

## **Remerciement**

On tient à remercier dans un premier temps, toute l'équipe pédagogique de la faculté de génie civil de l'université SAAD DAHLEB BLIDA, et spécialement notre promoteur Mr ABED Mohamed et co-promoteur Mr DJAHLAT Sid Ali, qui nous ont suivis tout le long de cette période.

On Tient aussi à remercier toute l'équipe de l'ANARGEMA pour l'accueil tout le long de la durée du projet de fin d'étude.

On souhaite remercier plus particulièrement l'ensemble des ingénieurs de l'ANARGEMA, et spécialement Mr. FEDDANE Abdelhamid, Mr. SIDI ALI Mostapha, et Mme AZZI Selma, pour tous les conseils et l'aides qu'ils nous ont donné, et pour avoir pris le temps de répondre à nos questions.

On souhaite remercier aussi tous nos camarades qui ont contribué pour compléter ce travail.

On adresse donc nos remerciements les plus sincères à toutes ces personnes pour leur aide et leur patience, et pour tous les gens qui ont contribué pour compléter ce travail.

## **Dédicace**

*Je dédie ce travail à mes chers parents, mon père Abdelkader et ma mère Hamida, à mes chers enfants, Farouk et Lamis, mon épouse qui m'a toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation. A mes sœurs et mon frère Abdenmour qui ont été toujours avec moi, à toute ma famille qui constitue ma vie et mes joies, et spécialement à ma tante Baya, qui m'a toujours aidé tous le long de sa vie, Nous demandons à Dieu de bénir son âme. A tous mes amis avec lesquels j'étais toujours heureuse, à tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite tout le long de ma formation. Vous avez toujours été présents pour les bons conseils, à tous les gens qui ont contribué par tous façons pour former cette personne que je suis maintenant.*

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que je peux dire...*

**Sid Ahmed...**

*Je remercie dieux tout d'abord de m'avoir donner la foie et le courage pour accomplir mon chemin des étude et je dédie ce travail à mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation. Toute ma famille, mes amies, mes camarades. A. Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

**Abdellah...**

## الملخص

تركز هذه الدراسة على تصميم مبنى المتنزه هو موقف السيارات اتفيا لجامعة الكبير في الجزائر العاصمة. المشروع المدروس يضم طابقين سفليين عبارة عن موقف للسيارات، ويتكون البناء الفوقي من ثلاثة طوابق لاستخدامات تجارية، ويتميز المبنى بكونه على شكل L، وبشكله غير المنتظم على المستوى وفي الارتفاع، أجريت هذه الدراسة وفق المعايير الأوروبية.

تدور دراسة هذا المشروع حول بعض النقاط الرئيسية، فيعد عرض الهيكل للمدروس، نبدأ المشروع وحساب أبعاد المساحات المستخدمة وحساب الأحمال وصولاً للدراسة الأساسية التي هي عبارة عن حصرية عامة.

الجزء الثاني، يقوم بمعالجة استجابة الهيكل للزلازل، باستعمال طرق التحليل الخطية، ولا سيما التحليل لطيفي مشروط، وذلك باستخدام برنامج .Robot Structural Analysis

ويكسر الجزء الأخير لتصميم التسليح لبعض العناصر الإنشائية المختلفة، وإعطاء أمثلة عن التصميم مثل تصميم الكمرات والأعمدة، والبلاطات.

**كلمات مفتاحية:** عمارة، خرسانة مسلحة، المعايير الأوروبية (أورو كود)، المعيار الجزائري الخاص بالزلازل، برنامج التحليل الهيكلي روبيوت.

## RESUME

Ce projet de fin d'études porte sur le calcul et le dimensionnement de la partie Esplanade/Parking de la grande mosquée d'Alger. L'ouvrage étudié comporte deux sous-sols constituant le parking en plus de trois niveaux à usage commercial. Cet ouvrage se caractérise par sa forme irrégulière (en L) et ses décrochements en plan et en élévation. L'étude est faite en respectant les normes en vigueur en Algérie (lorsque les conditions d'application s'y prêtent) mais surtout à l'aide des normes européennes (Eurocode 2, Eurocode 8,....).

Ce mémoire comprend :

- un dimensionnement rapide des sections utilisées en plus d'une évaluation des charges et surcharges qui aboutissent au choix et au dimensionnement de la semelle de fondation (radier général) ;
- une étude sismique faite en s'aidant du logiciel des éléments finis Robot Structural Analysis ;
- un calcul du ferrailage des différents éléments structuraux (dimensionnement des poutres, poteaux, chapiteaux, voiles, et dalles).

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, Eurocode, RPA, Robot structural analysis.

## ABSTRACT

This final project covers the design and the sizing of the partition Esplanad/Parking of the Great Mosque of Algiers. The studied structure has two basements which is a parking lot, the superstructure consists of three floors for commercial use, it is characterized by its particular form of "L", and its irregularity in plan and elevation. The study is in conformity with the Eurocode, and it is revolve around a few key points.

After a presentation of the project and the structure, we have begun by a fast dimensioning of the sections used and loads calculation down to the special foundation of the structure, which is a raft shaped "L".

In the second part, it processes the response of our structure against earthquakes, trying to use the linear analyzes, particularly the modal response spectrum analysis, using the finite element software Robot Structural Analysis.

The last part is dedicated to design the reinforcement of different structural elements, giving examples of reinforcement drawings of beams, columns and floors.

**Keywords:** Building, Reinforced concrete, Eurocode, ASR (Algerian Seismic Regulation), Robot structural analysis.

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>CHAPITRE 1 : Présentation du projet</b> .....	3
I Présentation du projet .....	4
I.1 Intervenants du projet .....	4
I.2 Description du site .....	5
II Présentation de la tranche étudiée .....	6
II.1 Normes de calcul .....	7
II.2 Matériaux utilisés .....	7
<b>CHAPITRE 2 : DEFINITION DES CHARGES</b> .....	8
I Prédimensionnement : .....	9
I.1 Elément Dalle .....	9
I.1.1 Dimensionnement rapide des dalles .....	9
I.1.2 Dimensions en fonction des sollicitations .....	9
I.2 Poutre .....	10
I.2.1 Dimensionnement rapide .....	10
I.2.2 Dimensionnement en fonction des sollicitations .....	10
I.3 Conclusion .....	11
II Descente de charges .....	12
II.1 Charges permanentes .....	12
II.1.1 Poids propre : .....	12
II.1.2 Poids propres supplémentaires .....	12
II.2 Charges d'exploitation : .....	15
III Evaluation des charges latérales de la terre : .....	19
III.1 Etapes de calcul : .....	19
III.2 Méthode Coulomb : .....	20
III.2.1 Pression des terres au repos : .....	21
III.3 Transmission des charges à la fondation : .....	22
III.3.1 Répartition des charges sur les murs horizontaux : .....	22
III.3.2 Calcul de la charge transmise aux fondations .....	23
IV Conclusion du chapitre .....	24
<b>CHAPITRE 3 : CARACTERISTIQUES DU SOL ET ETUDE DU RADIER</b> .....	25
I Caractéristiques du sol .....	26
I.1 Caractéristiques du sol .....	26
II Modélisation de la fondation .....	27
II.1 Charges permanentes .....	28
II.2 Charges d'exploitation .....	29
II.3 Maillage .....	29
III Résultats des efforts dans le radier .....	30
III.1 Moments agissant sur le radier .....	30
III.2 Déplacements .....	32

III.3	Calcul du ferrailage .....	32
III.3.1	Section pour le moment fléchissant.....	32
III.3.2	Armatures d'effort tranchant .....	35
III.3.3	Section minimale des aciers des nappes supérieurs et inférieurs .....	35
III.3.4	Vérification des sections d'acier .....	36
III.3.5	Nombre d'armature et espacement : .....	36
III.3.6	Enrobage.....	37
III.3.7	Armatures de peau .....	37
<b>CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE .....</b>		<b>40</b>
I	Calcul sismique : .....	41
I.1	Accélération sismique de calcul.....	41
I.2	accélération de référence.....	41
I.3	Coefficient d'importance $\gamma_1$ .....	41
I.4	Coefficient de réduction d'amortissement $\eta$ .....	42
I.5	accélération verticale $a_{vg}$ .....	43
I.6	Réponse du bâtiment à l'action sismique .....	44
I.6.1	Classes de sol.....	44
I.6.2	Le spectre de réponse de calcul : .....	45
I.6.3	Coefficient de comportement $q$ .....	46
I.6.4	Formule du spectre de réponse $S_d(T)$ .....	47
I.7	Conditions de régularité des structures.....	48
I.7.1	Critère de régularité en plan .....	48
I.7.2	Critère de régularité en élévation : .....	49
II	différentes méthodes du calcul sismique d'un bâtiment .....	50
II.1	Régularité des structures et choix du type de modèle .....	50
II.2	Modélisation de la structure.....	51
II.3	Méthode d'analyse linéaire simplifiée (force latérale ou statique équivalente) .....	52
II.3.1	Conditions d'application.....	52
II.3.2	Périodes et mode fondamentale :.....	52
II.3.3	Effort tranchant à la base .....	53
II.3.4	L'effort tranchant dans chaque étage .....	53
II.3.5	Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente .....	54
II.4	La méthode d'Analyse modale spectrale .....	55
II.4.1	Recherche des modes propres .....	55
II.4.2	Sélection des modes utiles .....	55
II.4.3	Prise en compte des pseudo-modes.....	56
II.4.4	Combinaison des réponses modales .....	56
II.5	Calcul de la charge sismique.....	57
III	Application de la méthode modale spectrale.....	59
III.1	Modélisation de la structure.....	60

III.2	Systèmes de contreventement du bâtiment.....	60
III.3	Combinaisons de charges .....	62
IV	Résultats de l'analyse.....	63
IV.1	Sélection des modes utiles .....	64
IV.2	Présentation des modes.....	64
IV.2.1	Premier mode utile (mode 4) .....	64
IV.2.2	Deuxième mode utile (mode 6).....	65
IV.2.3	Troisième mode utile (mode 26).....	66
IV.2.4	Quatrième mode utile (mode 32).....	66
IV.2.5	Cinquième mode utile (mode 61) .....	67
IV.2.6	Le sixième mode utile (mode 62) : .....	67
IV.3	Combinaison quadratique complète des modes (CQC).....	68
IV.4	Efforts maximaux appliqués sur la structure.....	68
IV.5	Limitation du déplacement relatif entre étages.....	68
	<b>CHAPITRE 5 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....</b>	<b>72</b>
I	Introduction :.....	72
II	Ferraillage des poteaux :.....	73
II.1	Poteau 1303 :.....	73
II.2	Poteau 666 : .....	74
II.3	Ferraillage du socle 639 :.....	75
III	Ferraillage des poutres : .....	76
III.1	Poutre 730 :.....	76
III.2	Poutre 345.....	77
III.2.1	Ferraillage de la première poutrelle :.....	78
III.2.2	Ferraillage de la deuxième poutrelle :.....	78
III.2.3	Ferraillage de la troisième poutrelle : .....	79
IV	Ferraillage d'un voile: .....	79
IV.1	Ferraillage du voile 629 : .....	79
V	Ferraillage d'une dalle : .....	80
VI	Conclusion du chapitre.....	81
	<b>Conclusion générale.....</b>	<b>82</b>

## LISTE DES TABLEAUX :

Tableau 1 : Matériaux de construction .....	7
Tableau 2 : Quelques résultats d'essais sur béton.....	8
Tableau 3 : Epaisseur de dalle.....	9
Tableau 4 : Valeurs de l'épaisseur en fonction du type de la dalle .....	9
Tableau 5 : Dimensions rapides des poutres.....	10
Tableau 6 : Conditions sur les sollicitations pour le prédimensionnement des poutres .....	10
Tableau 7 : Pressions des terres.....	21
Tableau 8 : Charges agissant sur la fondation .....	23
Tableau 9 : Caractéristique du sol sous le radier.....	27
Tableau 10 : Armatures du radier .....	35
Tableau 11 : Enrobage des armatures selon la classe d'exposition.....	37
Tableau 12 : Zones sismiques selon l'eurocode 8.....	41
Tableau 13 : Coefficient d'importance selon les catégories de bâtiments.....	42
Tableau 14 : Pourcentage critique d'amortissement .....	43
Tableau 15 : Accélération vertical et accélération de référence.....	43
Tableau 16 : Valeurs de l'accélération $a_{vg}$ en $m/s^2$ selon l'Eurocode 8 .....	44
Tableau 17 : Valeurs de l'accélération $a_g$ en $m/s^2$ selon l'Eurocode 8.....	44
Tableau 18 : Classification des sols selon EC8 .....	44
Tableau 19 : Coefficients de sol .....	45
Tableau 20 : Valeurs de TB, TC et TD en fonction de la classe de sol.....	45
Tableau 21 : Spectre de réponse type 1.....	46
Tableau 22 : Spectre de réponse type 2.....	47
Tableau 23 : valeurs recommandées pour le spectre de réponse en présence de $a_{vg}$ .....	47
Tableau 24 : Choix de la méthode d'Analyse .....	51
Tableau 25 : Hauteur de calcul en fonction de la qualité de sol.....	51
Tableau 26 : Combinaisons de charges.....	62
Tableau 27 : Modes utiles sélectionnés .....	64
Tableau 28 : Efforts maximaux appliqués sur la structure .....	68
Tableau 29 : les valeurs du coefficient de réduction .....	69
Tableau 30 : Les valeurs des déplacements maximales dans chaque étage.....	69
Tableau 31 : Les valeurs des déplacements relatifs entre chaque deux étage .....	70
Tableau 32 : Les caractéristiques du poteau 1303.....	74
Tableau 33 : Le ferrailage du poteau 130 .....	74
Tableau 34 : Les caractéristiques du poteau 666 .....	74
Tableau 35 : Le ferrailage du poteau 666.....	75
Tableau 36 : Caractéristiques du socle 639 .....	75
Tableau 37 : Le ferrailage du socle 639 .....	76
Tableau 38 : Ferrailage de la poutre 730.....	77

Tableau 39 : Le ferrailage de la poutre 345.....	77
Tableau 40 : Ferrailage de la première poutre.....	78
Tableau 41 : Ferrailage de la deuxième poutre du chapiteau.....	78
Tableau 42 : Ferrailage de la troisième poutre du chapiteau.....	79
Tableau 43 : Caractéristiques du voile.....	79
Tableau 44 : Le ferrailage obtenu pour le voile 629.....	79
Tableau 45 : Les sections d'acier recommandées pour le ferrailage .....	80
Tableau 46 : Sections et armatures pour le ferrailage de la dalle .....	81



