsi que les anomalies observées. La réparation de la corrosion est ensuite discutée.

La modélisation de la structure existante et la solution de renforcement proposée sont données dans le chapitre 2.

Le ferrailage des éléments structuraux ajoutés ou renforcés est donné dans le chapitre 3.

Enfin, des conclusions générales sont données.

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE, ANOMALIES CONSTATEES ET SOLUTION DE REPARATION

1.1 GENERALITES

Dans ce chapitre, on présente l'ouvrage objet de l'étude, les anomalies constatées et les solutions de réparation proposées.

1.2 DESCRIPTION SOMMAIRE DE L'OUVRAGE

Les blocs concernés par l'étude sont les deux blocs principaux du siège de l'agence CNAS à JIJEL en RDC + 5 étages. La structure des deux blocs est en béton armé. Une vue générale du siège est donnée dans les **figures 1 & 2**. Le siège a été construit au début des années 80 avant la mise en place du premier règlement parasismique algérien (rap 81) et par conséquent certains ouvrages ont un âge dépassant 35 années.



Figures 1&2 : Vues générales des deux blocs

Les dimensions du bâtiment sont comme suit :

En plan

- La longueur totale = 52,22m
- La largeur totale = 19,7m

En élévation

- La hauteur totale du bâtiment : $H = 24,2\text{m}$
- La hauteur du rez de chaussée $h = 3,5\text{m}$
- La hauteur du 1^{er} à 5^{ème} étages $h = 3,5\text{ m}$.

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “**groupe 2**” selon la classification du bâtiment selon (RPA 99 VERSIONS 2003), car il est à usage de bureau dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

Le bâtiment contient deux types de plancher sont adoptés pour cette structure, le plancher à corps creux et dalle pleine. Une vue en plan du bâtiment est donnée dans la figure 3.

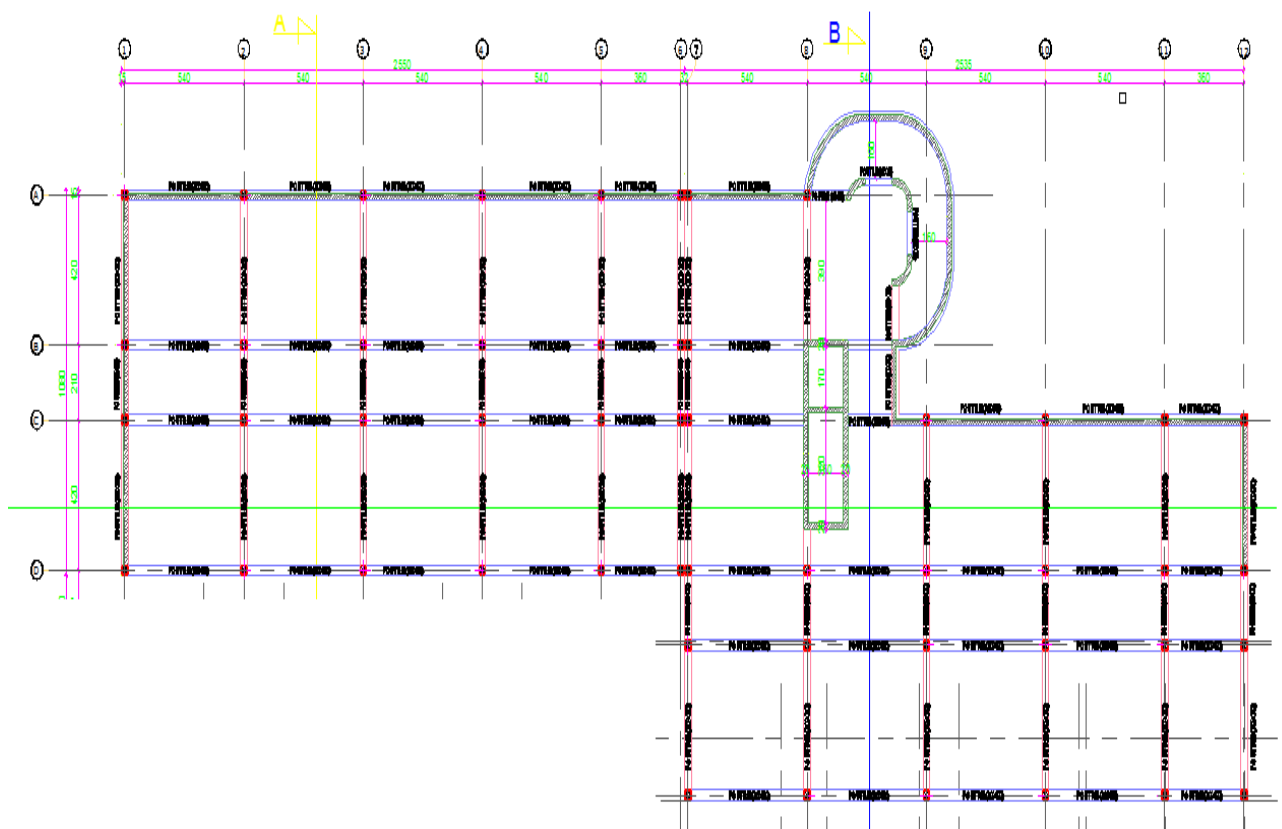


Figure 3 : Vue en plan du bâtiment

1.3 QUALITE DU BETON

Des essais non destructifs pour évaluer la qualité du béton ont été réalisés par le CTC en 2006 et le bureau d'études en charge de l'expertise de l'ouvrage en 2011. L'analyse des résultats de ces essais a montré une qualité acceptable du béton au niveau des éléments structuraux du siège. Un indice sclérométrique allant de 32 à 44 et une vitesse ultrasonique de 3200 à 4200 m/s montrant une qualité moyenne à bonne du béton. Ceci a été confirmé par les résistances des carottes prélevées variant de 20 à 27 MPa.

1.4 ANOMALIES CONSTATEES

Les anomalies constatées sont multiples. La majorité des anomalies est concentré sur les deux blocs principaux. Parmi les anomalies constatées on cite :

- Corrosion et Fissures au niveau des voiles et poteaux du RDC.
- Joints de dilatation obturés par du carrelage au niveau des planchers.
- Infiltrations des eaux de terrasses
- Etanchéité défectueuse des salles d'eau
- Joints de dilatation obturés
- Corrosion très avancé des barreauadages
- Dégradation de la menuiserie
- Divers anomalies (décentes d'eaux dégradés, peinture défectueuse)

Cependant, l'anomalie la plus importante est la corrosion des aciers du béton armé des différents éléments structuraux qui a causé un dénudement des aciers et un éclatement du béton. Les corrosions les plus importantes sont observées sur les façades des différents blocs. Ces corrosions se manifestent par un dénudement des aciers, éclatement, épaufrure et effritement du béton d'enrobage. Ces dégradations sont importantes et se situent généralement, aux niveaux des escaliers externes du bloc principal et des escaliers externes du bloc restaurant ainsi qu'au niveau des linteaux de fenêtres des façades du bloc principal **(Figures 4 à 9)**.



Figures 4 & 5 : Corrosion et éclatement du béton des escaliers externes (côté sud) du bloc principal



Figure 6 & 7 : Corrosion des aciers des escaliers externes (côté Est)



Figures 8 & 9 : Corrosion et dénudement des aciers des linteaux de fenêtres.

1.5 LES MÉCANISMES DE LA CORROSION

Les dégâts en béton dus à la corrosion des aciers se manifestent sous forme d'expansion, fissuration, et finalement décollement de l'enrobage. En plus de la perte d'enrobage, les éléments en béton armé peuvent souffrir de dégâts structurels dus à la perte d'adhérence entre l'acier et le béton.

L'acier noyé dans le béton est protégé par une solution interstitielle basique de pH élevé qui engendre la formation sur la surface des armatures d'un film d'oxydes ou d'hydroxydes de fer qui devient imperméable et fortement adhérent à la surface de l'acier dans les environnements alcalins. Ce film agit en tant qu'une barrière et il rend l'acier passif à la corrosion. Cependant deux processus peuvent altérer cette protection, la carbonatation du béton et la pénétration des agents agressifs, notamment les ions de chlorure (Figure 10).

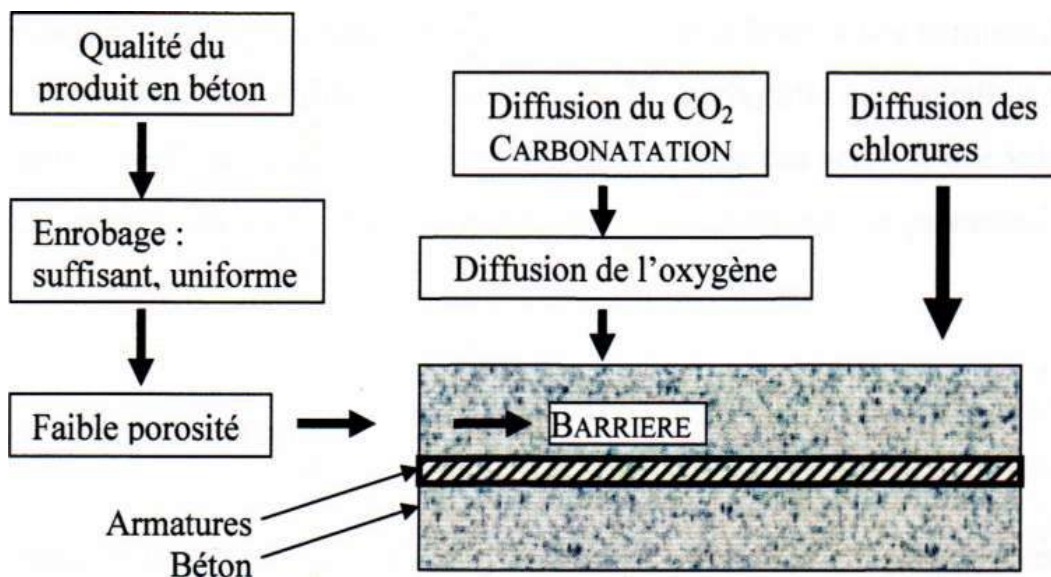


Figure 10 : Schématisation de la protection naturelle de l'armature dans un béton Sain.

La corrosion des aciers du béton armé est généralement due à la carbonatation du béton sous l'action du gaz carbonique, et à l'action de l'oxygène et de l'humidité. Cette dégradation procède par étape : dans le béton sain (1), un agent agressif pénètre progressivement (2), lorsque sa teneur est assez forte, l'armature commence à se corroder (3), et la rouille peut faire éclater l'enrobage (5) (Figure 11).