## LISTE DES FIGURES :

Figure 1 : Grande mosquée d'Alger .....	4
Figure 2 : Position de la grande mosquée.....	5
Figure 3 : Différents bâtiments du projet .....	6
Figure 4 : Partie de la mosquée étudiée .....	6
Figure 5 : Exemple de plancher utilisé (plancher des locaux techniques).....	12
Figure 6 : Charges appliquées aux différents niveaux de la structure.....	18
Figure 7 : La pression latérale des terres.....	21
Figure 8 : Répartition des charges surfaciques .....	22
Figure 9 : Cheminement de la descente de charges.....	22
Figure 10 : Coupe géologique du sol sous le radier .....	26
Figure 11 : Schéma de la modélisation du radier .....	27
Figure 12 : Chargements introduits dans le logiciel.....	28
Figure 13 : Charges permanentes appliquées sur le radier.....	28
Figure 14 : Charges d'exploitation sur le radier.....	29
Figure 15 : Maillage donné par logiciel.....	30
Figure 16 : Cartographie du moment $M_{xx}$ .....	30
Figure 17 : Cartographie du moment $M_{yy}$ .....	31
Figure 18 : Cartographie du moment $M_{xy}$ .....	31
Figure 20 : Cartographie des déplacements suivant l'axe z, selon l'ELS.....	32
Figure 19 : Cartographie des déplacements suivant l'axe z, selon l'ELU.....	32
Figure 21 : Cartographie des sections d'acier dans la nappe inférieure du radier dans le sens X.....	33
Figure 22 : Cartographie des sections d'acier dans la nappe inférieure du radier dans le sens Y.....	33
Figure 23 : Cartographie des sections d'aciers dans la nappe supérieure du radier dans le sens Y.....	34
Figure 24 : Cartographie des sections d'aciers dans la nappe supérieure du radier dans le sens X.....	34
Figure 25 : Ferrailage du radier dans le sens x.....	39
Figure 26 : Ferrailage du radier dans le sens Y.....	40
Figure 27 : formes avec angles saillants ou rentrants .....	48
Figure 28 : formes compactes de structures .....	48
Figure 29 : Distances en plan.....	49
Figure 30 : Définition de la hauteur de calcul .....	52
Figure 31 : Vue en élévation du deuxième décrochement .....	54
Figure 32 : Vue en élévation du premier décrochement.....	54
Figure 33 : Spectre de réponse de calcul pour le bâtiment C.....	59
Figure 34 : Modélisation de la structure par le logiciel Robot structural Analysis	60
Figure 35 : Système de contreventement par portiques .....	61
Figure 36 : Système de contreventement par voiles .....	61

Figure 37 : Vue du chapiteau .....	61
Figure 38 : Modèle utilisé pour le chapiteau .....	61
Figure 39 : Chapiteaux reliés par les profilés et les câbles .....	62
Figure 40 : Maillage de la structure.....	63
Figure 41 : Forme propre du mode 4 .....	65
Figure 42 : Forme propre du mode 6 .....	65
Figure 43 : Forme propre du mode 26.....	66
Figure 44 : Forme propre du mode 32.....	66
Figure 45 : Forme propre du mode 61.....	67
Figure 46 : Forme propre du mode 62.....	67
Figure 47 : Résultats de l'application de la combinaison CQC sur la structure.....	68
Figure 48 : La disposition du joint.....	71
Figure 49 : les éléments ferrailés.....	73
Figure 50 : la décomposition du chapiteau .....	78
Figure 51 : Ferrailage obtenu pour le voile 629.....	80

## NOMENCLATURE

G	Action permanente
g	Action permanente supplémentaire
Q	Action d'exploitation
E	Action sismique
EX	Effort sismique selon la direction X.
EY	Effort sismique selon la direction Y.
EZ	Effort sismique selon la direction Z.
$\gamma$	Poids volumique
$K_z$	Coefficient de raideur
Ax(+)	Section des armatures dans la nappe inférieure de radier dans le sens x
Ay(+)	Section des armatures dans la nappe inférieure de radier dans le sens y
Ax(-)	Section des armatures dans la nappe supérieure de radier dans le sens x
Ay(-)	Section des armatures dans la nappe supérieure de radier dans le sens y
$A_{s,min}$	Section minimale d'armatures dans la zone tendue pour la maîtrise de la fissuration.
$f_{ctm}$	Résistance à la traction du béton à 28 jours
$f_{yk}$	Résistance de calcul des armatures (limite d'élasticité),
S	Espacement entre armatures
$S_d$	Accélération sismique de calcul
$a_{gr}$	Accélération de référence au niveau d'un sol de class A
$\gamma_i$	Coefficient d'importance.
$\eta$	Coefficient de correction d'amortissement visqueux.
$S_d(T)$	Réponse du spectre de calcul pour l'analyse élastique à la période T
$\gamma_1$	Coefficient d'importance
$\eta$	Coefficient de réduction d'amortissement
$\xi$	Pourcentage critique d'amortissement visqueux.
$a_{vg}$	Accélération verticale
S	Facteur de sol
q	Coefficient de comportement
$\beta$	Coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal
$\lambda$	Coefficient de correction
A	Coefficient d'accélération de zone (RPA99)
Q	Facteur de qualité (RPA99)

# Introduction générale

Les récents séismes qui ont touché plusieurs pays démontrent l'importance de l'étude sismique et la primordialité du bon dimensionnement des constructions. En fait, l'Algérie se trouve à la frontière des deux plaques tectoniques eurasienne et africaine, ce qui explique l'activité sismique intense pour laquelle l'Algérie a été toujours soumise. Notre projet se situe au cœur d'une zone de forte sismicité, et à cause de la grande importance de l'ouvrage, il nécessite une étude particulière.

Le projet de la grande mosquée d'Alger s'inscrit dans le cadre d'un vaste programme à caractère culturel et scientifique engagé par l'Etat de l'Algérie. Ce complexe deviendra un lieu de rassemblement pour la société algérienne, il aura une double vocation, non seulement comme lieu de réunion des fidèles pour prière, mais aussi en tant que pôle attractif pour les chercheurs, étudiants, artisans, et le public en générale, et il est appelé à constituer un nouveau pôle d'animation et d'échange qui sera un témoignage spirituel révélant la culture et les réalisations architecturales de la nation, ce qui explique l'importance donnée à ce projet.

Ce projet de fin d'études porte sur l'étude et le dimensionnement de la partie Esplanade/Parking de la grande mosquée d'Alger. Cette structure qui a une forme particulière nécessite une étude bien détaillée, qui tourne autour de trois axes principaux.

Dans un premier temps, ce projet commence par un dimensionnement des éléments de la structure et une détermination des charges, en descendant jusqu'à l'étude de sa fondation particulière, et la détermination des différentes sollicitations qu'elle subisse, en donnant le dimensionnement des armatures nécessaires pour assurer sa résistance.

Dans une deuxième partie, une étude sismique détaillée est effectuée afin de déduire la réponse de la structure face à un séisme majeure, en appliquant les méthodes d'analyse sismique linéaire, et particulièrement la méthode modale spectrale, en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis, pour tirer les différents efforts et sollicitations, et connaître le comportement de la structure afin de l'évaluer et de l'améliorer.

En premier lieu, après l'introduction et la présentation de la partie du grand projet « Grande Mosquée d'Alger », le mémoire débute par le pré dimensionnement des sections de béton de la structure choisie ainsi que l'évaluation des charges et surcharges depuis leur point d'application jusqu'au sol de fondation. De cette évaluation découle le calcul des sollicitations et des déformations développées dans les différents éléments de la structure. Une fois les efforts internes connus, nous nous sommes intéressés à l'étude de la semelle de fondation. Quant tenu de l'importance des

charges et surcharges transmises par la superstructure, la fondation retenue pour cette partie du grand projet est un radier général en forme de L, construit au niveau - 9,4 m. Ce premier point s'achève par la proposition d'un modèle de ferrailage conforme à l'Eurocode 2.

En deuxième lieu, après le ferrailage du radier général, nous nous sommes penchés sur le comportement sismique de l'ouvrage étudié (implanté en zone III selon le RPA 99/2003). Compte tenu de la forme irrégulière de la structure (décrochements en plan et en élévation) la méthode statique équivalente ne peut pas être appliquée. Par conséquent, pour l'analyse sismique, nous avons utilisé une méthode plus fine : c'est l'analyse modale spectrale. Celle-ci est faite à l'aide du logiciel Robot structural Analysis. Avec ce dernier, nous avons pu analyser le comportement dynamique de la structure étudiée en déterminant les différents modes de vibrations. Ces modes nous ont permis de connaître la rigidité globale de structure, et surtout, de calculer les déplacements maximaux qui vont permettre de trouver des solutions adéquates pour le renforcement et pour les joints.

Le dernier point s'articule autour du ferrailage de quelques éléments de la structure porteuse. Ce ferrailage s'est fait conformément aux recommandations de l'Eurocode 2. Les sections obtenues sont cohérentes. En effet, dans les zones les plus sollicitées en traction, nous constatons une augmentation des sections d'acier. Ici, l'acier joue le rôle d'élément résistant.

A la fin de ce projet, un dimensionnement du ferrailage nécessaire pour quelques éléments de notre structure est fait, en respectant les normes de l'Eurocode, des éléments du bâtiment sont ferrillés afin de reprendre les efforts et les sollicitations développés dans la structure, avec des différents plans de ferrailage et de coffrage présentés dans le projet.

# **CHAPITRE 1 :**

# **Présentation du projet**

## I Présentation du projet

L'importance de Djamaâ El Djazaïr, sa particularité et l'opportunité de travailler dans un milieu professionnel nous permettant de mettre en pratique les notions théoriques apprises durant notre cursus universitaire, nous a fortement motivés pour le choix du thème de notre projet de fin d'étude.

Le projet de Djamaa El Djazaïr s'inscrit dans le cadre d'un vaste programme à caractère culturel et scientifique engagé par l'état. Son but principal est de devenir un lieu où l'ensemble des algériens peuvent se retrouver en plus d'un pôle attractif regroupant les chercheurs, les ingénieurs, les architectes et les étudiants.

Le projet est aussi une partie qui s'intègre dans le contexte de l'aménagement de la baie d'Alger, il s'agit non seulement de réaliser un ensemble d'équipements publics, mais d'un véritable monument digne d'une capitale riche et glorieuse.



Figure 1: Grande mosquée d'Alger

### I.1 Intervenants du projet

Les intervenants participant à l'étude, la réalisation et à la préparation du projet sous la coordination de l'ANARGEMA en tant que maître d'ouvrage délégué sont :

- Assistant à la maîtrise d'ouvrage : **DESSAU**
- Entrepris de réalisation : **CSCEC**
- Maître d'œuvre : **KSP-KuK**
- Bureaux d'études topographiques : **CNIC - CNERU**
- Laboratoires d'études géotechniques : **LCTP - LNHC**
- Bureau d'études d'aléas sismiques : **C.G.S**
- Bureau de contrôle technique : **Groupe C.T.C**
- Entreprise de travaux de déblaiement : **COSIDER Travaux Public**

## I.2 Description du site

Le site du projet est situé en plein axe de la baie d'Alger et offre une vue panoramique sur la méditerranée. Le terrain est de morphologie régulière sans grandes déclivités. Il présente une orientation Est/Ouest dirigée vers la Qibla, favorable pour l'implantation de la mosquée.

Le site est limité :

- Au Nord par l'axe autoroutier, qui sera transformé en boulevard urbain le front de la mer.
- Au Sud par le boulevard AZZOUZ appelé à être réaménagé.
- A l'Ouest par la pénétrante d'EL-MOHAMMADIA vers l'axe autoroutier.



Figure 2 : Position de la grande mosquée.

Le projet comporte sur le même site un ensemble d'ouvrages offrant un espace de qualité et de confort. Le complexe est divisé en plusieurs bâtiments, qui sont :

- Bâtiment A : Cour et salle de prière
- Bâtiment B : Minaret
- Bâtiment C : Esplanade/parking
- Bâtiment D : Centre culturel
- Bâtiment E : Bibliothèque
- Bâtiment F : Dar el Coran
- Bâtiment G : Administration ANARGEMA
- Bâtiment H : Poste avancé pour la protection civil
- Bâtiment I : Logement d'astreinte
- Bâtiment k : Centrale technique
- Bâtiment L : Logements techniciens
- Bâtiment M : Centrale de sécurité



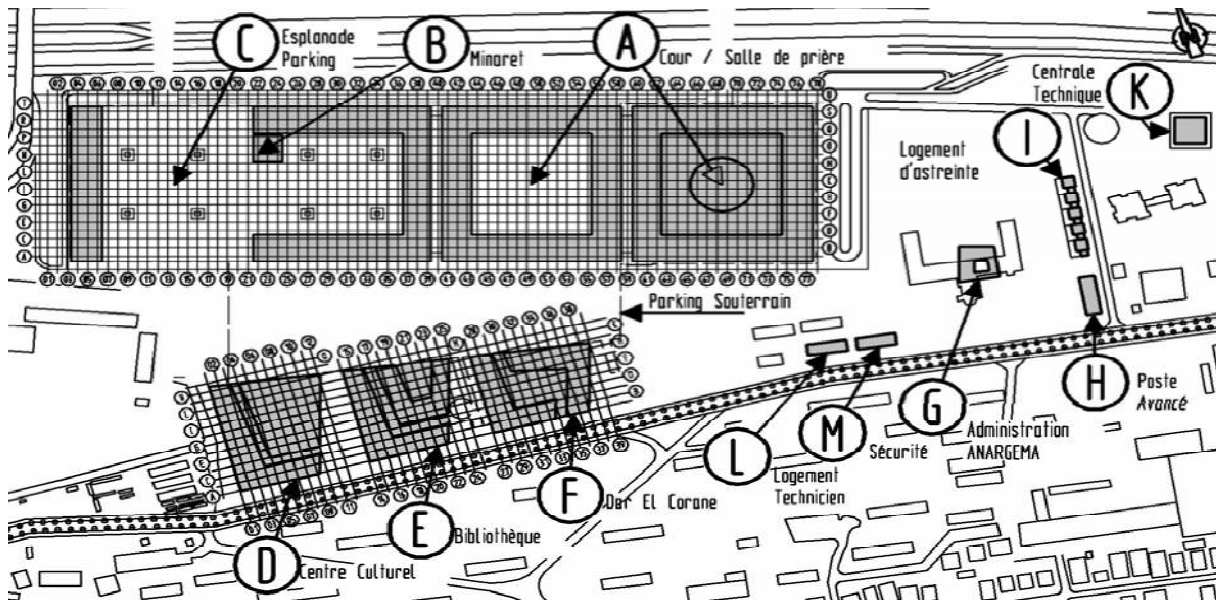


Figure 3 : Différents bâtiments du projet

## II Présentation de la tranche étudiée

La tranche du projet étudiée dans le cadre de nos travaux de fin d'étude est un ouvrage en forme de L en plan avec un décrochement en élévation. Il comporte deux sous-sols réservés au parking, un centre commercial (R+3) et une terrasse supérieure accessible aux visiteurs. La toiture de la structure est assurée par des chapiteaux préfabriqués.