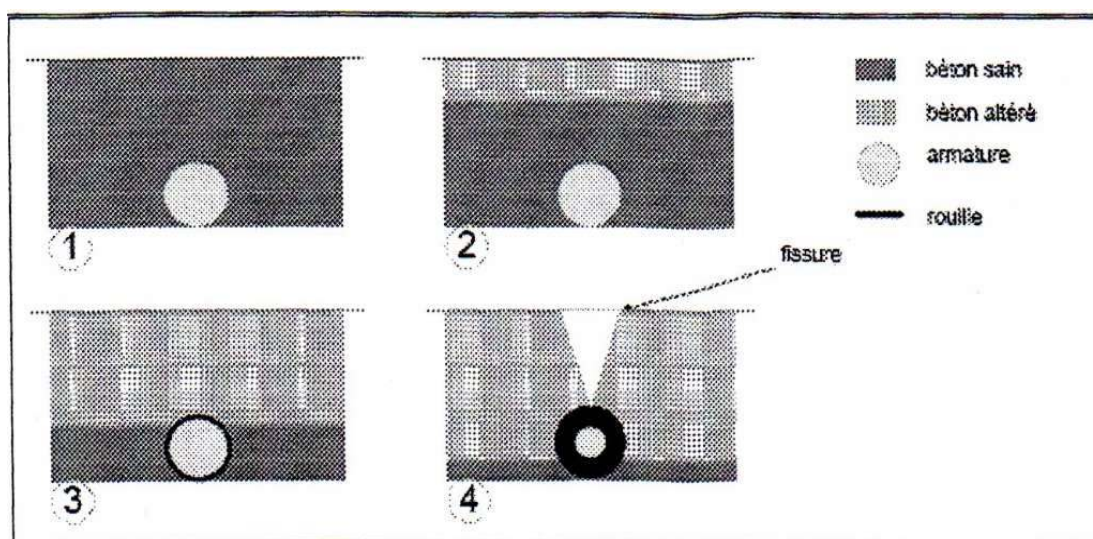


Figure 11: Dégradation due à la corrosion.

1.6 LES FACTEURS INFLUANT DE LA CORROSION

1.6.1 Rôle de L'humidité

Les réactions de corrosion (dissolution métallique ou passivation) ne se produisent qu'en présence d'une solution qui est ici contenue dans les pores du ciment durci. Cette solution peut s'évaporer puis rentrer dans le béton dans les zones proches de la surface. Par contre, à cœur (à une profondeur supérieure à 35 mm en général), le béton reste saturé d'eau. Par ailleurs, la composition de cette solution dépend fortement des agents qui ont pu entrer dans le béton et l'altérer. La pénétration des gaz (dioxyde de carbone, etc.) est plus rapide si le béton n'est pas saturé de liquide (« eau »). Ainsi, l'humidité du béton influe de deux façons sur la corrosion ou la passivation des armatures. En premier lieu, si l'humidité du béton est faible, la pénétration de certains gaz sont facilités. Par contre, la corrosion des armatures ne se produit qu'en présence de liquide.

1.6.2 Effet de l'enrobage

L'enrobage de béton autour d'une armature joue deux rôles dans la possibilité de corrosion de cet acier. En premier lieu, il agit comme une barrière mécanique qui freine voire arrête la pénétration des corps susceptibles de corroder les armatures. Ensuite, ce sont les propriétés de la solution interstitielle au contact de l'acier qui indiquent les possibilités de corrosion ou de passivation de ce métal.

1.6.3 Influence de la teneur en chlorure

Les chlorures présents dans le béton peuvent soit être introduits lors du gâchage du béton ou pénétrer dans le béton par le milieu extérieur. Lorsque la teneur en chlorure atteint ou dépasse une valeur critique, la couche de recouvrement ne peut plus protéger l'acier.

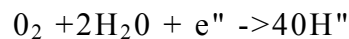
1.6.4 Influence de la composition du béton

Tout ce que conditionnent la solution interstitielle et la porosité du béton est un facteur pouvant affecter ou non la corrosion. Le type et la teneur en liant, les additions minérales et le rapport E/C (Eau/Ciment) déterminent la performance d'un béton. Le choix de la formulation du béton et de la nature de ses principaux constituants constitue une approche pour augmenter la résistance à la corrosion du béton. Toutes modifications de la formulation

d'un béton produisant une augmentation de sa compacité ou une réduction de sa perméabilité ont généralement un effet favorable sur la résistance à la corrosion.

1.6.5 Effet de l'oxygène

L'oxygène dissous dans un liquide aqueux joue un rôle primordial dans la réaction dite cathodique de la corrosion des aciers :



Ainsi, plus la teneur en oxygène est élevée, plus grande est la vitesse de cette réaction, laquelle vitesse est égale à celle de la dissolution du métal.

Parallèlement, plus la teneur en oxygène n'est élevée, plus le potentiel mixte du métal se rapproche de la valeur correspondant à la réduction de l'oxygène. En d'autres termes, ce potentiel mixte se déplace vers les valeurs plus positives. Par ailleurs, l'oxygène a aussi un autre effet dans la corrosion des matériaux à base de fer en présence de chlorure ou de carbonate. En effet, dans ces cas, les produits intermédiaires de corrosion (rouilles vertes) ne sont pas stables. Ils se transforment en produits non passivant et relâchent un peu de chlorure dans le liquide.

3.6. Influence de la résistivité du béton

La résistivité électrique affecte de manière significative la corrosion des armatures puisqu'il existe une relation entre la corrosivité et la résistivité du béton. La résistivité du béton est fonction de la composition de la solution interstitielle, de la teneur en sels ainsi que de la température. La valeur de la résistivité du béton se situe le plus souvent entre 1000 et 10 000 000 Ohm-Centimètres.

3.7. Influence d'autres agents agressifs

L'eau qui entoure le béton ou pénètre par intermittence dans celui-ci (pluie, etc.) peut contenir divers sels. Ceux-ci contribuent à la formation des produits de corrosion de l'acier enrobé. C'est ainsi, par exemple, que les sulfates réagissent comme les chlorures, au niveau qualitatif. Une rouille verte peut se former en l'absence d'oxygène. Celle-ci peut ensuite se transformer en produits classiques (lépidocrocite, etc.) en relâchant des sulfates solubles.

Mais, au niveau quantitatif, l'effet des sulfates reste négligeable. En pratique, sauf en cas de pollution d'origine industrielle, seuls les chlorures et le dioxyde de carbone sont les facteurs de dé passivation des aciers dans le béton.

1.7 MANQUE D'ENROBAGE ET EFFET DE L'HUMIDITE SUR LA CORROSION DANS L'OUVRAGE D'ETUDE

Les figures 12 & 13 montrent une corrosion avancée dans des poutres extérieures et des acrotères en raison du manque d'enrobage. L'effet de l'humidité de ruissellement des eaux pluviales a accentué la corrosion des linteaux de fenêtres (Figures 14 & 15).



Figures 12 & 13: Corrosion des aciers par manque d'enrobage



Figures 14 & 15 : Ruissellement des eaux pluviales sur les linteaux

1.8 SOLUTIONS DE CONFORTEMENT ET REPARATION

L'insuffisance d'enrobage, la carbonatation, les chlorures de l'embrun marins et l'humidité ambiante sont les causes principales des épaufrures et de la corrosion observée sur le béton des façades.

La corrosion des façades ainsi que la corrosion observées au niveau des angles de poteaux, des extrémités des voiles, des poutres et dalles des escaliers extérieurs et sur d'autres éléments structuraux est à traiter de la même manière.

Le but de la réparation de la corrosion est d'arrêter le phénomène de dégradation et de réduire les attaques des agents agressifs externes. En plus, une meilleure durabilité sera assurée et la durée de vie de l'ouvrage sera prolongée.

Le traitement du béton consiste à :

- Piquer le béton sur toute la surface concernée par la corrosion. C'est-à-dire découvrir les aciers corrodés sur toute leur longueur ;
- Les aciers corrodés doivent être sablés ou brossés à la brosse métallique sur toute la longueur corrodée ;
- Si la barre d'acier est atteinte au-delà de 30 % de sa section, procéder à son remplacement, en respectant le recouvrement des barres ;
- Eliminer les éclats de béton et les parties douteuses.
- La surface du béton doit être régulière et bien nettoyée au jet d'eau de tout débris, salissures ou poussières ;
- Appliquer par un pinceau d'un inhibiteur de corrosion de type SIKA FERROGARD 901 ou équivalent;
- L'enrobage doit être reconstitué par application d'un mortier de réparation prêt à l'emploi et à base d'un liant hydraulique mono composant type SIKA REP 3SR ou équivalent conforme à la norme EN 1504-3 type R4 ;
- L'enrobage des armatures doit être reconstitué pour donner un enrobage minimal de 3 cm et assurer une meilleure pérennité et une durée de vie importante à l'ouvra Après serrage et lissage à la taloche, appliquer une cure humide pendant au moins trois jours pour éviter la fissuration du mortier de réparation ;

- Afin d'assurer une couleur proche de la couleur existante et une protection, un revêtement à base de résine pour protéger le béton contre les agressions atmosphériques et favoriser l'auto nettoyage sera appliqué sur les surfaces traitées. Une peinture type SIKAGUARD 680S béton colore ou équivalent est recommandée. Le choix de la nuance du produit sera réalisé lors de la réalisation d'une ou plusieurs planches d'essais.

1. GENERALITES

Dans ce chapitre on présente l'étude dynamique des deux blocs. En premier lieu l'analyse de la structure existante dans l'état actuel est réalisée. Ensuite, les deux blocs sont analysés après renforcement après l'ajout de voiles.

2. ÉTUDE DYNAMIQUE

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties. L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

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.

Caractéristiques dynamiques propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement. 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 :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degré 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.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

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 quelque 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 Δ_ω s'annule 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 (ω^2).

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ où forme modale (modale Shape).

3. MODÉLISATION 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 appelé **SAP2000 (Version 12)**.

Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
 - Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
 - Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément coque (shell) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformables pour les planchers à corps creux ou les dalles pleines).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

Modélisation de la masse

- Pour la masse des planchers ; La masse est calculée automatiquement par le logiciel *SAP2000 v14* (masse source) à partir de l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le *RPA99 version 2003*.

Avec :

$\beta=0,3$ pour un bâtiment recevant du public temporairement.

- Pour le plancher nervuré ; on n'a pas modélisé les nervures mais nous avons concentré leurs masses aux niveaux des poutres principales.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, poutres et les voiles est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

4. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DU PREMIER BLOC (A)

Le modèle initial retenu dans cette étude est donné sur la [figure II.1](#).

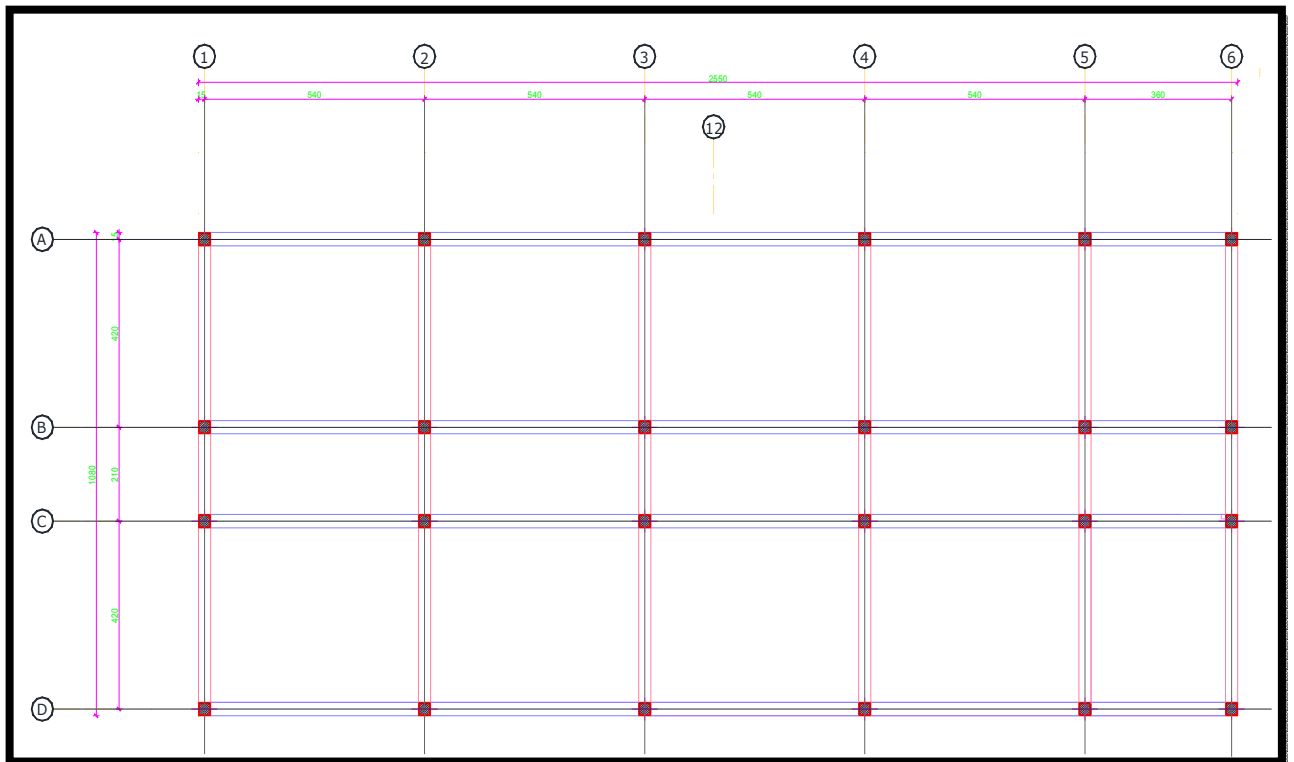


Figure II.1 : Modèle initiale du Bloc A

Les résultats de l'étude dynamique sont donnés dans le tableau IV.1.

Tableau II.1 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1.209	0.84	68.2	0.0002093	8.4	68.2	0.0002093
2	1.063	58.5	9.2	1.96-E-06	66.9	77.5	0.0002113
3	0.995	5.5	1.0	4.89-E-06	72.4	78.4	0.0002162
4	0.405	1.1	8.3	0.005568	73.4	86.7	0.000773
5	0.355	6.3	1.1	0.001969	79.7	87.7	0.0009668
6	0.334	0.5	0.0	2.856-E-05	80.2	87.8	0.0009984
7	0.243	0.4	2.8	0.000183	80.7	90.6	0.001181
50	0.03159	7.69-E-07	9.67-E-07	0.956	83.737	92.854	87.109
51	0.032173	0.0001639	0.0001134	0.002445	83.737	92.854	87.114
52	0.03068	0.0003908	0.0002633	0.064	83.738	92.854	87.175
53	0.029785	3.05-E-05	1.165-E-5	0.022	83.738	92.854	87.197
54	0.028594	10.150	5.187	0.003141	93.896	98.041	87.2

Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,209s$.
- La participation massique ne dépasse le seuil des 90% à partir du 54^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

5. ÉTUDE SISMIQUE DU BLOC A

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 structural lors du

séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **SAP2000** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

5.1. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "**RPA99 modifié en 2003**". Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

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

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 17 m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

5.2. Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du "groupe 2" (bâtiment à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 17,5 m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Jijel (zone IIa).

Donc : $A=0,15$

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R=3.5 portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Site 3 : $T_1=0,15$ s et $T_2=0,5$ s).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,25$).

Une fois le spectre de réponse injecté dans les fichiers de données, la réponse sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

5.3. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières 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 inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé 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 $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

W = poids de la structure, il est calculé de manière automatique. $W = 15253,96 \text{ kN}$.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "**RP A99 version 2003**" nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur.

$$\text{Soit : } T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{On a : } h_N = 21 \text{ m}$$

$$\text{Selon x-x : } L_x = 25,2 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,37 \text{ s}$$

$$\text{Selon y-y : } L_y = 10,50 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,58 \text{ s}$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} & (\text{site 3}) \\ T_2 = 0,50 \text{ s} & (\text{site 3}) \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{aligned} T_2 \leq T_y < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \\ \text{ET} \quad D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,48} \right)^{2/3} = 1,99 \\ 0 \leq T_x \leq T_2 \Rightarrow D = 2,5\eta \quad D_x = 2,5 \times 0,8819 = 2,205 \end{aligned}$$

On trouve :

$$\begin{aligned} V^x &= \frac{0,15(2,205)(1,25)}{3,5} 15253,196 \Rightarrow V^x = 1801,78 \text{ KN} \\ V^y &= \frac{0,15(1,99)(1,25)}{3,5} 15253,196 \Rightarrow V^y = 1626,09 \text{ KN} \end{aligned} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1441,424 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 1300,876 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{D'après le fichier des résultats du } \mathbf{SAP2000} \text{ on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 994,144 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 914,508 \text{ N} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V^y$$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.44 \\ r_y = 1.42 \end{cases}$$

5.4. Vérification des déplacements inter étage

L'une des vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003", concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 5.10, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

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

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & & \delta_K^y &= Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & & \Delta_K^y &= \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_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, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Données : $r_x = 1,44$; $r_y = 1,42$; $R = 3.5$

On résume les résultats obtenus dans le tableau II.2 :

Tableau II.2 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
21	31,934	40,662	160,94736	202,0914	14,3388	13,714	35	Vérifié
17.5	29,089	37,903	146,60856	188.377	25,03368	23,924	35	Vérifié
14	24,122	33,089	121,57488	164,452	33,75792	32,483	35	Non vérifié
10.5	17,424	26,553	87,81696	131,968	40,1688	44,730	35	Non vérifié
7	9,454	18,615	47,64816	92,516	38,75256	45,296	35	Non vérifié
3.5	1,765	9,501	8,8956	47,21	8,8956	47,219	35	Non vérifié

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- 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 dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment a dépassé les 14 mètres en zone IIa. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc, dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voiles nécessaires à rajouter et la position des voiles rajoutés.

5.5. Renforcement de la structure par le rajout de voiles

Les voiles ont été ajoutés symétriquement sur les trames d'extrémité.

Le modèle est donné sur la figure II.2.

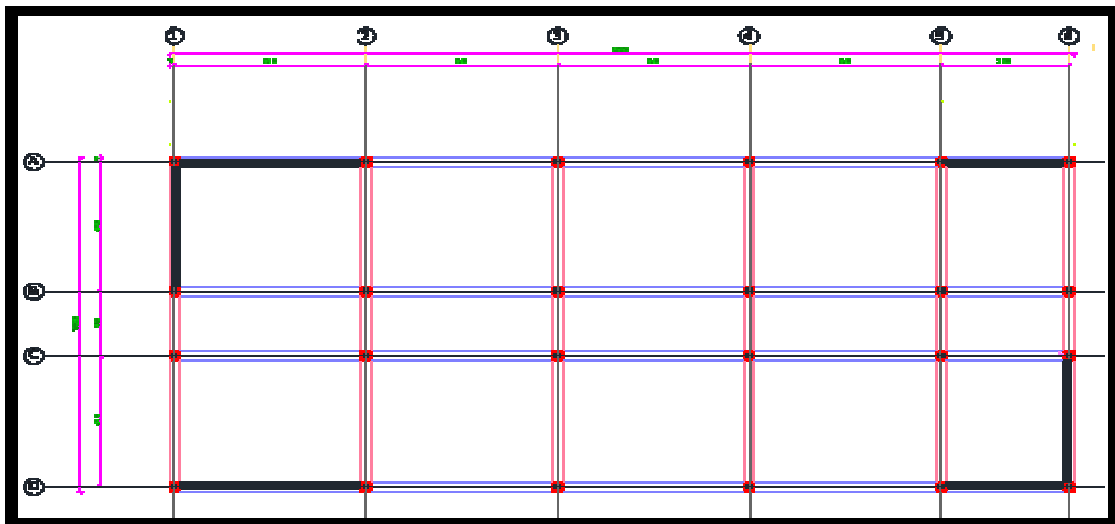


Figure II.2 : Modèle final du Bloc A

Caractéristiques dynamiques propres

Le tableau 11.3 résume les caractéristiques dynamiques propres du modèle.

Tableau II.3 : Période et facteurs de participation massique du modèle finale

Modes	Période(s)	U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
1	0,388	0.0072	0.58	0.072	0.58
2	0,268	0.524	0.077	0.59	0.65
3	0,207	0.043	0.0079	0.64	0.66
4	0.106	0.0000 073	0.000017	0.64	0.66
5	0,098	0.0091	0.00569	89.20	0.67
75	0,029	0,034	0,010	0,907	0,951

Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,388s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 75^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Calcul des forces sismiques

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$W=18495.638KN ; R=4; D_x=2,205 ; D_y=1,99; Q=1,25; A=0,15$$

On a :

$$\begin{cases} V^x = 1911,66kN \\ V^y = 1725,29kn \\ . \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1681.55kN \\ 0,8V^y = 1517.59kN \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats du **SAP 2000** on a :
$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1589,723kN \\ F_2 = V_t^y = 1587,117kN \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,057 \\ r_y = 1,00 \end{cases}$$

Vérification du déplacement inter étage

Tableau II.4 : Vérification des déplacements inter étages modèle 1

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obs.
3,5	0.175	0.394	0.7399	1.576	0.739	1.576	35	Vérifié
7	0.633	1.279	2.676	5.116	1.936	3.54	35	Vérifié
10,5	1.263	2.445	5.3399	9.78	2.663	4.664	35	Vérifié
14	1.991	3.745	8.417	14.98	3.078	5.2	35	Vérifié
17,5	2.755	5.097	11.648	20.388	3.231	5.408	35	Vérifié
21	3.507	6.389	14.827	25.556	3.179	0.168	35	vérifié

Conclusion :

Ce sont les éléments du modèle final qui seront ferrailés dans le chapitre qui suit.

6. ETUDE DYNAMIQUE DU BLOC B

Le modèle initial du bloc B est présenté dans la figure II.3 et les résultats du période et facteurs de participation massique du modèle initial sont donnés dans le tableau II.5.