Figure 4 : Partie de la mosquée étudiée

## II.1 Normes de calcul

Les calculs sont effectués conformément aux normes suivantes :

- Charges et actions : les charges appliquées sur la structure sont définies suivant la norme européenne Eurocode 1.
- Calcul de la structure : le calcul de la structure en béton armé est réalisé conformément à l'Eurocode 2.
- Calcul géotechnique : les données géotechniques sont analysées par l'Eurocode 7.
- Calcul sismique : le calcul sismique de la structure se fait selon les préceptes de l'Eurocode 8 et l'RPA pour le spectre de réponse.

## II.2 Matériaux utilisés

Le matériau de construction de base de la structure est le béton armé. Le tableau suivant récapitule les différents matériaux utilisés :

Éléments	Matériaux	Classes de résistance
Dalles	Béton armé	C 25/30
Voiles	Béton armé	C 30/37
Poteaux	Béton armé	C 30/37
Poutres	Béton armé	C 25/30
Colonnes octogonales	Béton armé	C 50/60
Colonnes préfabriquées	Béton centrifugé	C 50/60
Chapiteaux	Béton armé	C 45/55
Socles encrage colonnes	Béton armé	C 50/60
Radier	Béton armé	C25/30
Treillis entre les chapiteaux	Acier B 500 B	S235
Câbles de triangulation entre les chapiteaux	Acier B 500 B	S 460 N

Tableau 1 : Matériaux de construction

Les compositions des classes de béton coulé sur place sont calculées au laboratoire à l'aide de la méthode Dreux-Gorisse. Des adjuvants sont utilisés pour améliorer les caractéristiques du béton, comme par exemple les retardateurs de prise et les réducteurs d'eau. Les matériaux utilisés sont :

- Ciments CRS (ciment résistant aux sulfates) et CPJ
- Sable carrière et sable dunes
- Gravier 15/25 et 8/15
- Retardateur de prise
- Réducteur d'eau
- Cendre volante\*
- Métakaolin\*

**(\*) Remarque**

Les cendres volantes sont des poudres très fines de diamètre inférieur à 50 micromètre : c'est une pouzzolane très utilisée dans la construction. Elle peut former des composés cimentaires lorsqu'elle est ajoutée à la chaux humide. Si elle est ajoutée au mélange du béton, elle réagit avec la chaux pour former d'autres composés cimentaires. La cendre volante améliore plusieurs propriétés du béton : la maniabilité, la consolidation, la résistance à la compression et à la flexion, l'aptitude au pompage est améliorée et la perméabilité est réduite. D'une manière significative, la cendre volante contribue à la durabilité du béton, donc des ouvrages.

La Métakaolin est une addition pouzzolanique. Elle est utilisée dans les mélanges de béton pour améliorer les performances du béton durci, principalement la résistance mécanique et la durabilité.

Des essais d'identifications et de vérification de la résistance et de l'affaissement sont régulièrement effectués dans le laboratoire du chantier. Les résultats de quelques échantillons utilisés dans le cadre de la réalisation de l'ouvrage faisant partie de notre projet de fin d'études sont mentionnés dans le tableau suivant :

Classe de résistance	Affaissement (mm)	Résistance à 7j (MPa)	Résistance à 28j (MPa)
C 25/30	180	33.3	40.9
C 30/37	180	43.2	52.1
C 50/60	220	45.5	64.7

Tableau 2 : Quelques résultats d'essais sur béton.

A partir de ce tableau, il est facile de remarquer que la résistance obtenue est plus grande que celle exigées par le concepteur au début. Aussi, la condition de résistance est largement vérifiée. Par conséquent, une très grande marge de sécurité est obtenue.

# **CHAPITRE 2 : DEFINITION DES CHARGES**

## I Pré dimensionnement :

Pour effectuer la descente de charges nécessaire au pré dimensionnement des fondations, il est possible d'utiliser les formules approchées. Pour chaque élément de la structure, il existe une formule spécifique. Les poids propres sont déterminés une fois les dimensions connues.

### I.1 Élément Dalle

#### I.1.1 Dimensionnement rapide des dalles

Ce dimensionnement est effectué en prenant en compte la géométrie et le type de la dalle seulement.

	Dalle sur appuis simples	Dalle continue
h	De L/20 à L/30	De L/25 à L/35

Tableau 3 : Epaisseur de dalle

L'ouvrage étudié comporte des dalles hyperstatiques, d'où :

$$h = L/25 \text{ à } L/35 \rightarrow h = 8,1/25 \text{ à } 8,1/35 = 0,324 \text{ à } 0,231 \text{ m}$$

L'épaisseur retenue est : h = 30 cm. Pour se référer à l'étude du concepteur.

#### I.1.2 Dimensions en fonction des sollicitations

Pour obtenir des dimensions optimales et économiques, il faut également prendre en considération les charges reprises par les éléments. Le tableau suivant indique les différentes formules approchées de l'épaisseur en fonction du type de la dalle[1].

1	Portant dans une direction Travée unique	$\alpha = 0,018\sqrt[3]{25\alpha L + q}$ tel que : $\alpha \geq (L + \sqrt{L^2 + 125q})/1550$ $h = \alpha L$
2	Portant dans une direction Travée de rive	$\alpha = 0,016\sqrt[3]{25\alpha L + q}$ tel que : $\alpha \geq (L + \sqrt{L^2 + 155q})/1950$ $h = \alpha L$
	Portant dans une direction Travée intermédiaire	$\alpha = 0,013\sqrt[3]{25\alpha L + q}$ tel que : $\alpha \geq (L + \sqrt{L^2 + 177q})/2220$ $h = \alpha L$
4	Portant dans deux directions 4 bords articulés	Multiplier la hauteur h du cas 1 par : $\left[1 - \frac{2}{3}\left(\frac{L_x}{L_y}\right)^2\right]^{1/3}$
5	Portant dans deux directions 4 bords encastés	Multiplier la hauteur h du cas 4 par 0,70
6	Portant dans deux directions 2 bords articulés, 2 bords encastés en angle	Multiplier la hauteur h du cas 4 par 0,90

Tableau 4 : Valeurs de l'épaisseur en fonction du type de la dalle

L'ouvrage étudié comporte plusieurs cas : l'épaisseur retenue est la plus grande. Pour cette épaisseur, cela, la charge de calcul est de 8,5 kN/m<sup>2</sup> et la portée entre axe de 8,1 m. Le calcul donne h = 30 cm, épaisseur retenue pour les planchers de tous les niveaux.

## I.2 Poutre

### I.2.1 Dimensionnement rapide

Le tableau suivant indique les dimensions approchées des poutres[1].

	Poutre sur appuis simples	Poutre continue
<b>Hauteur totale h</b>	L/10 à L/16	L/14 à L/18
<b>Largeur b d'une section rectangulaire</b>	0,3h à 0,6h	
<b>Largeur b<sub>0</sub> d'une section en T</b>	0,2h à 0,4h	

Tableau 5 : Dimensions rapides des poutres

La structure comporte des poutres continues, d'où l'utilisation de la formule

$$h = L/14 \text{ à } L/18 \rightarrow h = 8,1/14 \text{ à } 8,1/18 = 0,578 \text{ à } 0,45$$

La hauteur est donc prise égale à : h = 0.50 m

### I.2.2 Dimensionnement en fonction des sollicitations

Les dimensions des poutres sont déterminées en tenant compte des sollicitations à partir du tableau suivant[1] :

	Poutre sur appuis simple	Poutre continue	Conditions sur M et V
<b>Moment</b>	$M = M_0 = (g+q)L^2/8$	$M = 0,8 M_0$	$bh^2 = > 0,5 M$
<b>Effort tranchant</b>	$V = V_0 = (g+q)L/2$	$V = 1,1 V_0$	$bh = > 0,6 V$

Tableau 6 : Conditions sur les sollicitations pour le prédimensionnement des poutres

Pour un charge de  $g+q = 9 \text{ kN/m}^2$  et  $L = 8,1 \text{ m}$ , il vient :

$$M_0 = 0,59 \text{ kN.m} \quad M = 0,47 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 0,29 \text{ kN} \quad V = 0,32 \text{ kN}$$

Donc,

$$bh = > 0,6 V = 0,19$$

$$bh^2 = > 0,5 M = 0,24$$

Pour  $b = 0.3h$ , il vient :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3h^2 > 0.19 \\ 0.3h^3 > 0.24 \end{array} \right\} \longrightarrow \begin{array}{l} h > 0.8 \\ h > 0.93 \end{array}$$

D'où,

$h > 0.8$  ou  $h > 0.93$ , On prend donc,  $h > 0.93$ .

### **I.3 Conclusion**

Il est toujours possible d'estimer, à priori, les dimensions des éléments de n'importe quelle structure en se basant sur différents critères, comme la flèche, l'isolation thermique et acoustique, la résistance à l'incendie etc. En ce qui nous concerne, nous avons réalisé un pré dimensionnement en respectant uniquement la condition sur la flèche et en utilisant les formules préconisées par Henry Thonier dans le seul but d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur des dimensions de l'ouvrage faisant partie de la Grande Mosquée d'Alger. En effet, pour des raisons architecturales, les dimensions retenues dans le cadre de ce projet sont celles élaborées par le bureau d'étude chargé de la maîtrise d'œuvre de l'ensemble de l'ouvrage.



## II Descente de charges

### II.1 Charges permanentes

#### II.1.1 Poids propre :

Le poids propre de l'ouvrage est composé du poids propre de l'ensemble de la structure porteuse (planchers, poutres, poteaux, voiles.....). Il est calculé en multipliant les volumes des éléments par leurs masses volumiques.

#### II.1.2 Poids propres supplémentaires

Les charges permanentes supplémentaires agissant sur les planchers sont calculées en fonction de l'épaisseur des différentes couches constituant chaque revêtement de sol et de plaque avec la densité des matériaux les constituants. Les installations techniques fixes et les cloisons fixes non porteuses sont considérées comme charges permanentes, particulièrement pour les calculs sismiques.

Un exemple du plancher des locaux techniques est présenté sur la figure ci-dessus.

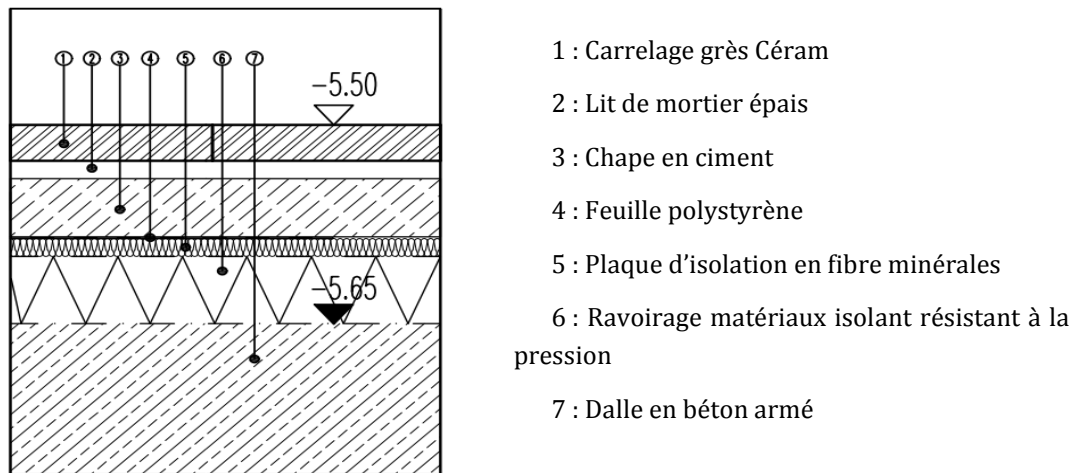


Figure 5: Exemple de plancher utilisé (plancher des locaux techniques)

Pour chaque étage, les charges permanentes pour chaque niveau sont données par les tableaux ci-dessous.