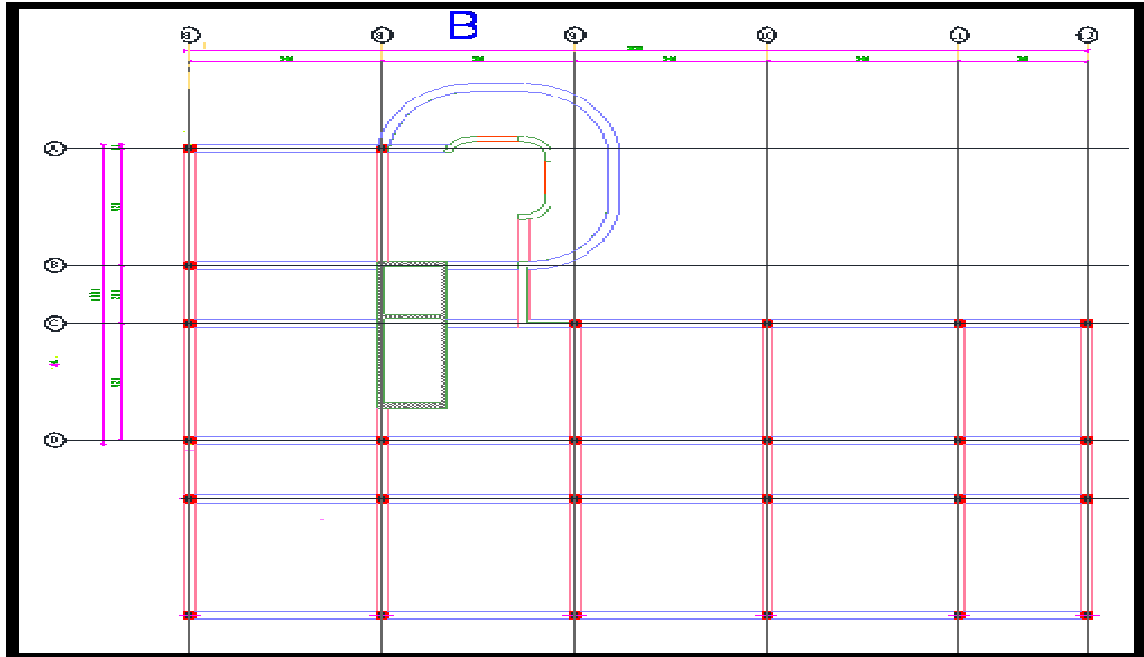


Figure II.3 : Modèle initiale du Bloc B

Tableau II.5 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)			
		U _x	U _y	ΣU _x	ΣU _y
1	1.271	34.894	7.047	34.894	7.047
2	0,967	33.073	9.985	67.968	17.031
3	0,560	0,135	47.417	68.103	64.448
4	0,412	4.421	1.199	72.524	65.647
5	0,284	4.262	1.649	76.785	67.295
17	0,102	0.000126	0.182	80.76	83.565

Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.271s$.

- La participation massique ne dépasse le seuil des 90% à partir du 17^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

7. ETUDE SISMIQUE DU BLOC B

L'étude sismique de ce bloc est similaire à l'étude sismique du bloc A. Par conséquent, on présente ici seulement les résultats principaux de l'étude.

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

W = poids de la structure, il est calculé de manière automatique. $W = 15253,96 \text{ kN}$.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RP A99 version 2003** », nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur.

$$\text{Soit : } T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{On a : } h_N = 17,5 \text{ m}$$

$$\text{Selon x-x : } L_x = 25,2 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,31 \text{ s}$$

$$\text{Selon y-y : } L_y = 18,95 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,33 \text{ s}$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site3}) \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{aligned} 0 \leq T_y < T_2 &\Rightarrow D = 2,5\eta \\ ET & D_y = 2,5(0,8819) = 2,205 \\ 0 \leq T_x \leq T_2 &\Rightarrow D = 2,5\eta \\ & D_x = 2,5 \times 0,8819 = 2,205 \end{aligned}$$

On trouve :

$$\begin{aligned} V^x &= \frac{0,15(2,205)(1,25)}{3,5} 15253,196 \Rightarrow V^x = 1801,78 \text{KN} \\ V^y &= \frac{0,15(2,205)(1,25)}{3,5} 15253,196 \Rightarrow V^y = 1801,78 \text{KN} \end{aligned} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1441,424 \text{kN} \\ 0,8V^y = 1441,42 \text{kN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 994,144 \text{kN} \\ F_2 = V_t^y = 914,508 \text{N} \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,44 \\ r_y = 1,57 \end{cases}$$

Vérification des déplacements inter étage

L'une des vérifications préconisées par le "**RPA99 version 2003**", concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10, **l'inégalité** ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

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

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_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, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Données : $r_x=1,44$; $r_y=1,57$; $R=3.5$

On résume les résultats obtenus dans le tableau II.6 :

Tableau II.6 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obs.
21	31,934	40,662	160,94736	229,13037	14,3388	15,546965	35	<i>vérifié</i>
17.5	29,089	37,903	146,60856	213,583405	25,03368	27,12689	35	<i>vérifié</i>
14	24,122	33,089	121,57488	186,456515	33,75792	36,83036	35	<i>Non vérifié</i>
10.5	17,424	26,553	87,81696	149,626155	40,1688	44,73063	35	<i>Non vérifié</i>
7	9,454	18,615	47,64816	104,895525	38,75256	51,35739	35	<i>Non vérifié</i>
3.5	1,765	9,501	8,8956	53,538135	8,8956	53,538135	35	<i>Non vérifié</i>

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- 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 dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment a dépassé les 8 mètres en zone IIa.

Par conséquent, des voiles de contreventement ont été ajoutés et seront disposées de manière symétrique. Donc, dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voiles nécessaires à rajouter et la position des voiles rajoutés.

La figure II.4 présente le modèle final du bloc B après l'ajout de voiles et le tableau II.7 résume les caractéristiques dynamiques propres du bloc B.

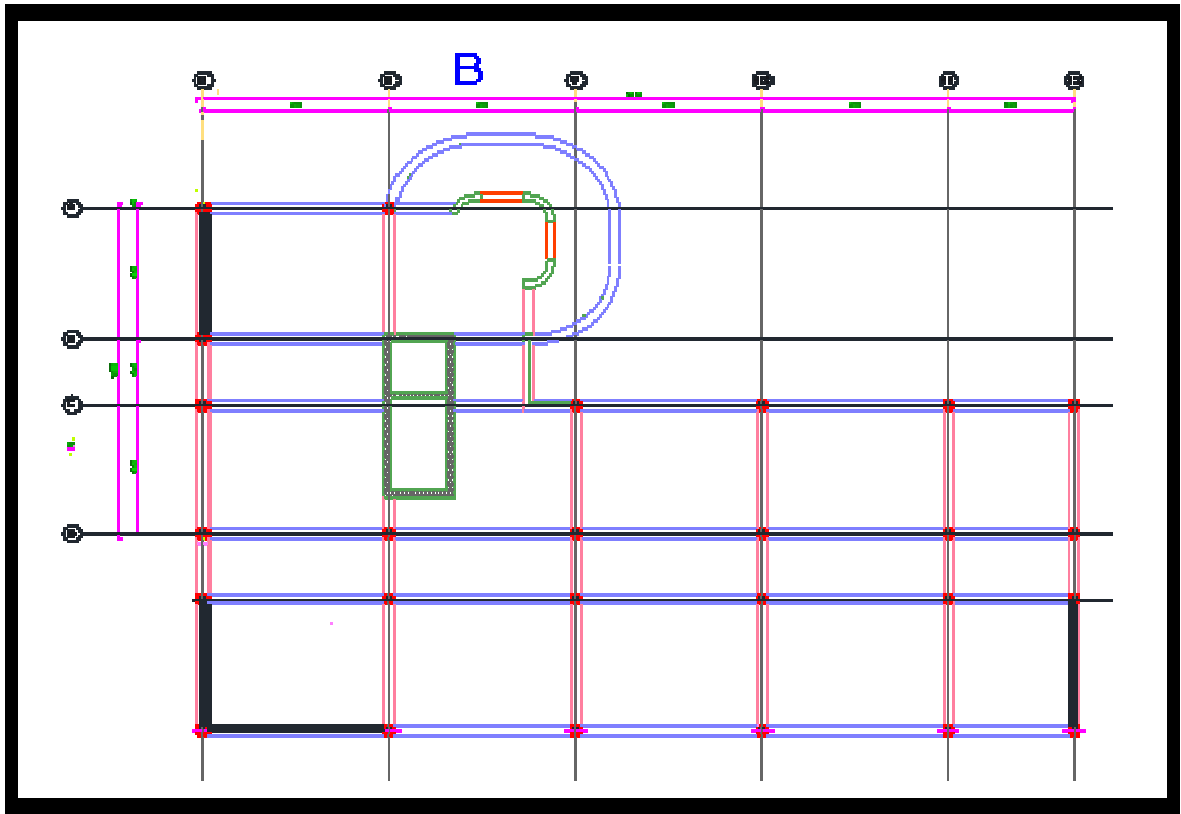


Figure II.4 : Modèle final du bloc B.

Tableau II.7 : Période et facteurs de participation massique du modèle final

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)				
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y
1	0.525	54.69	0.146		54.691	0.146
2	0.418	2.421	52.735		57.112	52.88
3	0.261	7.209	11.861		64.322	64.742
4	0.122	13.547	0.011		77.869	64.753
5	0.107	0.00189	0.00446		77.871	64.758
6	0.101	0.005477	0.022		77.876	64.78
7	0.098	0.015	0.138		77.892	64.918
8	0.091	0.801	1.31		77.981	66.228

Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,525 \text{ s}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 2^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Calcul des forces sismiques

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$W = 24828,01 \text{ kN} ; R = 4 ; D_x = 2,032 ; D_y = 2,205 ; Q = 1,25 ; A = 0,15$$

On a :

$$\begin{cases} V^x = 2566.20 \text{ kN} \\ V^y = 2566.20 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 2052.96 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 2052.96 \text{ kN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats du **SAP 2000** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1989,42 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 550,58 \text{ kN} \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,03 \\ r_y = 3.72 \end{cases}$$

Vérification du déplacement inter étage

Tableau II.8 : Vérification des déplacements inter étages modèle final

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obs.
0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	34.2	Vérifié
3.5	0.15	0.101	0.618	1.502	0.618	1.502	35	Vérifié
7	2.38	0.959	9.805	14.26	9.187	12.75	35	Vérifié
10.5	5.597	2.317	23.05	34.476	13.24	20.21	35	Vérifié
14	9.217	3.868	37.974	57.55	14.92	23.074	35	Vérifié
17.5	12.905	5.461	53.168	81.25	15.194	23.7	35	Vérifié
21	16.405	6.987	67.588	103.96	14.42	22.71	35	Vérifié

Conclusion :

L'ajout des voiles a montré son efficacité par la réduction des déplacements inter-étage et de la période de vibration. Ce sont les éléments du modèle final qui seront ferrailés dans le chapitre qui suit.

1. GENERALITES

Dans ce chapitre, on étudie le ferrailage des éléments résistants. D'abord, on vérifie le ferrailage initial des éléments et ensuite on présente le ferrailage des voiles ajoutés et des poteaux chemisés. Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le "*BAEL 91 modifié 99*" et le "*RPA99 version 2003*".

2. FERRAILAGE DES POTEAUX

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 symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'une 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 :

a. Situation durable :

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance *FeE400* ; $\sigma_s=348MPa$

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=18,48MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance *FeE400* ; $\sigma_s=400MPa$

Combinaison des actions

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

a. Selon "BAEL91 modifié 99" :

- a.1. ELU:** Situation durable : $1,35G+1,5Q$

a.2. ELS: Situation durable : $G+Q$

b. Selon "RPA99 version 2003" :

Situation accidentelle

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

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- N^{max}, M^{corr}

2- M^{max}, N^{corr}

Recommandations selon "RPA99 version 2003":

D'après le "RPA99 version 2003", pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage est limité par :

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de $12mm$.
- La longueur minimale des recouvrements est de $40\emptyset$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $25cm$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Présentation des résultats :

Dans cette section, on présente les résultats de ferraillage des poteaux renforcés et la vérification des ferraillages des autres poteaux.

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (N^{max}, M^{corr}).