#### Deuxième sous-sol

Planchers du parking :Chape	10 cm	19 kN/m <sup>2</sup>	1,90 kN/m <sup>2</sup>
			G=2 kN/m <sup>2</sup>
<b>Locaux techniques</b>			
Carrelage	1.5 cm	28 kN/m <sup>3</sup>	0.45
Chape de ciment	6 cm	24 kN/m <sup>3</sup>	1.44
Tapis granulés en caoutchouc	1.5 cm	25 kN/m <sup>3</sup>	0.23
Etanchéité			0.20
Installations techniques			0.50
Réserves			0.50
			<b>g = 3,5 kN/m<sup>2</sup></b>



**Premier sous-sol**

-Planchers du parking : Installations			<b>0,50 kN/m<sup>2</sup></b>
			<b>g = 0,5 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Locaux techniques</b>			
Carrelage	1.5 cm	28 kN/m <sup>3</sup>	0.45
Chape de ciment	6 cm	24 kN/m <sup>3</sup>	1.44
Tapis granulés en caoutchouc	1.5 cm	25 kN/m <sup>3</sup>	0.23
Etanchéité			0.20
Installations techniques			0.50
Réserves			0.50
			<b>g = 3,5 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Paliers des escaliers</b>			
Revêtement en pierre naturelle		28	1,12
Mortier		23	0,92
Chape flottante		24	1,20
Isolation phonique			0,05
Installation technique			0,20
			<b>g = 3,5 kN/m<sup>2</sup></b>

**Rez-de-chaussée**

<b>Restaurant, boutiques d'artisanat, bureaux, bibliothèque</b>			
Revêtement en grès	2 cm	28 kN/m <sup>3</sup>	0.56
Mortier	0.5 cm	23 kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Chape	5 cm	24 kN/m <sup>3</sup>	0.12
Isolation thermique	6 cm	1 kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Isolation phonique			1.20
Installation technique			kN/m <sup>2</sup>
			0.06
			kN/m <sup>2</sup>
			0.02
			kN/m <sup>2</sup>
			0.50
			kN/m <sup>2</sup>
			<b>g = 2,5</b>
			<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Planchers extérieur (Parking jardin)</b>			
Remblais en terre	1,05	18kN/m <sup>3</sup>	18.9
Substrat volcanique	m	10 kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Drainage, couche de protection	0.45		4.50
Etanchéité, 2 couches			kN/m <sup>2</sup>
Faux-plafond, installations			0.40
			kN/m <sup>2</sup>
			0.10
			kN/m <sup>2</sup>
			0.50
			kN/m <sup>2</sup>
			<b>g = 25</b>

			kN/m <sup>2</sup>
<b>Paliers des escaliers</b>			1,12
Revêtement en pierre naturelle		28	0,92
Mortier		23	1,20
Chape flottante		24	0,05
Isolation phonique			0,20
Installation technique			g = 3,5 kN/m <sup>2</sup>

**Premier et deuxième étages**

Boutiques d'artisanat			0.56 kN/m <sup>2</sup>
Revêtement en grès			0.12 kN/m <sup>2</sup>
Mortier	2 cm	28 kN/m <sup>3</sup>	1.20 kN/m <sup>2</sup>
Chape	0.5 cm	23 kN/m <sup>3</sup>	0.06 kN/m <sup>2</sup>
Isolation thermique	5 cm	24 kN/m <sup>3</sup>	0.02 kN/m <sup>2</sup>
Isolation phonique	6 cm	1 kN/m <sup>3</sup>	0.50 kN/m <sup>2</sup>
Installation technique			g = 2,5 kN/m <sup>2</sup>
<b>Paliers des escaliers</b>			
Revêtement en pierre naturelle		28	1,12
Mortier		23	0,92
Chape flottante		24	1,20
Isolation phonique			0,05
Installation technique			0,20
			g = 3,5 kN/m <sup>2</sup>

**Troisième étage**

<b>Toiture en béton accessible au public</b>			
Revêtement en pierre naturelle	4 cm	28	0.15 kN/m <sup>2</sup>
Mortier de drainage	5 cm	12	0.60 kN/m <sup>2</sup>
Isolation	14 cm	1	0.14 kN/m <sup>2</sup>
Etanchéité, 2 couches			0.15 kN/m <sup>2</sup>
Couche en béton léger	10 cm	12	1.20 kN/m <sup>2</sup>
Isolation technique			0.50 kN/m <sup>2</sup>
			g = 4 kN/m <sup>2</sup>
<b>Paliers des escaliers</b>			
Revêtement en pierre naturelle		28	1,12
Mortier		23	0,92
Chape flottante		24	1,20
Isolation phonique			0,05
Installation technique			0,20
			g = 3,5 kN/m <sup>2</sup>

## II.2 Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont définies généralement en fonction de l'utilisation future de l'ouvrage. Les charges d'exploitation utilisées sont définies dans l'Eurocode 1 (NF EN 1991-1-1)[2].

<b>1<sup>er</sup> et 2<sup>o</sup> sous-sol</b>	<b>Planchers du parking</b> Charge d'exploitation verticale	2,5 kN/m <sup>2</sup> q= 2,5 kN/m <sup>2</sup>
	<b>Locaux techniques</b> Charge d'exploitation verticale	5 kN/m <sup>2</sup> q= 5 kN/m <sup>2</sup>
<b>RDC</b>	<b>Restaurant, boutiques d'artisanat, bureaux, bibliothèque</b> Charge d'exploitation verticale	5 kN/m <sup>2</sup> q= 5 kN/m <sup>2</sup>
	<b>Boutiques d'artisanat</b> Charge d'exploitation verticale	5 kN/m <sup>2</sup> q = 5 kN/m <sup>2</sup>
<b>1<sup>o</sup> étage</b>	<b>Boutiques d'artisanats, stockage</b> Charge d'exploitation verticale	5 kN/m <sup>2</sup> q = 5 kN/m <sup>2</sup>
<b>2<sup>o</sup> étage</b>	<b>Toiture en béton accessible au public</b> Charge d'exploitation verticale	5 kN/m <sup>2</sup> q = 5 kN/m <sup>2</sup>
<b>3<sup>o</sup> étage</b>		

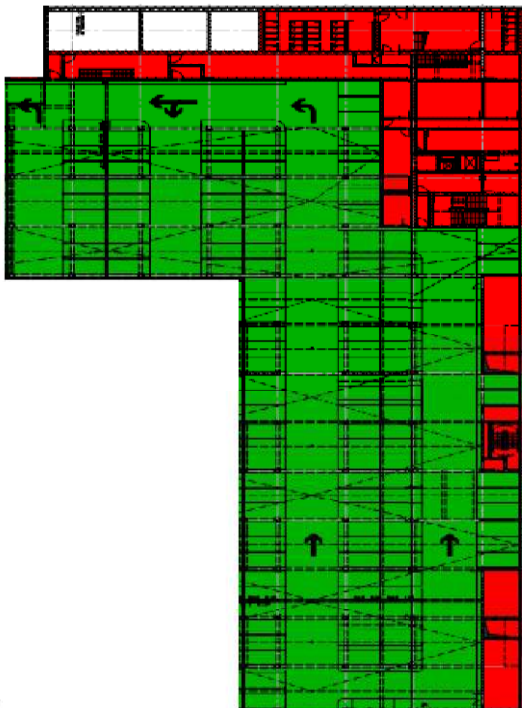
La distribution des charges permanentes et d'exploitation est bien détaillée sur les schémas ci-dessous.



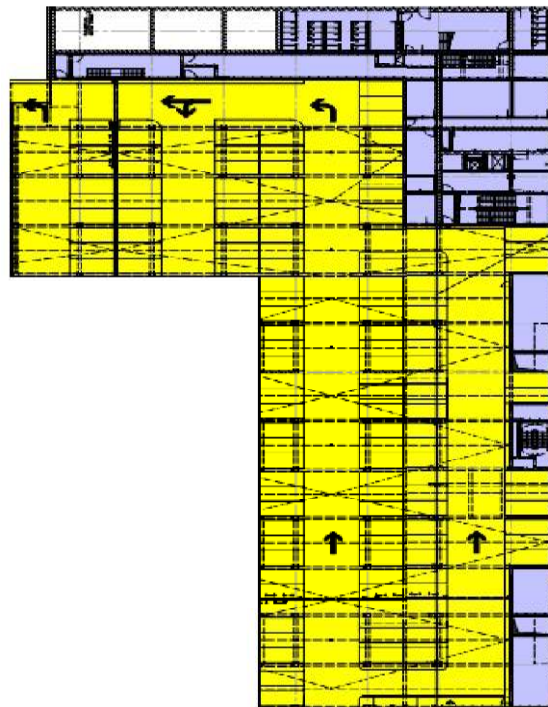
Charge permanente dans le deuxième sous-sol



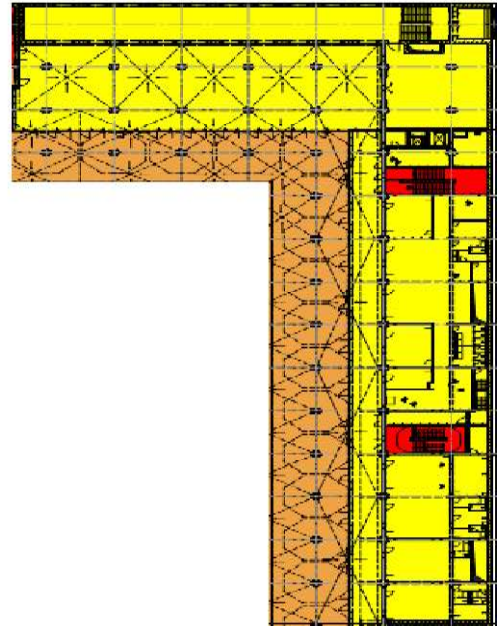
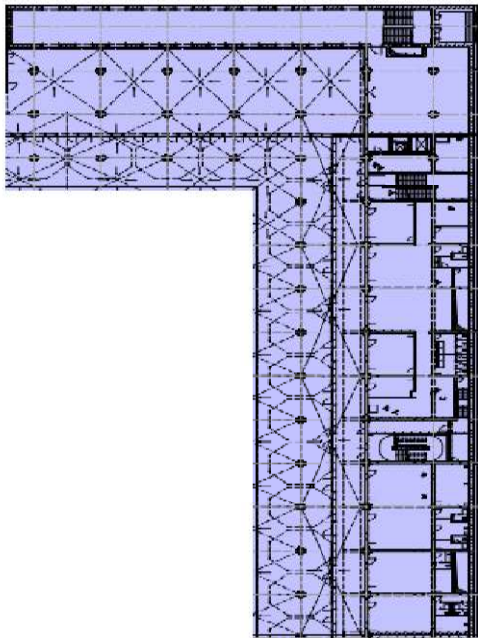
Charge d'exploitation dans le deuxième sous-sol



Charge permanente dans le premier sous-sol

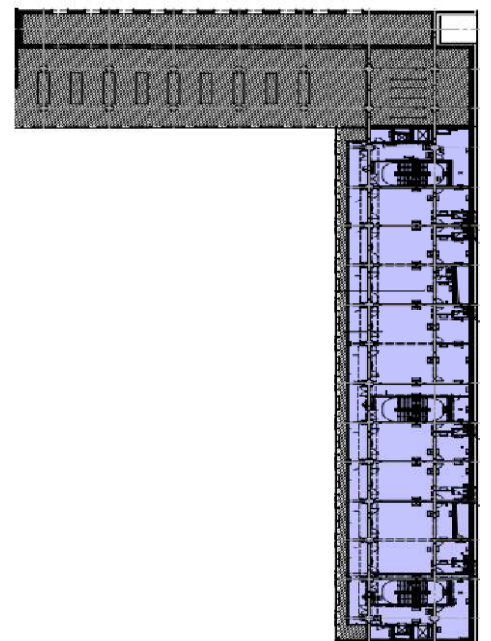
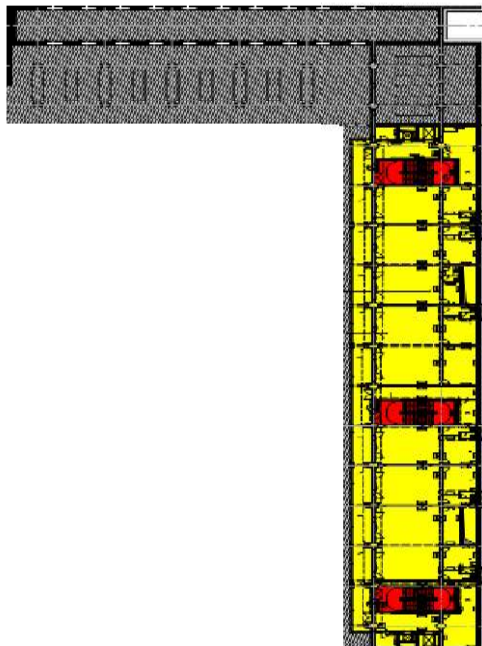


Charge d'exploitation dans le premier sous-sol



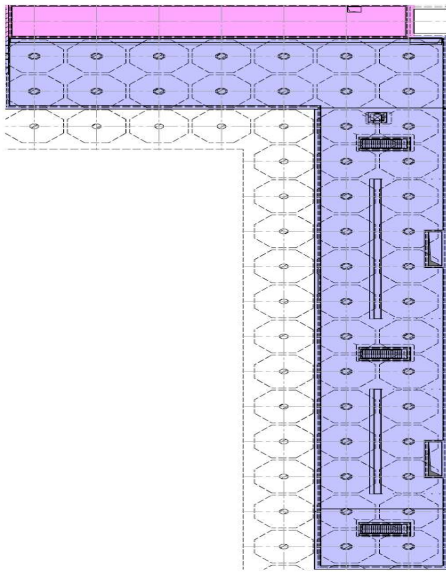
Charge d'exploitation au niveau RDC

Charge permanente au niveau RDC

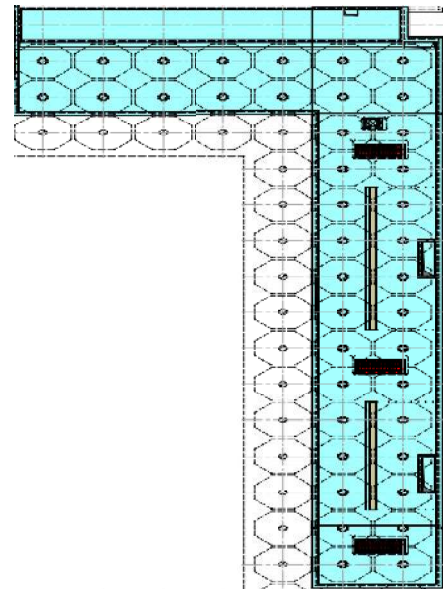


Charge permanente dans le premier étage

Charge d'exploitation dans le premier étage.



Charge permanente dans le troisième étage



Charge d'exploitation dans le troisième étage.

Légende charges :













 0.50 KN/m <sup>2</sup>	 3.00 KN/m <sup>2</sup>	 7.50 KN/m <sup>2</sup>
 1.00 KN/m <sup>2</sup>	 3.50 KN/m <sup>2</sup>	 10.00 KN/m <sup>2</sup>
 2.00 KN/m <sup>2</sup>	 4.00 KN/m <sup>2</sup>	 14.00 KN/m <sup>2</sup>
 2.50 KN/m <sup>2</sup>	 5.00 KN/m <sup>2</sup>	 25.00 KN/m <sup>2</sup>

Figure 6 : Charges appliquées aux différents niveaux de la structure



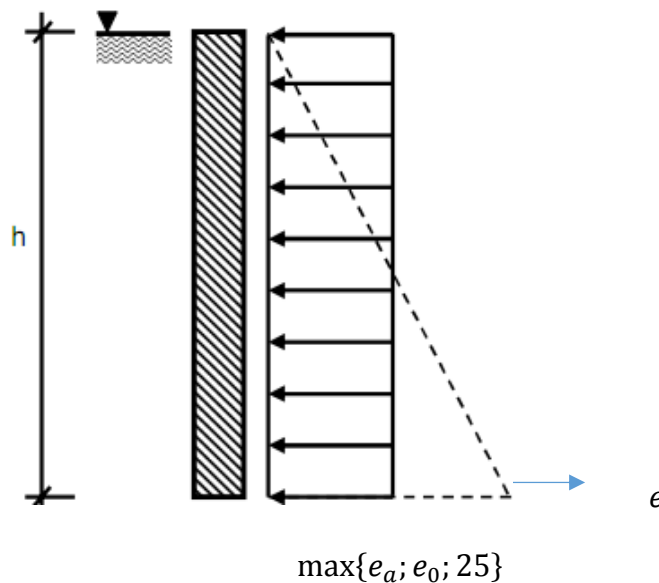
### III Evaluation des charges latérales de la terre :

Les poussées des terres sur le projet étaient calculées en faisant à différence entre trois cas possibles [3]:

- la poussée des terres sur les ouvrages réalisés sans espace de remblaiement,
- la poussée des terres sur les ouvrages réalisés avec un faible espace de remblaiement,
- la poussée des terres sur les ouvrages réalisés avec un large espace de remblaiement
- la poussée des terres dynamique

Dans le cas de notre bâtiment C, l'ouvrage est réalisé avec un faible espace de remblaiement car l'espace de remblaiement est de 1 m ( $\leq 1,5$  m).

Pour les ouvrages réalisés avec un faible espace de remblaiement (inférieur ou égale à 1,50m), la poussée des terres à appliquer est une poussée des terres active. Elle doit être appliquée avec une valeur constante et égale au moins à la valeur minimale de poussée des terres de compactage qui est de 25KN/m<sup>2</sup>.



#### III.1 Etapes de calcul :

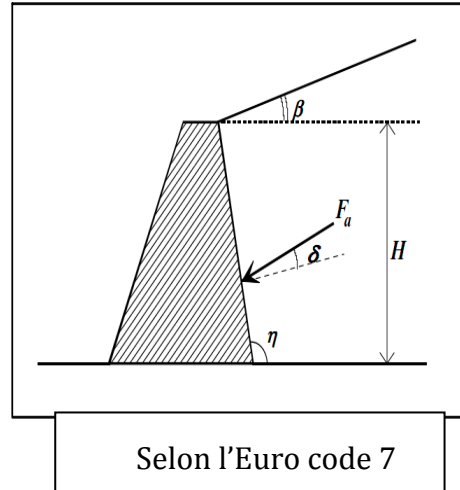
- Calcul des pressions des terres selon la méthode de coulomb
- Evaluation des pressions de terres au repos
- Application de la pression des terres qui est égal à :  $\max\{e_a; e_0; 25\}$

### III.2 Méthode Coulomb :

$$e_a = K_a \cdot \gamma \cdot h$$

$K_a$  : Coefficient dépendant de la géométrie du mur et des caractéristiques du sol, et aussi de l'interface mur-sol. Dans notre cas, la pression des terres est active et on a :

Un mur lisse  $\delta = 0$   
 $\beta = 0$   
 $\eta = 0$  ;



$K_a$  est exprimé par :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \varphi_1) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_1) \cdot \sin(\varphi - \delta)}{\cos(\alpha + \varphi_1) \cdot \cos(\delta - \alpha)}}\right)^2}$$

Après simplifications, on trouve :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$\varphi$  : Angle de frottement interne. Pour la couche b, les essais au laboratoire de l'entreprise donne :  $\varphi = 32,5^\circ$ , donc :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2 \left(45 - \frac{32,5}{2}\right) = 0.301 \text{ pour notre couche.}$$

$\gamma$  : Poids volumique du sol,  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$  pour notre couche.

La valeur de la force de poussée est évaluée par la relation :

$$F = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

Alors,

$$F = 0,5 \cdot 18 \cdot 12,5^2 \cdot 0.301 = 423.28 \text{ KN}$$

$$F = 423.28 \text{ KN}$$



**III.2.1 Pression des terres au repos :**

$$e_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot h$$

$K_0$  : est le coefficient des terres au repos. Il est indépendant de l'état de saturation du massif.

La relation donne :

$$K_0 = 0,5 - \sin \varphi$$

Pour la couche a, puisqu'il s'agit d'un sol non cohérent, et on a  $\varphi = 32,5^\circ$ :

$$K_0 = 0,4$$

Les résultats finals donnant les pressions des terres sur une profondeur maximale de 12,5 m sont présentées dans le tableau suivant :

h (m)	$e_a$ (KN/m <sup>2</sup> )	$e_0$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\max\{e_a; e_0; 25\}$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	5,42	7,20	25,00
2	10,84	14,40	25,00
3	16,25	21,60	25,00
4	21,67	28,80	28,80
5	27,09	36,00	36,00
6	32,51	43,20	43,20
7	37,93	50,40	50,40
8	43,34	57,60	57,60
9	48,76	64,80	64,80
10	54,18	72,00	72,00
11	59,60	79,20	79,20
12	65,02	86,40	86,40
12,5	67,73	90,00	90,00

Tableau 7 : Pressions des terres

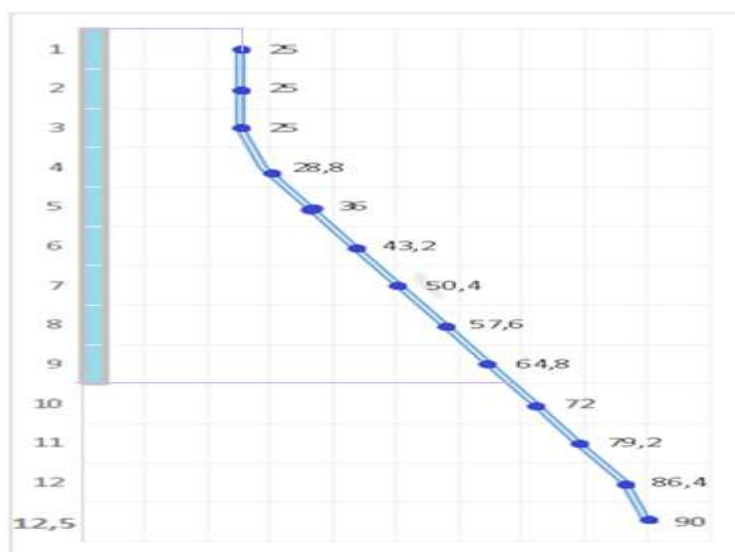


Figure 7 : La pression latérale des terres

### III.3 Transmission des charges à la fondation :

#### III.3.1 Répartition des charges sur les murs horizontaux :

Les charges sont réparties sur les dalles suivant des lignes de rupture. Pour cette partie du projet, les dalles sont pleines. Aussi, les lignes de rupture sont dessinées à 45° à partir des angles[1].

Par ailleurs, il existe deux chemins de transmission pour les charges verticales. Suivant le premier chemin, les charges partent des planchers pour aller vers les poutres, ensuite les poteaux jusqu'aux fondations. Dans le second chemin, elles démarrent des planchers pour aller vers les voiles jusqu'aux fondations.

Les charges se répartissent en suivant les lignes de rupture comme le montre les figures suivantes :

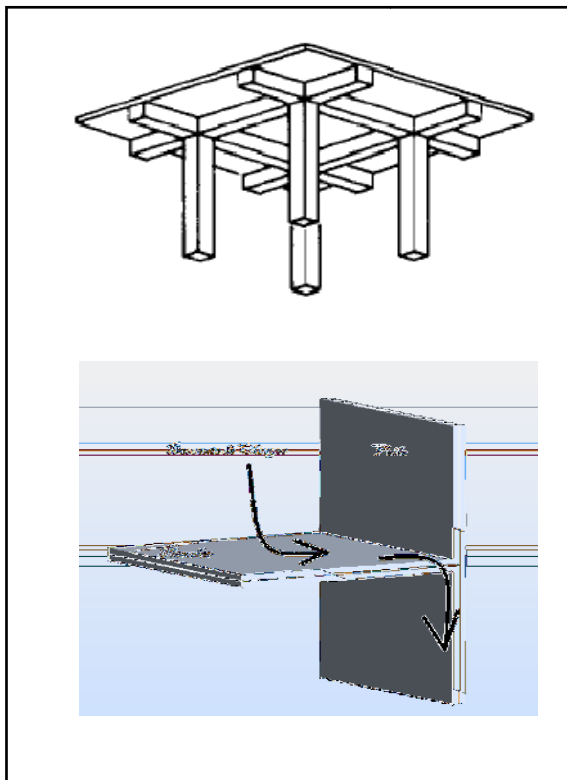


Figure 9 : Cheminement de la descente de charges

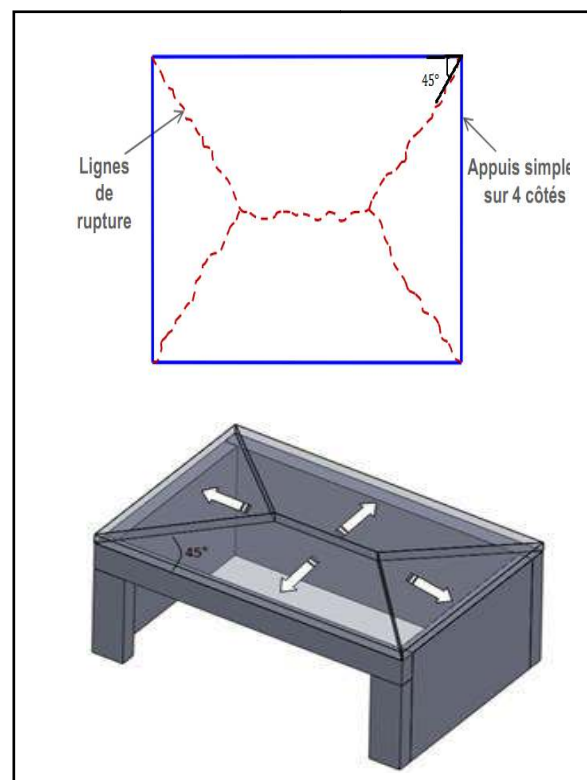


Figure 8 : Répartition des charges surfaciques

### III.3.2 Calcul de la charge transmise aux fondations

Le tableau ci-dessous résume le cheminement des charges depuis les poteaux et les voiles porteurs jusqu'aux fondations.

Des tableaux bien détaillés pour chaque élément se trouvent à l'annexe B.

Eléments	Charges transmises (kN)	Commentaires
Poteau B7	6449.45	
Poteau M4	3960	
Poteau C8	1264.35	Transmis vers voile C
Poteau M7 N7	1986.39	Transmis vers voile 7
Voile C	7784.42	
Voile A	8642.53	
Voile L'	9541.02	
VOILE 1'	3047.3	
Voile 9	45960.89	
Poteau A4'	564.4	
Poteau B4'	723.62	
Poteau B6	503.83	
Poteau B7	1914.33	
Poteau J5	4888.68	
Poteau J1	1058.6	
Poteaux C7	5954,93	
Poteaux B8	1548,025	Plancher 020, la charge est reprise par le voile B
Poteaux C7	3914,11	Plancher RC0, la charge est reprise par le voile 9
Voile 7	13726,73	
Voile O'	22810.12	
Voile N'	28060.50	
Poteau A5	1146,74	
Poteau B5	2391,34	
Poteau A7	938,7	
Poteau J2 K1 L1 M1 N1	2309,9	
Poteau L2	2100,15	

Tableau 8 : Charges agissant sur la fondation

#### **IV Conclusion du chapitre**

Un aperçu sur le comportement de la structure peut être déduit de la descente de charges. En effet, elle nous renseigne sur l'importance des efforts que la structure doit supporter. Par ailleurs, elle peut également servir pour choisir le type de fondation à adapter pour cet ouvrage.

**CHAPITRE 3 :**  
**CARACTERISTIQUES**  
**DU SOL ET ETUDE**  
**DU RADIER**

## I Caractéristiques du sol

Quant tenu de l'importance des charges et surcharges transmises par la superstructure, la fondation retenue pour cet ouvrage est un radier général en forme de L, construit au niveau -9,4 m.

### I.1 Caractéristiques du sol

Des sondages carottés sont réalisés pour déterminer les différentes caractéristiques du sol sur site. Les caractéristiques du sol de la zone où sera implanté le bâtiment C4 sont déterminées à partir des échantillons tirés du sondage.

D'une manière générale, les principales couches traversées sont :

- Un recouvrement superficiel constitué essentiellement d'argiles et d'un dépôt de limons(DL).
- Une couche sableuse avec passages consolidés par endroits (DS).
- Une couche d'argile et de marne lenticulaire (ML)
- Des bancs de grés calcaire et conglomérats très peu réponsus et mal récupéré.
- Une alternance d'alluvions fines formées essentiellement de sable et limons avec un peu de graviers enrobés dans une matrice argileuse, avec des alluvions grossières dont, en plus de sable, limons, graviers, on note la présence de cailloux et un peu de blocs (DA).
- Une formation marneuse, souvent sablo-limoneuse, grisâtre, intercalée avec du sable fin, marneux de couleur grisâtre (MS).

Le schéma suivant représente la répartition des différentes couches dans la zone du bâtiment C4. il est principalement représenté par les résultats du sondage carotté C68.