Tableau III.1 : Ferraillage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{sCALCUL}$ (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	50x50	653.21	3.072	0.00	0.00	0.00	28.8
2 ^{ème}	30x30	1193.277	0.616	0.00	0.00	0.00	7.2
1 ^{er}							
4 ^{ème}	50x50	323.997	45.840	0.00	0.00	0.00	28.8
5 ^{ème}	30x30	586.683	3.97	0.00	0.00	0.00	7.2
3 ^{ème}							

b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau III.2 : Ferraillage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	M^{max} (kNm)	N^{corr} (kN)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	50x50	52.32	442.958	0.00	0.00	28.8
1 ^{er}	30x30	26.71	516.709	0.00	0.00	7.2
2 ^{ème}						
3 ^{ème}	50x50	107.723	118.79	0.00	3.98	28.8
4 ^{ème}	30x30	44.179	127.076	0.00	3.46	7.2
5 ^{ème}						

1. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q±E**

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau III.3 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er} 2 ^{ème}	50x50	1968.745	5.75	0.00	0.00	28.8
	30x30	892.265	1.361	0.00	0.00	7.2
3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème}	50x50	783.57	63.434	0.00	0.00	28.8
	30x30	440.739	27.61	0.00	0.00	7.2

b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau III.4 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{corr} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er} 2 ^{ème}	60x60	118.14	1091.838	0.00	0.00	28.8
	30x30	52.5285	314.52	0.00	1.77	7.2
3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème}	60x60	125.177	11.135	0.00	4.35	28.8
	30x30	61.627	123.494	0.00	4.86	7.2

2. Situation accidentelle 2 :

- Combinaison : $0,8G \pm E$

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau III.5 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	A_s' (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er} 2 ^{ème}	50x50	1871.974	6.21	0.00	0.00	28.8
	30x30	890	1.16	0.00	0.00	7.2
3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème}	50x50	737.962	58.52	0.00	0.00	28.8
	30x30	439.507	21.80	0.00	0.00	7.2

b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau III.6 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N°	M^{max} (kNm)	N^{corr} (kN)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	50x50		117.86	1000.871	0.00	0.00	28.8
1 ^{er} 2 ^{ème}	30x30		49.123	246.078	0.00	2.06	7.2
3 ^{ème} 4 ^{ème}	50x50		113.359	103.034	0.00	3.78	28.8
5 ^{ème}	30x30		57.933	56.415	0.00	5.18	7.2

Choix des armatures :

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Choix des armatures des poteaux (50x50)

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC 1 ^{er} , 2 ^{ème}	50x50	0.00	20	16T14	24.62
3 ^{ème} 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	4.35	20	16T14	24.62

Tableau III.8 : Vérification de la section d'armatures calculée par rapport aux armatures existantes des poteaux (30x30)

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s (existant)(cm ²)	obs
RDC 1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x30	2.06	7.2	4T14+4T12 10.67	OK
3 ^{ème} 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	30x30	5.18	7.2	4T14+4T12 10.67	OK

Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service. Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (voir annexe), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

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

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=240MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau III.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	50x50	483.61	2.26	18.5	240	1.24	15	OK
1 ^{er} 2 ^{ème}	30x30	883.90	0.136	125.4	240	8.36	15	OK
3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème}	50x50	239.88	33.97	18.3	240	1.36	15	OK
	30x30	434.58	1.69	64.9	240	4.38	15	OK

b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau III.10 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	50x50	38.77	327.87	22.7	240	1.66	15	OK
1 ^{er} 2 ^{ème}	30x30	19.78	382.747	93.5	240	6.89	15	OK
3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème}	50x50	79.82	88.013	30.9	240	2.74	15	OK
	30x30	28.697	70.137	77.8	240	7.2	15	OK

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.

τ_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" :

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

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

➤ Selon le "RPA 99 version 2003" :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

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

B : Section du poteau.

Tableau III.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	50x50	51.37	0.0158	0.141	0.075	1.875	2.50	OK
	30x30	14.80	0.0182	0.282	0.075	1.875	2.50	OK
3 ^{ème}	50x50	63.174	0.0194	0.141	0.075	1.875	2.50	OK
4 ^{ème}	30x30	23.59	0.0291	0.282	0.075	1.875	2.50	OK
5 ^{ème}								

Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du “**BAEL 91 modifiée 99**” et celles du “**RPA 99 version 2003**”^[1] ; elles sont données comme suit :

➤ “**Selon BAEL91 modifié 99**”:

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

Avec :

A_t : Section d’armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le “RPA 99 version 2003” :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d’armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l’ELU.

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

h : Hauteur totale de la section brute.

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

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

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

$$S_t \leq \text{Min}(15\text{cm}; 10\phi_l) \dots\dots\dots \text{Zone nodale (zone IIa)}.$$

$$S_t \leq 15 \phi_l \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone IIa)}.$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau III.12 : Espacements maximums selon RPA99

Niveaux	Section (cm ²)	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
RDC, 2 ^{ème} et 1 ^{er}	50x50	14	10	20
,3 ^{ème} 4 ^{ème} ,5 ^{ème}	50x50	14	10	20

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC 1 ^{er} 2 ^{ème} ,	50x50	2.54	4.23	3.75	51.37	N	10	0.0806	4T8	2.01
						C	20	0.161	4T8	2.01
3 ^{ème} ème ,5 ^{ème}	50x50	2.45	4.23	3.75	63.174	N	10	0.099	4T8	2.01
						C	20	0.198	4T8	2.01

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de $L_r = 40\phi_l$ en zone IIa.

Pour :

T14..... $L_r = 28cm$

a. Détermination des armatures transversales :

Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t = 4T8 = 2,01cm^2$.

Espacement en zone nodale : $S_t = 10cm$

Espacement en zone courante : $S_t = 15cm$

La figure III.1 résume le ferraillage des poteaux à différents étages :

- RDC et 1^{er} et 2.3.4.5^{ème} étage

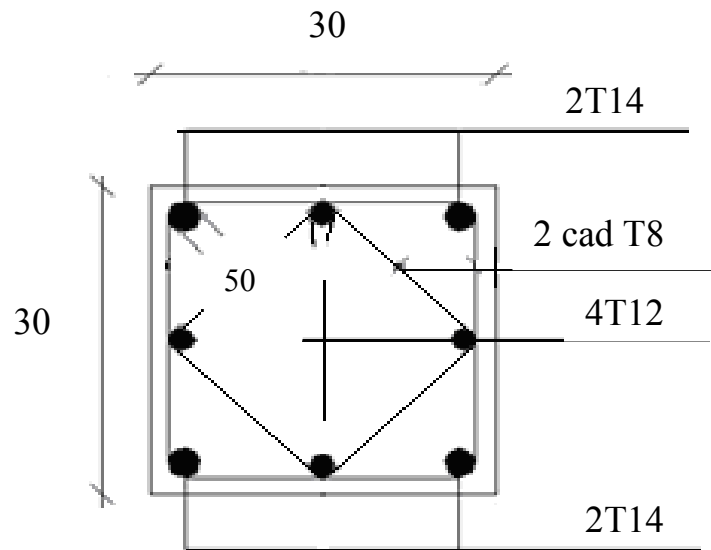


Figure.III.1 : Ferraillage des poteaux 30x30

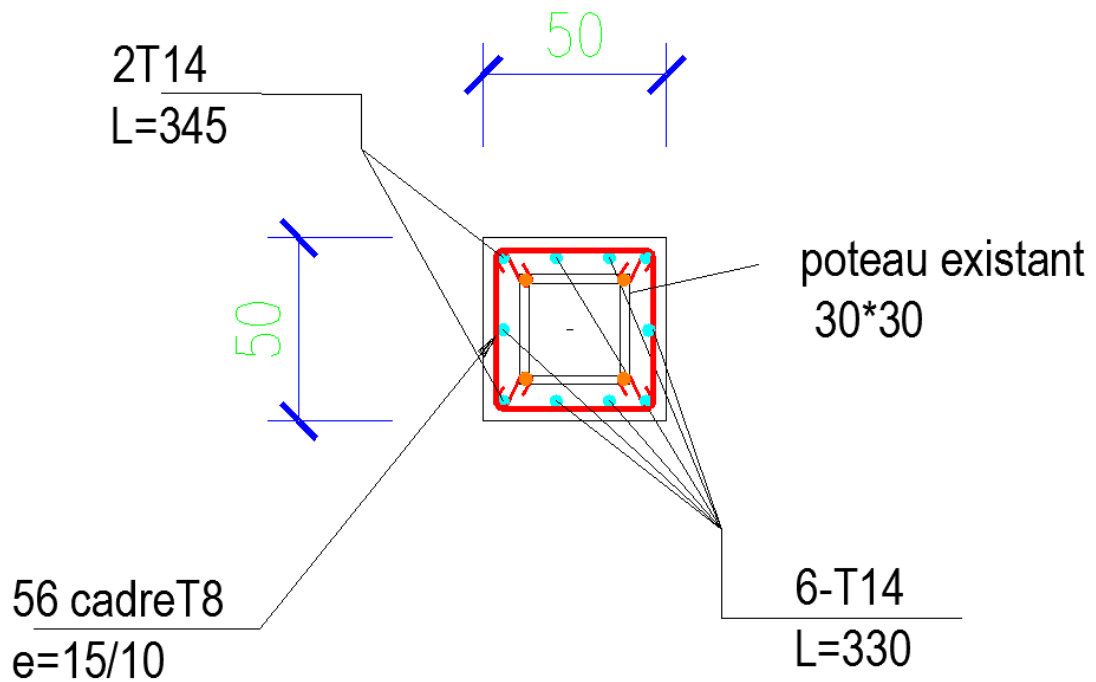


Figure.III.1 :chemisage des poteaux

3. FERRAILLAGE DES POUTRES

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 ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe). On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

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

Recommandations du "RPA 99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :4% en zone courante.
Et 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Calcul du ferraillage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur :

Poutres principales :

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau III.14 : Ferraillage des poutres longitudinales (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC,, 3 ^{ème} , 4 ^{ème} 1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x55	Travée	57.11	0.00	2.86	8.25
		Appui	126.38	0.00	7.44	8.25
5 ^{ème}	30x55	Travée	55.57	0.00	3.32	8.25
		Appui	78.88	0.00	7.7	8.25

Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau III.15 : Ferraillage des poutres longitudinales (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 1 ^{er} 2 ^{ème}	30x55	Travée	78.60	0.00	0.6	8.25
		Appui	185.80	0.00	6.51	8.25
5 ^{ème}	30x55	Travée	64.24	0.00	2.32	8.25
		Appui	142.75	0.00	6.48	8.25

2- Sens non porteur :

Poutres secondaires :

a. Situation durable : $1,35G+1,5Q$

Tableau III.16 : Ferraillage des poutres transversales (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 3 ^{ème} , 4 ^{ème} 1 ^{er} 2 ^{ème}	30X30	Travée	64.61	0.00	4.06	4.5
		Appui	71.89	0.00	6.11	4.5
5 ^{ème} ,	30X30	Travée	51.57	0.00	3.66	4.5
		Appui	64.45	0.00	5.51	4.5

b. Situation accidentelle : $G+Q+E$

Tableau III.17 : Ferraillage des poutres transversales (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er} 2 ^e 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x30	Travée	60.24	0.00	1.41	4.5
		Appui	67.86	0.00	6.12	4.5
5 ^{ème}	30X30	Travée	46.51	0.00	1.51	4.5
		Appui	59.52	0.00	5.26	4.5

Vérification du ferraillage existant :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur :

Tableau III.18 : Vérification du ferraillage des poutres principales

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{s(exis tant)} (cm ²)	obs
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x55	Travée	8.25	2.86	6.78	ok
		Appui		7.44	9.24	ok
5 ^{ème}	30x55	Travée	8.25	3.32	6.78	ok
		Appui		7.7	9.24	ok

2- Sens non porteur :

Tableau III.19 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{s(existant)} (cm ²)	obs
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	Travée	4.5	4.06	6.78	OK
		Appui		6.12	9.24	OK
5 ^{ème}	30x50	Travée	4.5	3.66	6.78	OK
		Appui		5.51	9.24	OK

Vérification nécessaires :

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec : f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa

Tableau III.20 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30X55	9.24	8.25	Vérifiée
30x30	9.24	7.5	Vérifiée

Vérification vis-à-vis de l'ELS :

➤ La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifiée que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa \end{cases} \quad [2]$$

Sens porteur :

Tableau III.21: Vérification des poutres porteuses à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	42.30	4.54	15	157.47	240	OK
	Appui	93.61	7.92		144.48		
5 ^{ème}	Travée	58.38	3.99	15	190.26	240	OK
	Appui	89.92	8.92		189.2		OK

Sens non porteur :

Tableau III.22 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC, 1 ^{er} 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	47.86	4.33	15	151.4	240	Oui
	Appui	53.25	3.88		180.2		
5 ^{ème}	Travée	38.33	3.2	15	150.3	240	Oui
	Appui	47.74	4.4		153.2		

Vérification de l'effort tranchant :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ [2]

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC, 1 ^{er}	30x50	137.21	1.02	2,5	OK
	30x50	178.48	1.32	2,5	OK
RDC	40x110	528.18	1.33	2,5	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	144.37	1.06	2,5	OK
	30x50	155.61	1.15	2,5	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x50	157.13	1.16	2,5	OK
	30x50	156.78	1.16	2,5	OK

Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance *FeE40* ($f_e=400MPa$).