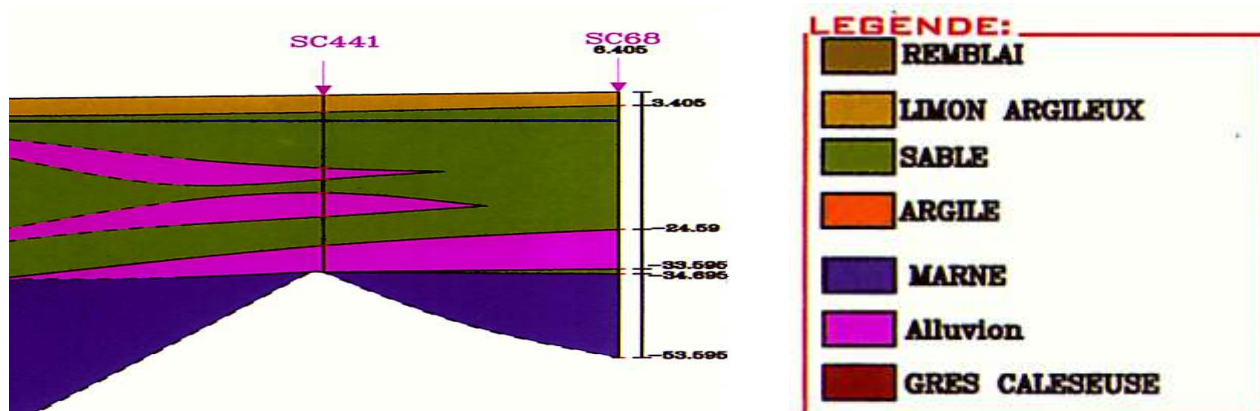


Figure 10 : Coupe géologique du sol sous le radier

La répartition des couches du sol sous le radier est donnée par le tableau suivant :

Sol	Profondeur (m)	Epaisseur (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (MPa)	$\varphi$ (°)
Sables et graves moyennement compactes	-9.4 à -24.6	15.2	1835,49	0	35,0
Alluvions fines	-24.6 à -33.6	9	2020	0.11	15.7
Sables et graves moyennement compact	-33.6 à -34.7	1,1	1835,49	0	35
Marne sableuse	-34.7 à -53.6	18,9	2060	0.06	12.7

Tableau 9 : Caractéristique du sol sous le radier

Pour déterminer la valeur de raideur du sol, nous utilisons le logiciel Robot structural Analysis Professionnel, version 2015. Les données introduites dans le logiciel sont :

- Couches du sol : les couches présentées dans le tableau ci-dessus.
- Fondation : radier général, de type rigide.
- A = 118,3 m, B = 62,7m.
- Chargement estimé de la fondation : 34 kPa.

Après le traitement des données, la valeur de raideur du sol après essai de plaques effectué sur site est:

$$K_z = 12412,70 \text{ kN/m}^3$$

## II Modélisation de la fondation

La fondation du bâtiment est constituée d'un seul radier en forme de L d'épaisseur égale à 1 m. Les dimensions en plan sont représentées sur la figure ci-dessous.

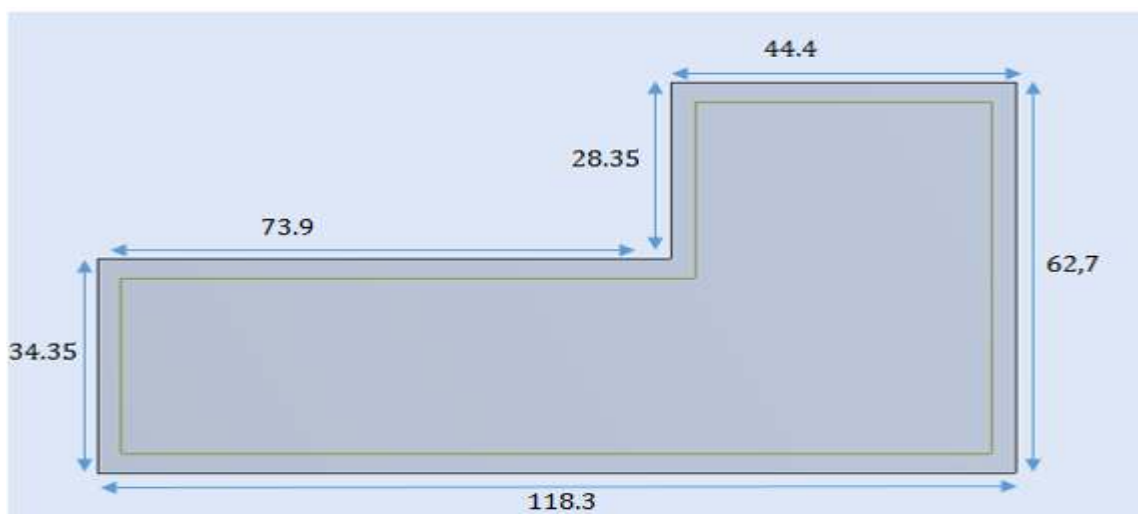


Figure 11 : Schéma de la modélisation du radier

Le chargement du radier est effectué en respectant la descente de charge mentionnée dans le chapitre précédent. Il est représenté dans le tableau suivant :

Cas	Type de charge	Liste			
1:PERM1	poids propre	1	Structure entière	-Z	Coef=1,00
1:PERM1	force nodale	17 19 33 37	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-6449,45
1:PERM1	force nodale	45A47 50A55	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-3960,00
1:PERM1	force nodale	1	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-3960,00
1:PERM1	force nodale	4 11A13 26 2	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-723,62
1:PERM1	force nodale	9 15 22A24 3	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-503,83
1:PERM1	force nodale	40	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-4888,68
1:PERM1	force nodale	41	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-1058,60
1:PERM1	force nodale	16 18 27 38	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-5954,93
1:PERM1	force nodale	2	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-1146,74
1:PERM1	force nodale	6 7 10 14 25	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-2391,34
1:PERM1	force nodale	20 21	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-938,70
1:PERM1	force nodale	42A44 48 49	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-2309,90
1:PERM1	(EF) linéaire sur les bords	3A5 7 13A23	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-594,23
1:PERM1	(EF) linéaire sur les bords	12 24	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-785,00
1:PERM1	(EF) linéaire sur les bords	25	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-728,30
1:PERM1	(EF) linéaire sur les bords	8 28	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-429,20
1:PERM1	(EF) linéaire sur les bords	2	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-472,80
1:PERM1	(EF) linéaire sur les bords	36	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-847,32
1:PERM1	(EF) linéaire sur les bords	10	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-456,97
1:PERM1	(EF) linéaire sur les bords	9	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-549,65
1:PERM1	(EF) linéaire sur les bords	11	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-228,00
1:PERM1	(EF) surfacique uniforme	1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50
2:EXPL1	(EF) surfacique uniforme	1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,00
*					

Figure 12 : Chargements introduits dans le logiciel

### II.1 Charges permanentes

Les charges permanentes sont introduites à partir de la descente de charge réalisée dans le chapitre précédent. Le schéma suivant montre la vue 3D de la charge permanente donné par le logiciel.

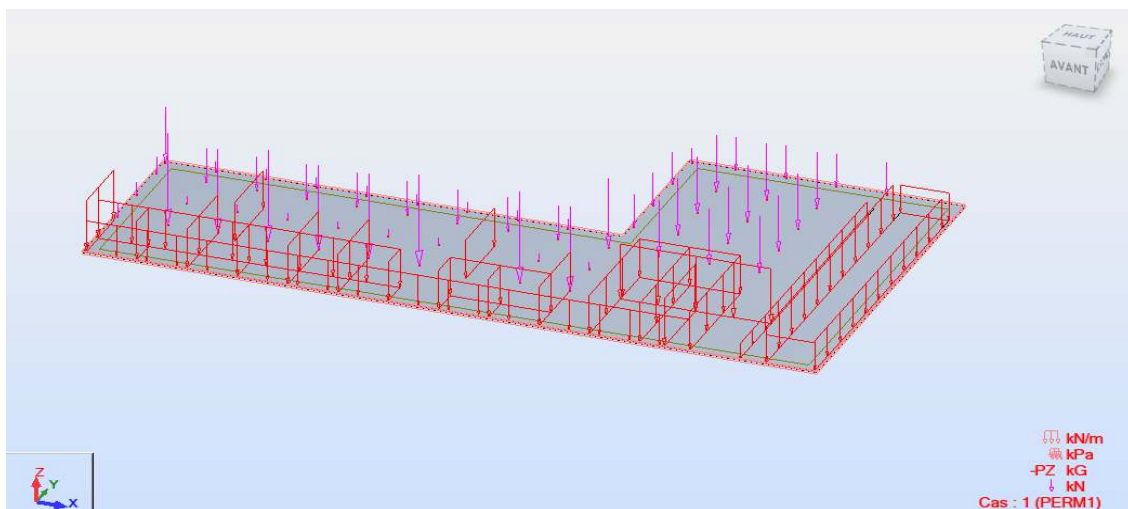


Figure 13 : Charges permanentes appliquées sur le radier



## II.2 Charges d'exploitation

La charge d'exploitation sur le plancher du radier est prise égale à  $5 \text{ kN/m}^2$  sur toute la plaque.

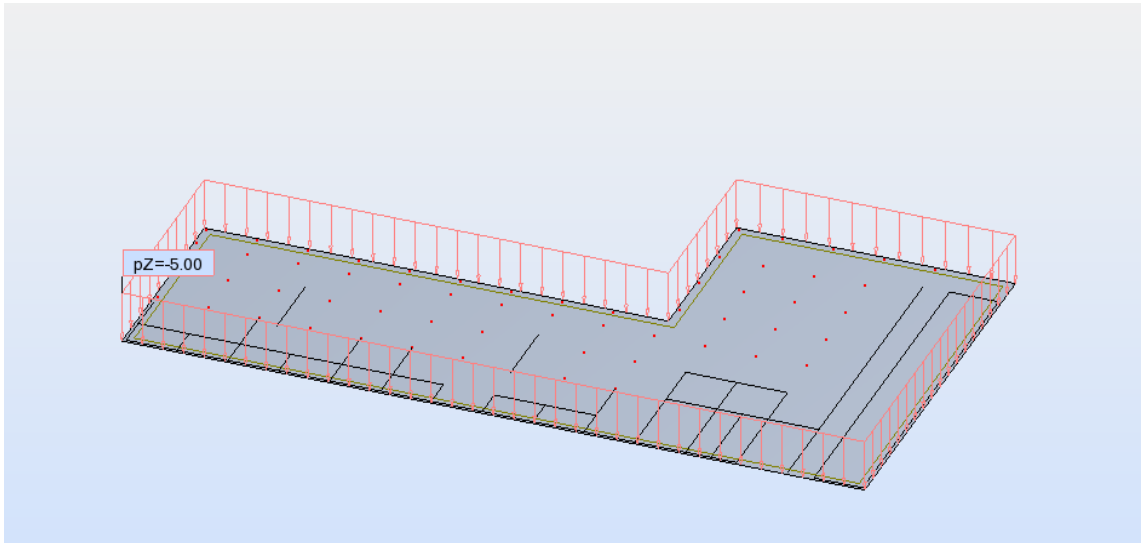


Figure 14 : Charges d'exploitation sur le radier

## II.3 Maillage

Le maillage est fait automatiquement par le logiciel tout en utilisant les paramètres par défaut suivants :

- Méthode de maillage de Coons.
- Type de division : carrée et triangulaire, tétraèdre et quadrangle.

Le maillage donné par le logiciel est représenté par la figure suivante :

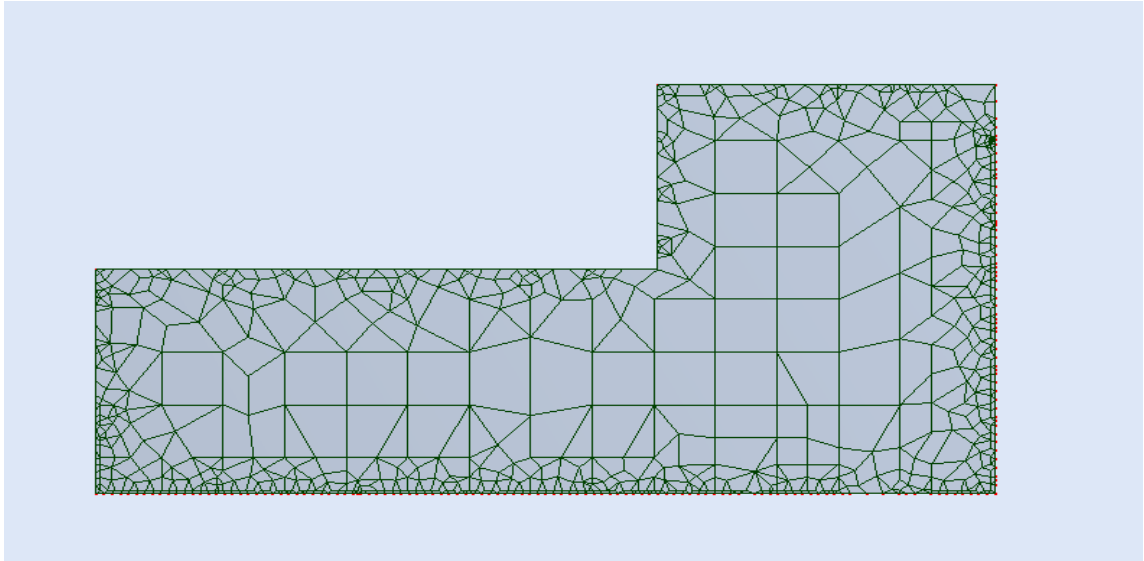


Figure 15 : Maillage donné par logiciel

### III Résultats des efforts dans le radier

#### III.1 Moments agissant sur le radier

Les schémas suivants donnent la cartographie des moments de flexion agissant sur le radier. Ils sont calculés avec la combinaison des efforts à l'ELU.

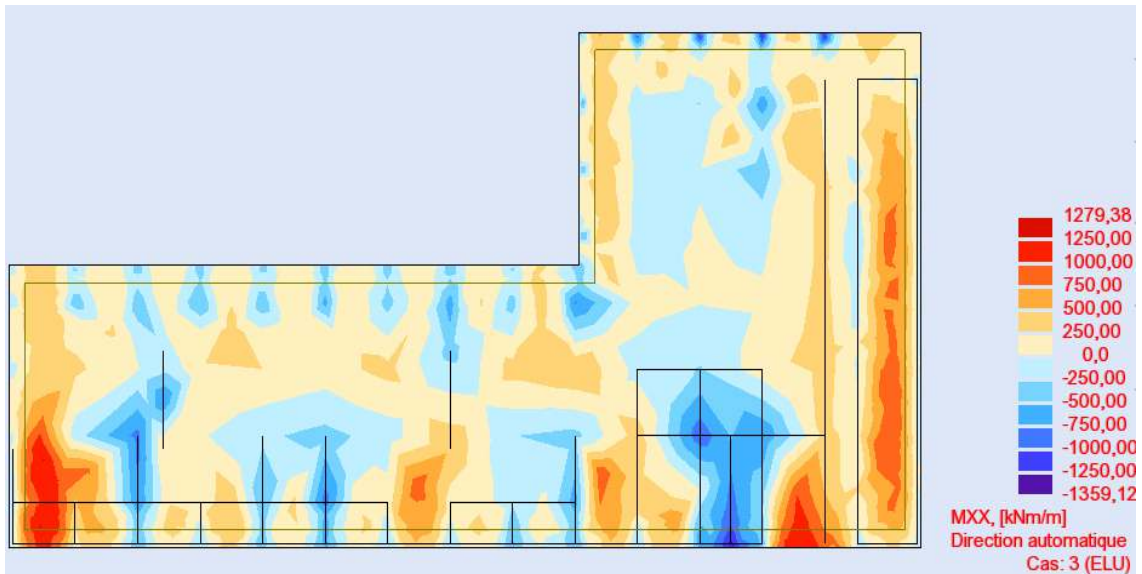


Figure 16 : Cartographie du moment Mxx

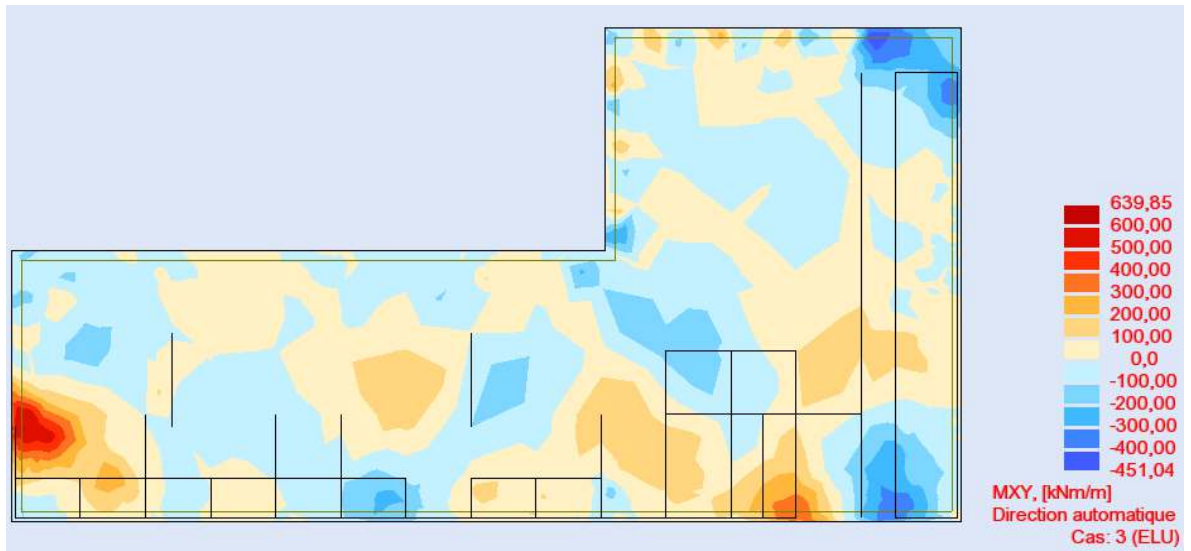


Figure 17 : Cartographie du moment Myy

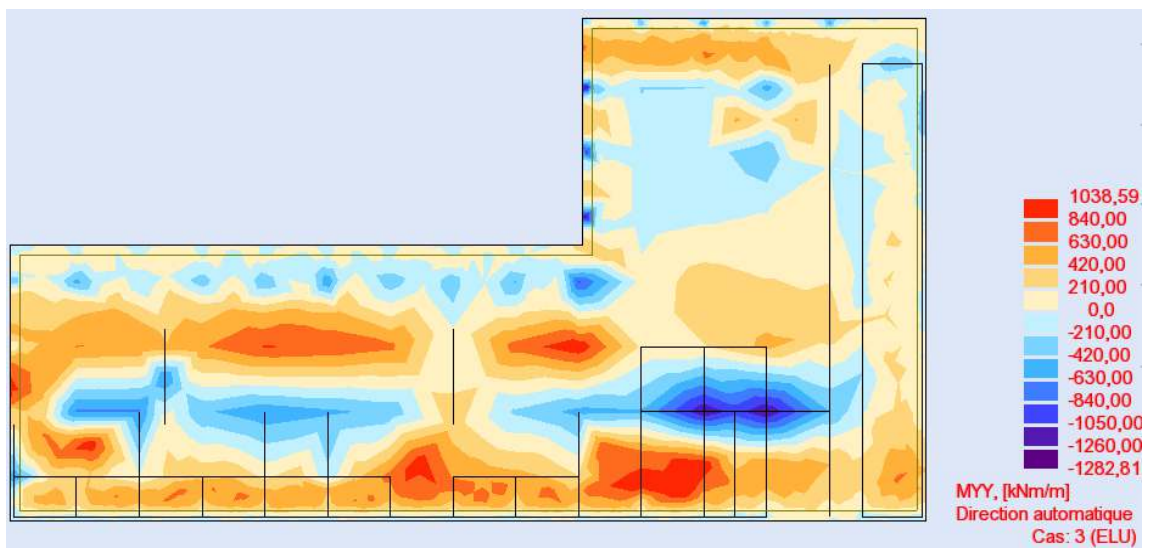


Figure 18 : Cartographie du moment Mxy

### III.2 Déplacements

Les déplacements suivant l'axe z sont donnés par les cartographies suivantes :

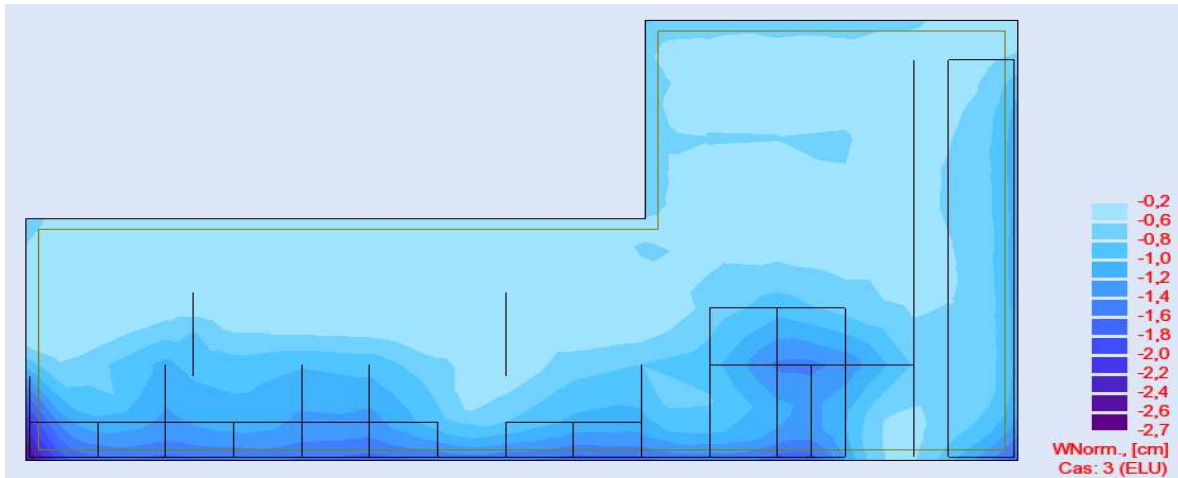


Figure 20 : Cartographie des déplacements suivant l'axe z, selon l'ELU

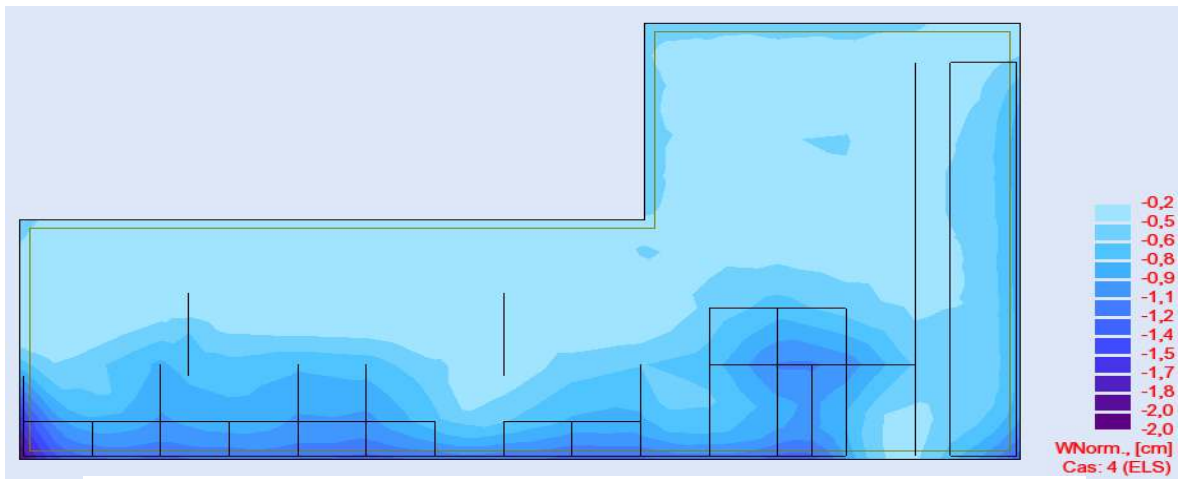


Figure 19 : Cartographie des déplacements suivant l'axe z, selon l'ELS

### III.3 Calcul du ferrailage

#### III.3.1 Section pour le moment fléchissant

Les cartographies du ferrailage complet du radier est mentionné dans les figures ci-dessous, avec des grilles de taille 5mx5m. Les valeurs des  $A_s$ , données en  $cm^2/m$ , sont mentionnées dans chaque grille.

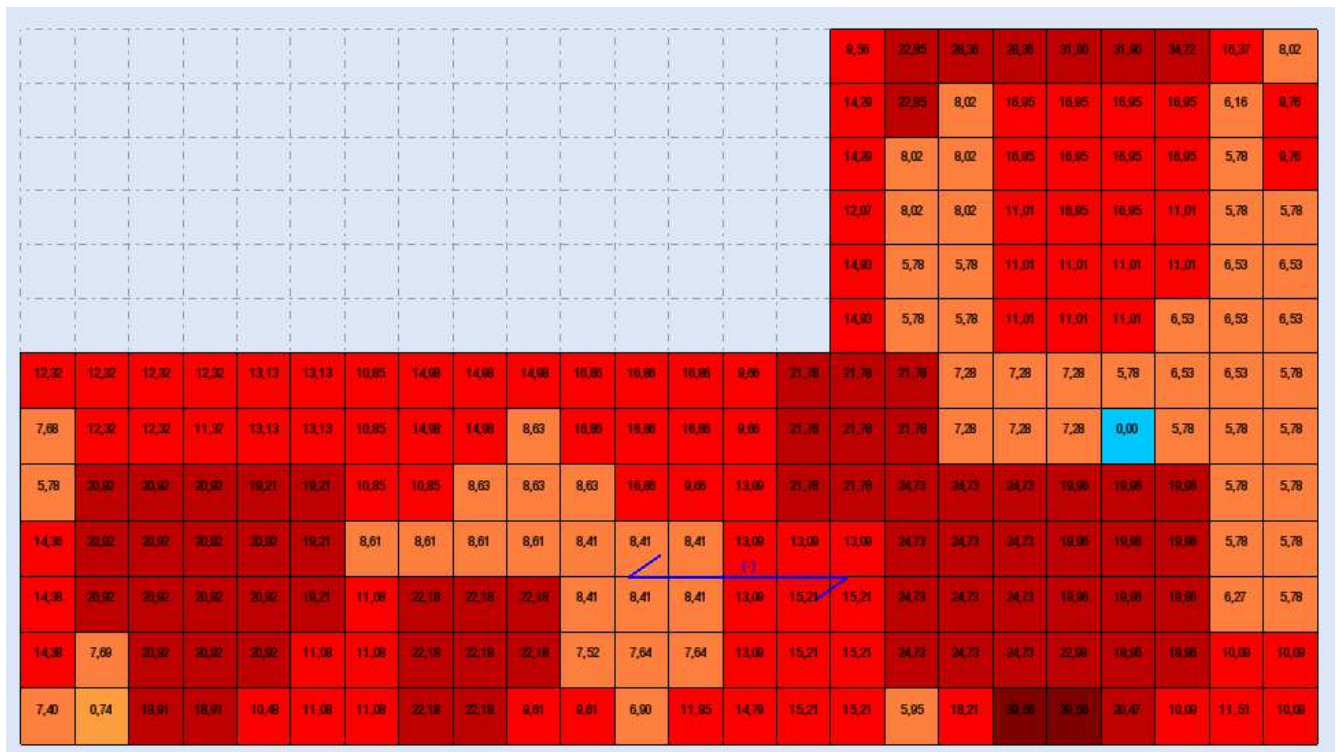


Figure 21 : Cartographie des sections d'acier dans la nappe inférieure du radier dans le sens X

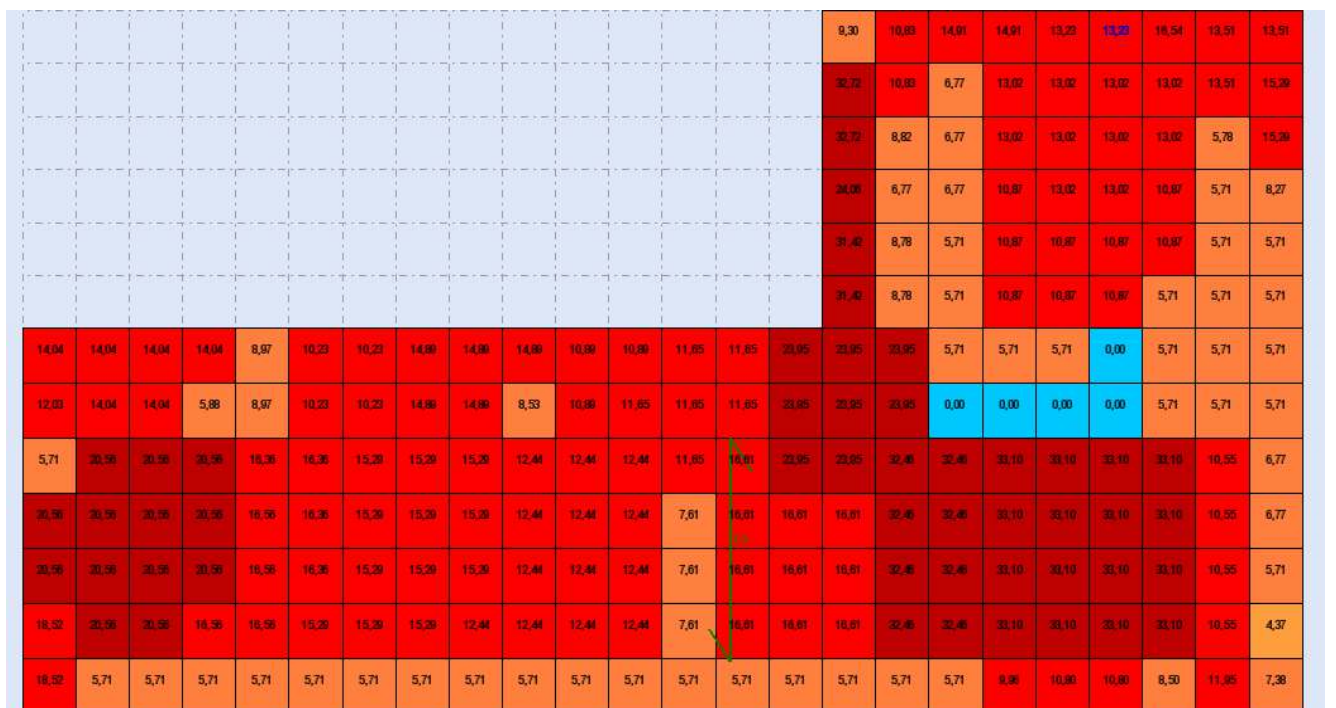


Figure 22 : Cartographie des sections d'acier dans la nappe inférieure du radier dans le sens Y