- **Selon le 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 le RPA 99 version 2003:**

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,42\text{cm}$

On prend : $\phi_t = 8\text{ mm}$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.24: Calcul des armatures transversales

Section	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp} (cm)$		$A_t^{max} (cm^2)$	Choix
			$S_t(cm)$	$S_t(cm)ZN$	$S_t(cm)ZC$	ZN	ZC		
30x50	157.13	1.02	40	12.5	25	10	20	1.80	4T8
40x110	528.18	1.32	40	27.5	55	20	25	3.00	6T8
30x50	178.48	1.33	40	12.5	25	10	20	1.80	4T8

Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 40\phi$ (zone IIa) ; L_r : Longueur de recouvrement.
On a : $\phi = 12\text{mm}$ $L_r = 48\text{ cm}$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Vérification des armatures longitudinales aux appuis intermédiaires :

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

Tableau III.25: Vérification de la section d'armatures

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
RDC 1 ^{er}	30x50	137.21	179.25	442.59	<0
	30x50	178.48	210.84	520.59	<0
RDC	40x110	528.18	657.60	738.05	<0
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	144.37	205.53	507.48	<0
	30x50	155.61	198.66	490.52	<0
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30x50	157.13	221.54	547.01	<0
	30x50	156.78	216.15	533.70	<0

Conclusion :

D'après les résultats des tableaux, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui :

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma^b}$$

Avec : $a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d)$.

\hat{a} : Largeur d'appuis sans l'enrobage ($\hat{a} = c - c' - 2cm$)

c' : L'enrobage ($c' = 3cm$).

c : Largeur du poteau en appui.

b : Largeur de la poutre.

Tableau III.26: Vérification de la compression du béton

Niveaux	Section (cm ²)	\hat{a} (cm)	a (cm)	T _u ^{max} (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	30x50	50	40.5	137.21	1.13	21.67	Vérifiée
	30x50	50	40.5	178.48	1.47		
RDC	40x110	50	50	528.18	2.64		
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	40	40	144.37	1.20	21.67	Vérifiée
	30x50	40	40	155.61	1.30		
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x50	30	30	157.13	1.75	21.67	Vérifiée
	30x50	30	30	156.78	1.74		

Appuis de rives :

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$$

Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$T_u \leq 0,267b.a.f_{c28}$$

Avec :

b: Largeur de la poutre.

a=Min(*à* ; 0,9*d*).

à : Longueur d'appui (*à*=*c*-*c'*-2*cm*).

c: Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.27 : Vérification dans les appuis de rives

Vérifications			section d'armature longitudinale			contrainte de compression du béton		
Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	A _s ≥ $\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f _{c28} (kN)	T _u ≤ 0,267.b.a.f _{c28}
RDC, 1 ^{er}	30x50	137.21	3.94	18.86	Vérifier	40.5	811.01	Vérifié
	30x50	178.48	5.13	18.86	Vérifier	40.5	811.01	Vérifié
RDC	40x110	528.18	15.18	20.62	Vérifier	50	1335.00	Vérifié
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	144.37	4.15	18.86	Vérifier	40	801.00	Vérifié
	30x50	155.61	4.47	18.86	Vérifier	40	801.00	Vérifié
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	30x50	157.13	4.52	18.86	Vérifier	30	600.75	Vérifié
	30x50	156.78	4.51	18.86	Vérifier	30	600.75	Vérifié

Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

La figure III.2 montre l'arrêt des barres et les figures III.3 et III.4 montrent le ferraillage des poutres porteuses et non porteuses.

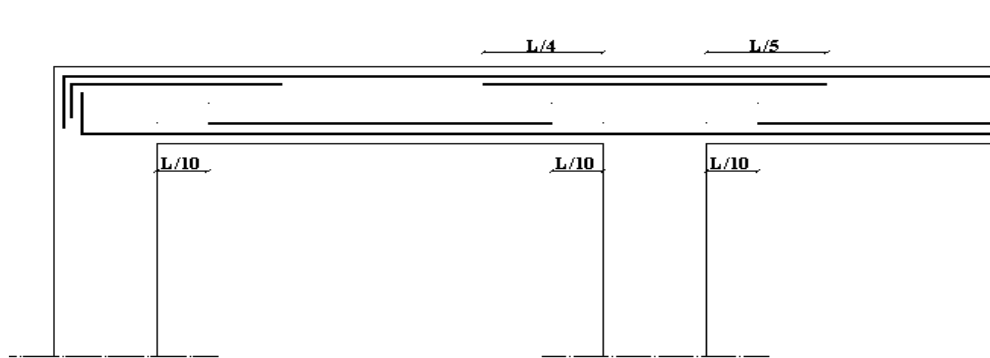
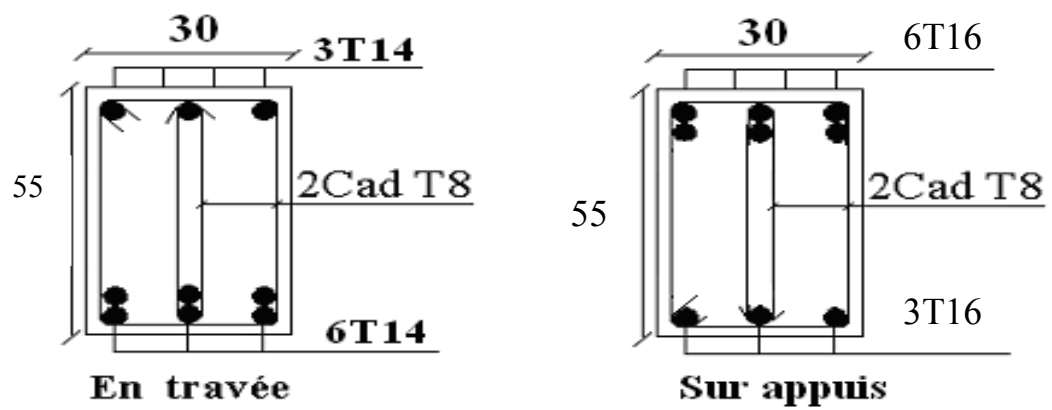


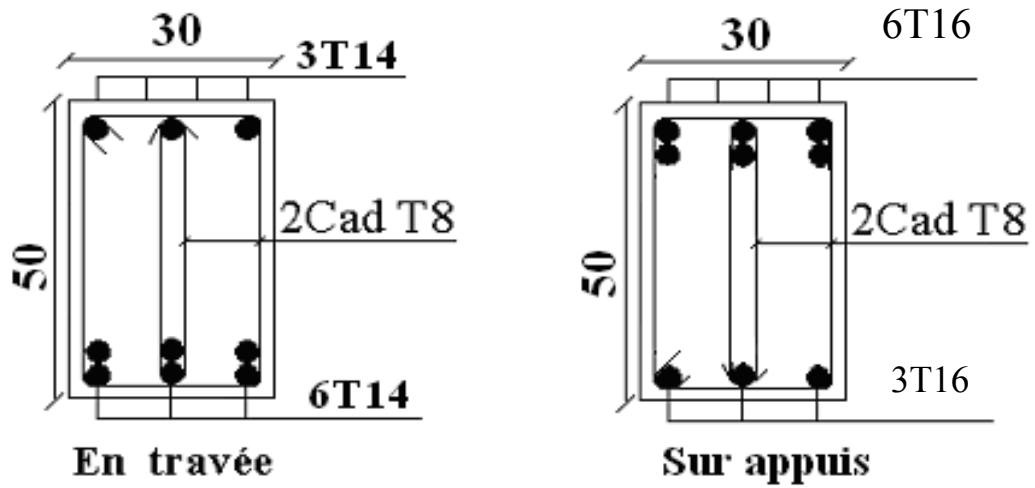
Figure VI.2: Arrêt des barres

Figure III.2: Arrêt des barres



RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}

Figure III.3 : Ferraillage des poutres porteuses



RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}

Figure III.4 : Ferrailage des poutres non porteuses

4. FERRAILLAGE DES VOILES

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ». Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure II.5 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

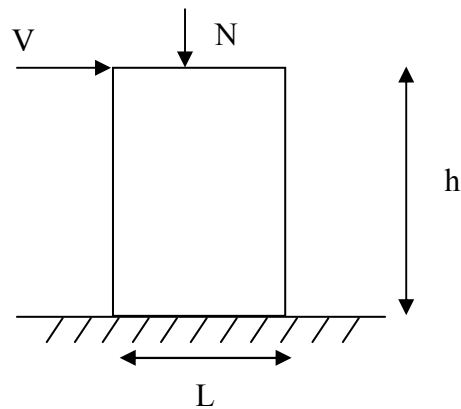


Figure III.5 : Modèle général d'un voile

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 :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

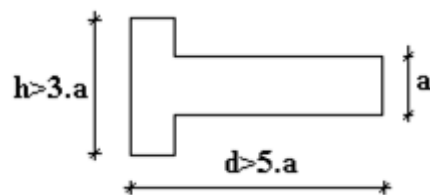
Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin

d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Justification des sollicitations normales :

a. Conditions d'application :

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

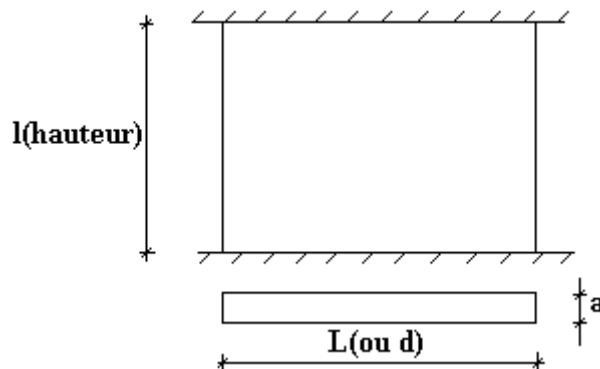


b. Longueur de flambement : (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



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 III.6 : Valeurs de (l_f/l)

<i>Liaisons du mur</i>		<i>Mur armé verticalement</i>	<i>Mur non armé verticalement</i>
<i>Mur encastré en tête et en pied</i>	<i>Il existe un plancher de part et d'autre</i>	0,80	0,85
	<i>Il existe un plancher d'un seul côté</i>	0,85	0,90
<i>Mur articulé en tête et en pied</i>		1,00	1,00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. 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 combinaisons accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf combinaisons accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota :

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

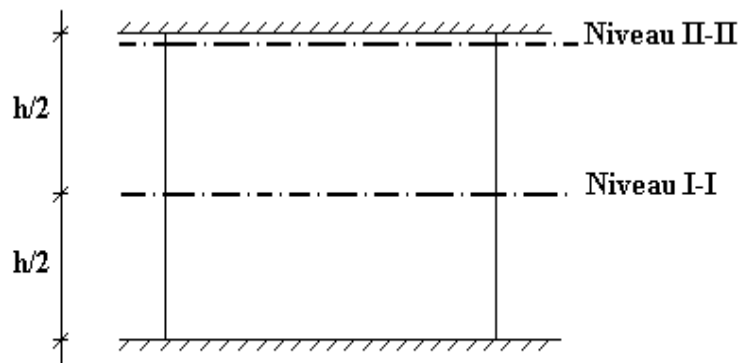
Tableau III.7 : Calcul de la contrainte limite $\sigma_{u \text{ lim}}$

	Notation	Unités	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contrainte limite	σ	KPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification :



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau III.8 : 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	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$ $\rho_{vMax} = \text{le pourcentage vertical de la bande la plus armée}$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ <i>par moitié sur chaque face</i> Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_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 ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t).

Tableau III.9 : Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12mm$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12mm < \phi_l \leq 20mm$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\phi_l$	6mm
$20mm < \phi_l$		8mm

f. 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 $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

Procédure de ferraillage des trumeaux :

Pour le ferraillage 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**.

Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires :

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes, proposée en référence.
- Le **DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.
- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **SAP 2000** (il s'agit des contraintes S_{22})
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- Dans notre cas les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes de traction importantes (ici G+Q+E)

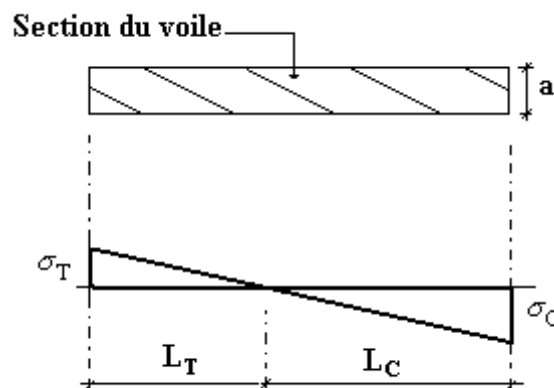
Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & (traction) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (compression) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N : effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme).



1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée : [7]

Le DTU 23.1, art 4.224 permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur L_i est tel que :

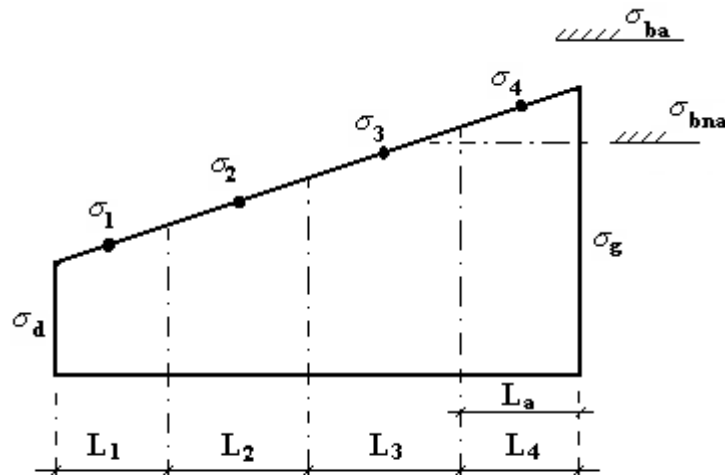
$$L_i \leq \text{Min} \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i .

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression.
- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.



Section rectangulaire entièrement comprimée

2^{ème} cas : Section Partiellement Tendue : [7]

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir **1^{er} cas**.
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle ci correspondant 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 :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = b.L_i$ où b : épaisseur du voile

$\frac{A_s}{S}$: est réparti sur S

Exemple :

Pour une section rectangulaire d'épaisseur b , et si $l_t < h_e$ on peut prendre

$$L_4 = L_5 = \frac{L_t}{2}$$

$i = 4$ ou 5

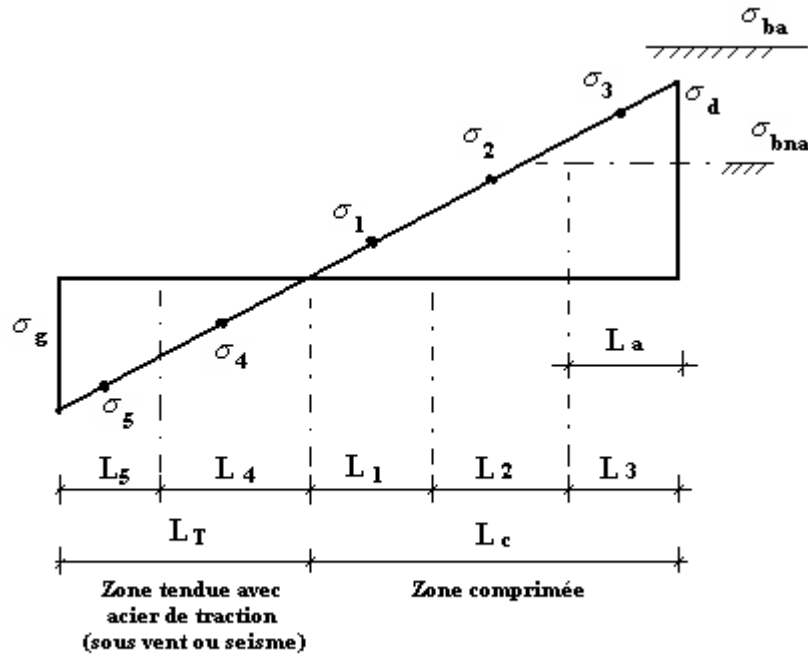
$$\Delta_S = b.L_i$$

$$\sigma_4 = 0,25 \sigma_g$$

$$\sigma_5 = 0,75 \sigma_g$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} A_4 = \sigma_g \frac{\gamma_s}{f_e} \frac{bL_t}{8} \\ A_5 = 3A_4 \end{cases}$$



Voile partiellement tendue, découpage en bande

Acier horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25 \quad [9]$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le **SAP 2000**

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 disposition constructives :

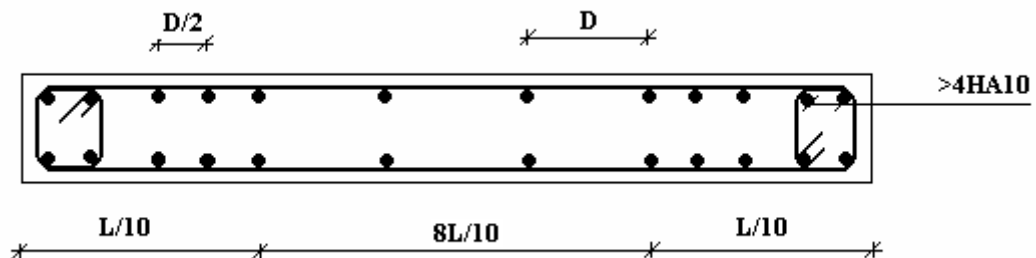
- Aciers de peau : pour limiter les effets hygrothermiques.

Tableau III.10 : Aciers supplémentaires

<i>Aciers de peau</i>	<i>Unité</i>	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<i>Section minimale</i>	cm^2	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
<i>Espacement maximal</i>	m	0,5	0,33

Préconisation du «RPA 99 version 2003» :*a. 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.
- 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.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . 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.

c. 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 :
 - 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 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.

PRESENTATION DES RESULTATS :

Exemple de calcul :

Pour le voile du 3^{ème} étage, on a les données suivantes :

Soit le voile de longueur

$$L = 5,4m$$

$$a = 0,20m \text{ (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,5 m \text{ (hauteur d'étage)}$$

A la base du voile on lit sur le fichier output du **SAP2000**.

$$S_{22} = \sigma_1 = 5.57MPa$$

$$S_{22} = \sigma_2 = 4.73MPa$$

$$S_{12} = \tau = 1.53MPa$$

Pour S_{12} et S_{22} on lira les valeurs maximales entre les valeurs **TOP** et **BOT**.

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,42m, la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3,5 - 0,5 = 3 m \quad (0,5m : \text{hauteur de la poutre})$

Tableau III.11 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3 \times 0,85 = 2,55$	$0,8 \times 3 = 2,2,4$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 41,52$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 39,07$
Coefficient α	/	0,469	0,680
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	m^2	$(a - 0,02)l = (0,20 - 0,02)l = 0,18$	$(a - 0,02)l = (0,20 - 0,02)l = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \lim}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,469 \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,20} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,19MPa$	$\sigma_{ba} = \frac{0,680}{0,20} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 15,054MPa$

Remarque :

$\sigma_{ba} = 15,054MPa$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,20) (1) m^2$$

$$A_s = 2,0cm^2 = 2,0 \cdot 10^{-4} m^2$$

- **Longueur de traction :**

$L=5,4$ m longueur du voile

L_t : la longueur tendue, dans notre cas $L_t=L$ (Voile entièrement tendu)

- **Armatures de traction :**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

Soit : $l^i = \frac{h_e}{2} = 1,75m$

Calcul du ferrailage :

- Aciers verticaux :

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

Soit : $l^i = \frac{h_e}{2} = 1,75m$, donc notre voile est décomposé en 5 bandes de 1,14m

➤ $S_f = a \cdot l_i$

Avec : - a : l'épaisseur du voile.
- l_i : la longueur de la bande.

Donc : $S_f = 0,20 \times 1,14 = 0,23$ m²

➤ **Détermination de différentes positions :**

-1^{er} position : $l_1 = L - (l/2) = 5,7 - (1,14/2)$
 $l_1 = 5,13m$

-2^{ème} position : $l_2 = l_1 - l = 5,13 - 1,14$
 $l_2 = 3,99m$

-3^{ème} position : $l_3 = l_2 - l = 3,99 - 1,14$
 $l_3 = 2,85m$

-4^{ème} position : $l_4 = l_3 - l = 2,85 - 1,14$
 $l_4 = 1,71m$

-5^{ème} position : $l_5 = l_4 - l = 1,71 - 1,14$
 $l_5 = 0,57m$

➤ **Contrainte moyenne par bande σ_j :**

On a : $\sigma_i = l_i \frac{\sigma_2}{L_t}$

Avec : - σ_j : la contrainte moyenne.
- l_i : la position
- σ_2 : la contrainte tirée du SAP2000 (soit S_{22})
- L_t : la longueur tendue, dans notre cas $L_t=L$ (voile entièrement tendu)

$$\text{Donc : } -\sigma_1 = 5,13 \frac{4,73}{5,7} = 4,23 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_2 = 3,99 \frac{4,73}{5,7} = 3,31 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_3 = 2,85 \frac{4,73}{5,7} = 2,36 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_4 = 1,71 \frac{4,73}{5,7} = 1,42 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_5 = 0,57 \frac{4,73}{5,7} = 0,47 \text{ MPa.}$$

➤ **Force de traction F_t :**

$$\text{On a : } F_t = \sigma_i \cdot S_i$$

Avec : - S_i : la section du voile.

- σ_i : la contrainte moyenne.

$$\text{Donc : } - F_{t1} = 4,23 \times 0,23 \cdot 10^3 = 972,9 \text{ KN}$$

$$- F_{t2} = 3,31 \times 0,23 \cdot 10^3 = 761,3 \text{ KN}$$

$$- F_{t3} = 2,36 \times 0,23 \cdot 10^3 = 542,8 \text{ KN}$$

$$- F_{t4} = 1,42 \times 0,23 \cdot 10^3 = 326,6 \text{ KN}$$

$$- F_{t5} = 0,47 \times 0,23 \cdot 10^3 = 108,1 \text{ KN}$$

➤ **Section d'acier :**

$$\text{On a : } A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

Avec : - F_t : la force de traction

$$- \sigma_s : \text{contrainte d'acier : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } - A_{s1} = \frac{972,9}{400} = 24,32 \text{ cm}^2$$

$$- A_{s2} = \frac{761,3}{400} = 19,03 \text{ cm}^2$$

$$- A_{s3} = \frac{542,8}{400} = 13,57 \text{ cm}^2$$

$$- A_{s4} = \frac{326,6}{400} = 8,16 \text{ cm}^2$$

$$- A_{s5} = \frac{108,1}{400} = 2,70 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de joint de bétonnage (acières de couture) :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12}.a.1$$

Donc :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,53 (200)(1140)}{400} 1,4 = 1343,03 \text{mm}^2$$

$$A_{vj} = 13,43 \text{cm}^2$$

La section précédente doit s'ajouter aux aciers verticaux calculés plus hauts, puis un choix final sera effectué.

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u . a . S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,53) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 5,02 \text{cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{\text{section d'acier vertical de la bande la plus armée}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (24,32) = 16,21 \text{cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) . a . l = \frac{0,15}{100} (0,20) (1,14) = 3,42 \text{cm}^2 \quad [9]$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 16,21 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 6 \text{HA}14 = 18,48 \text{cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{114}{5} = 22,8 \text{cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm} < S_{t \min} = 30 \text{ cm}$ vérifiée

❖ **Voile 01 :** $L=5,4 \text{m}, e=0,20 \text{m}.$

❖

Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles longitudinaux 01

Niveau	$S_{22}=\sigma 1$ [MPa]	$S_{22}=\sigma 2$ [MPa]	$S_{12}=\tau 1$ (MPa)	Sollicitation
RDC-1 ^{me} -2 ^{ème}	5,57	4,73	1,53	SET
3 ^{ème} -4 ^{ème}	4,41	3,87	1,40	SET
5 ^{ème}	2,32	1,84	1,34	SET

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles sont lues à partir du fichier **SAP 2000**. Selon la combinaison de charge la plus défavorable des contraintes tangentielles.

- **Armatures verticales de traction :**

Tableau III.13 : Calcul des armatures des voiles longitudinaux

Niv.	Bande (m)	$S_i=a \cdot l$ (m ²)	Position n / σ_1 (m)	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v^{cal} (cm ²)	Choix	A_v^{adp} (cm ²)
RD C, 1 ^{er}	1.14	0.23	5.13	4.23	972.9	24.32	1.53	13.43	37.75	2x10T16	40.21
	1.14	0.23	3.99	3.31	761.3	19.03			32.46	2x10T16	40.21
	1.14	0.23	2.85	2.36	542.8	13.57			27.00	2x8T16	32.18
	1.14	0.23	1.71	1.42	326,6	8.16			21.59	2x6T16	24.14
	1.14	0.23	0.57	0.47	108.1	2.70			16.13	2x6T16	24.14
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	1.14	0.23	5.13	3.48	883.2	22.08	140	12.29	34.37	2x6T16 +2x4T14	36.44
	1.14	0.23	3.99	3.31	761.3	19.03			31.32	2x8T16	32.18
	1.14	0.23	2.85	2.36	542.8	13.57			25.86	2x8T16	32.18
	1.14	0.23	1.71	1.54	354.2	8.85			21.14	2x6T16	24.14
	1.14	0.23	0.57	0.39	89.7	2.24			14.53	2x6T16	24.14
5 ^{ème}	1.14	0.23	5.13	1.66	381.8	9.54	1.34	11.76	21.30	2x6T16	24.14
	1.14	0.23	3.99	1.29	296.7	7.42			19.18	2x6T16	24.14
	1.14	0.23	2.85	0.92	211.6	5.29			17.05	2x6T14	18.48
	1.14	0.23	1.71	0.55	126.5	3.16			14.92	2x6T14	18.48
	1.14	0.23	0.57	0.18	41.4	1.03			12.79	2x6T12	13.58

- **Aciers horizontaux :**

- **Tableau V.40 :** Calcul des aciers horizontaux des voiles longitudinaux

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC-1 ^{er}	1.53	5.02	16.21	3.42	1621	2x6T14	18.48	20
2 ^{ème} - 3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1.40	4.59	14.72	3.42	14.72	2x6T14	18.48	20
5 ^{ème}	1.34	4.39	6.36	3.42	6.36	2x6T8	6.40	20

❖ Voiles 02 : $L=3,6m, e=0,20m$

Tableau III.14 : Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles transversaux

Niveau	$S_{22}=\sigma_1$ [MPa]	$S_{22}=\sigma_2$ [MPa]	$S_{12}=\tau_1$ (MPa)	Sollicitation
RDC-1 ^{er}	6.13	5.03	1.97	SET
2 ^{ème} - 3 ^{ème} -4 ^{ème}	5.50	4.14	1.30	SET
5 ^{ème}	4.87	3.82	1.11	SET

Tableau III.15: Calcul des armatures des voiles transversaux

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m ²)	Position / σ_1 (m)	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v^{cal} (cm ²)	Choix	A_v^{adp} (cm ²)
RDC-1 ^{er}	1.00	0.20	1.50	3.77	754	18.85	1.97	15.17	34.02	2x10T16	40.21
	1.00	0.20	0.50	1.26	252	6.30			21.47	2x6T16	24.14
2 ^{ème} - 3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1.00	0.20	1.50	3.10	620	15.50	1.30	10.01	25.55	2x8T16	32.18
	1.00	0.20	0.50	1.03	206	5.15			15.16	2x6T14	18.48
5 ^{ème}	1.00	0.20	1.50	2.86	572	14.30	1.11	8.55	22.85	2x6T16	24.14
	1.00	0.20	0.50	0.95	190	4.75			13.30	2x6T12	13.58

• Aciers horizontaux :

Tableau III.16 Calcul des aciers horizontaux des voiles transversaux

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC-1 ^{er}	1.97	6.46	12.57	3.00	12.57	6T12	13.58	20
2 ^{ème} - 3 ^{ème} -4 ^{ème}	1.30	4.26	10.33	3.00	10.33	6T12	12.58	20
5 ^{ème}	1.11	3.64	9.53	3.00	9.53	6T12	12.58	20

FERRAILAGE DES VOILES DU SOUS SOL :

Les voiles du sous-sol travaillent en compression pure. Ils sont soumis à leur propre poids et à l'effort normal leur revenant de la superstructure (le plus pénalisant en compression soit sous $(1,35G + 1,5Q)$).

Pour le ferrailage des voiles du sous-sol on est amené du point de vue théorique et pratique à uniformiser les armatures, afin d'assurer la continuité des barres (c'est à dire même nombre de barre). Cette continuité elle-même assure une bonne transmission des efforts entre les différents étages jusqu'à la fondation.

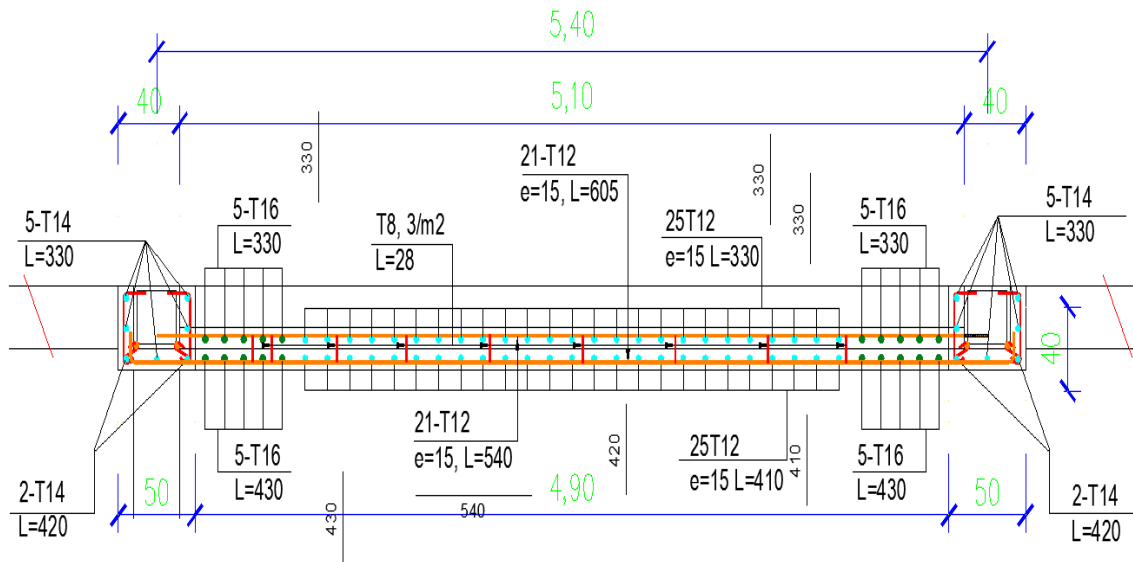


Figure III.6 : Ferraillage des voiles VL01

CONCLUSION GENERALE

La corrosion est la cause principale des dégradations des structures en béton armé dans le nord de l'Algérie. En plus, cette région est une zone à forte sismicité. Dans cette étude, on a étudié un bâtiment situé dans la ville de Jijel. Le bâtiment est composé de deux blocs en RDC + 5 étages atteint par une corrosion avancée du béton armé. En plus, le maître d'ouvrage voulait renforcer la structure pour se conformer au RPA 99 version 2003.

L'étude nous a permis de bien comprendre le phénomène de corrosion, ses causes et ses conséquences sur les structures. Une solution de réparation des éléments corrodés a été proposée.

Les deux blocs ont été modélisés par le SAP 2000 et les insuffisances par rapport aux exigences du règlement parasismique RPA 99 version 2003 ont été élucidées. Un renforcement par l'ajout de voile a été proposé pour les deux blocs. Le renforcement proposé consiste en l'ajout de voiles aux extrémités des blocs pour ne pas gêner l'aspect architectural.

Le renforcement a réduit considérablement la période de vibration des deux blocs et a réduit le déplacement total et le déplacement inter-étage des deux blocs. La rigidité des deux blocs a augmenté considérablement.

Le ferrailage des éléments existants a été vérifié et le ferrailage des voiles ajoutés et poteaux renforcés a été calculé.