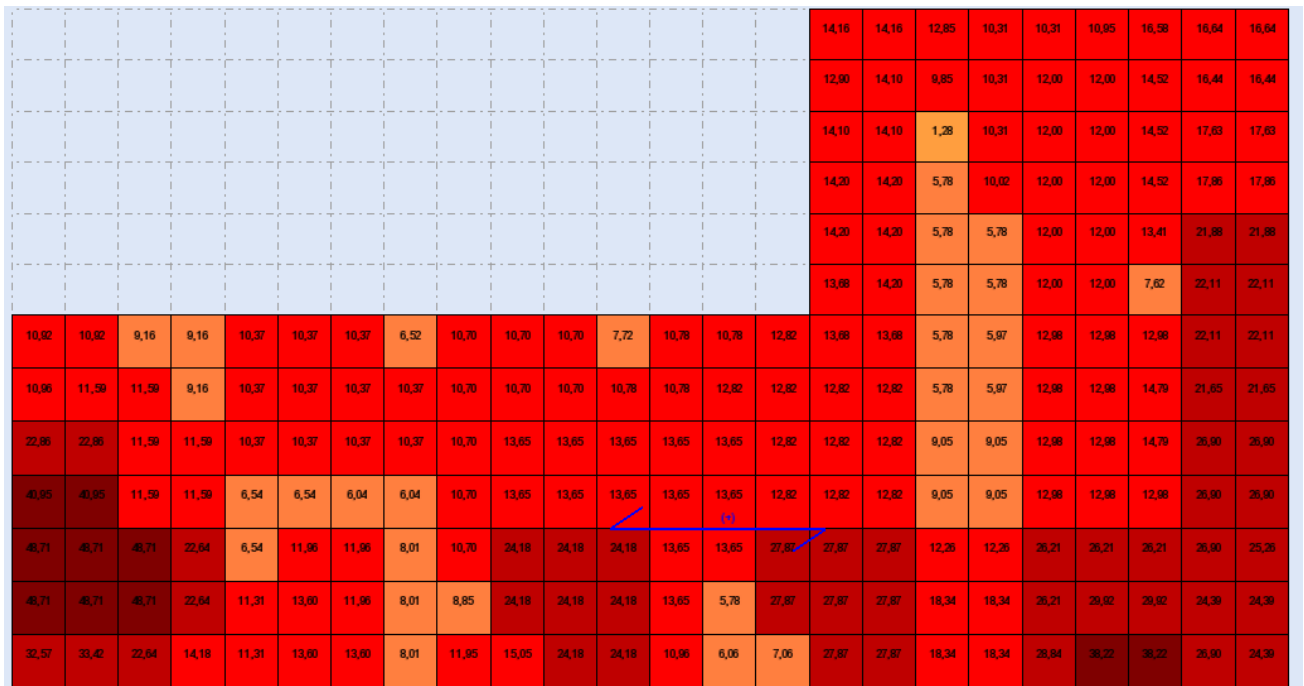


Figure 24 : Cartographie des sections d'aciers dans la nappe supérieure du radier dans le sens X

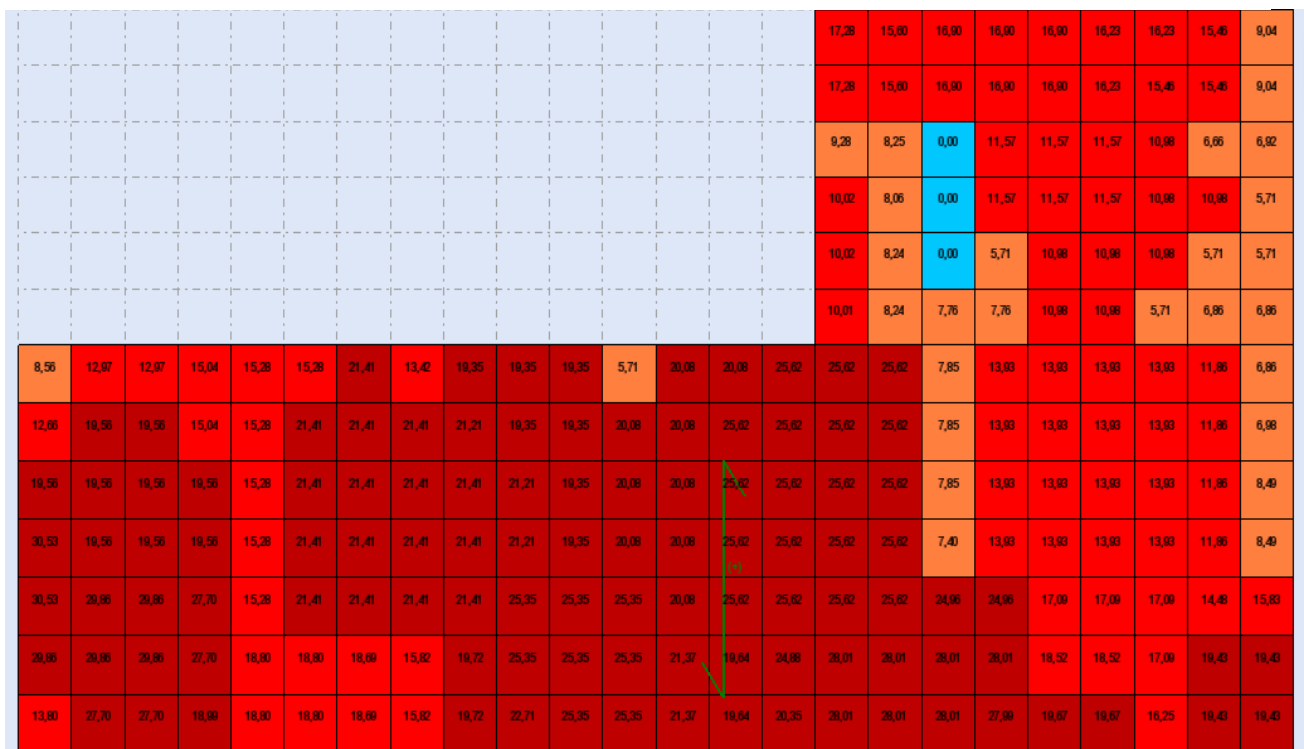


Figure 23 : Cartographie des sections d'aciers dans la nappe supérieure du radier dans le sens Y

Le ferrailage se fait en considérant, pour chaque nappe et dans chaque sens du radier, la section  $A_s$  la plus grande que l'on désigne par  $A_{s,max}$ .

Les sections maximales des aciers, données par les cartographies selon chaque direction, sont regroupées dans le tableau suivant :

Section	Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	Ax(-)(cm <sup>2</sup> /m)	Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	Ay(-)(cm <sup>2</sup> /m)
Valeur de $A_{s,max}$	48,71	39,56	30,53	32,10

Tableau 10: Armatures du radier

- Ax(+) : section des armatures dans la nappe inférieure de radier dans le sens x.
- Ay(+) : section des armatures dans la nappe inférieure de radier dans le sens y.
- Ax(-) : section des armatures dans la nappe supérieure de radier dans le sens x.
- Ay(-) : section des armatures dans la nappe supérieure de radier dans le sens y.

### III.3.2 Armatures d'effort tranchant

Dans le cas où des armatures d'efforts tranchant sont nécessaires, des chaises sont utilisées en tant que cadres ouverts n'entourant pas les armatures longitudinales tout en respectant les conditions imposées par la norme européenne EN 1992-1-1.

Les chaises sont façonnées à partir de barres de diamètre 16 mm et sont agencées tous les 70 cm dans le radier. Il en résulte une section pour reprendre l'effort tranchant égale à :

$$A = \frac{2(\pi \cdot 0,8^2)}{0,7^2} = 8,2 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

### III.3.3 Section minimale des aciers des nappes supérieures et inférieures

La face inférieure du radier ne joue pas seulement le rôle d'élément porteur, mais elle doit également assurer l'étanchéité de l'ouvrage contre les eaux d'infiltrations. C'est pourquoi, une largeur de fissuration admissible de 0,2 mm est choisie conformément au modèle de la directive allemande pour les ouvrages étanches à l'eau en béton armé.

Une section d'armatures centrées, due aux déformations générées provoquées par la chaleur d'hydratation, selon la norme DIN EN 1992-1-1/NA est nécessaire[4]. La section choisie est de l'ordre de 31,42 cm<sup>2</sup>/m pour les armatures de la nappe inférieure. Ceci donne pour des armatures Ø20 :

$$\frac{31,42}{\pi \cdot 1^2} = 10 \text{ barres } \text{Ø}20/\text{m}$$

Soit une barre Ø20 tous les 10 cm.

Selon la même norme[4], pour la nappe supérieure, qui a une classe de disposition XC3, la section minimale des aciers pour limiter la déformation est de  $20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$ , ce qui est équivalent à une armature  $\emptyset 20$  chaque 15 cm.

### III.3.4 Vérification des sections d'acier

#### Dans la nappe supérieure

$$A_x(-) = 39,56 \geq A_{\text{inf},\text{min}} = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_y(-) = 32,10 \geq A_{\text{inf},\text{min}} = 20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La condition est vérifiée

#### Dans la nappe inférieure

$$A_x(+) = 48,71 \geq A_{\text{inf},\text{min}} = 31,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_y(+) = 30,53 \leq A_{\text{inf},\text{min}} = 31,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La condition est vérifiée pour les barres disposées dans le sens x, mais elle ne l'est pas pour celles disposées dans le sens y. Aussi, pour les armatures de la nappe inférieure dans le sens y, une section minimale pour le ferrailage est nécessaire :

$$A_y(+) = A_{\text{inf},\text{min}} = 31,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nous utilisons, pour le ferrailage des nappes supérieure et inférieure, les barres de diamètre  $\emptyset 20$ .

### III.3.5 Nombre d'armature et espacement :

#### - Pour la nappe supérieure dans la direction x

$$A_x(-) = 39,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Section de l'armature : } \pi \cdot r^2 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nombre des barres : } n = \frac{39,56}{3,14} = 12,60$$

Alors, nous utilisons pour la nappe supérieure  $n=13 \emptyset 20/\text{m}$ .

$$\text{Entre-axes entre armature : } s = \frac{100}{13} = 7,7 \text{ cm entre chaque deux barres.}$$

Pour des conditions de disposition, nous adoptons **s = 8 cm**

#### - Pour la nappe inférieure dans la direction x:

$$A_x(+) = 48,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Section de l'armature : } \pi \cdot r^2 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nombre des barres : } n = \frac{48,71}{3,14} = 15,51$$



Aussi, nous retenons pour la nappe supérieure  $n=16 \text{ } \varnothing 20/\text{m}$ .

Entre-axes entre armatures :  $s = \frac{100}{16} = 6,25 \text{ cm}$  entre chaque deux barres.

Pour des conditions de disposition, nous adoptons  $s = 7 \text{ cm}$

- **Pour la nappe supérieure dans la direction y**

$A_y(-) = 32,10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Section de l'armature :  $\pi \cdot r^2 = 3,14 \text{ cm}^2$

Nombre des barres :  $n = \frac{32,10}{3,14} = 10,22$

Soit pour la nappe supérieure  $n=10 \text{ } \varnothing 20/\text{m}$ .

Entre-axes entre armature :  $s = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$  entre chaque deux barres.

- **Pour la nappe inférieure dans la direction y**

$A_y(+) = 31,42 \text{ cm}^2/\text{m}$

Section de l'armature :  $\pi \cdot r^2 = 3,14 \text{ cm}^2$

Nombre des barres :  $n = \frac{31,42}{3,14} = 10$

Alors, pour la nappe supérieure, nous utilisons  $n=10 \text{ } \varnothing 20/\text{m}$ .

On a choisi du T20 pour des raisons de faisabilité sur site.

Entre-axes entre armature :  $s = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$  entre chaque deux barres.

### III.3.6 Enrobage

Le radier est classé dans les classes d'exposition XC2 pour la face inférieure (coté terre) et XC3 pour la face supérieure, selon la norme EN 1992-1-1[4].

Le tableau ci-dessous donne l'enrobage utilisé selon la classe d'exposition.

Classe d'exposition	Enrobage minimale (mm)	Tolérance (mm)	Enrobage nominale (mm)	Enrobage choisie (mm)
XC2	25	10	35	45
XC3	25	10	35	35

Tableau 11 : Enrobage des armatures selon la classe d'exposition

### III.3.7 Armatures de peau

Les armatures de peau s'appliquent pour les sections de grandes hauteurs. Ce sont des armatures destinées à reprendre les efforts de traction développés à l'intérieur de la section par la dilatation thermique, le retrait et l'hydratation du béton.

Selon l'Eurocode 2, les armatures de peau à mettre dans une section de grande hauteur est égale à la section des armatures minimale calculées, dans le cas des sections rectangulaires, à partir de la formule suivante [5]:

$$A_{s,min} = 0,13 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot h_{si} \quad h \geq 80\text{cm}$$

Où,

$A_{s,min}$  : Section minimale d'armatures dans la zone tendue pour la maîtrise de la fissuration.

$f_{ctm}$  : Résistance à la traction du béton à 28 jours

$f_{yk}$  : Résistance de calcul des armatures (limite d'élasticité),

b et h : Caractéristiques de la section.

Les armatures utilisées pour le ferrailage sont du type HA 500. Aussi, la limite d'élasticité des armatures est de :  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ .

Le béton utilisé pour le radier est de classe C25/30, la résistance à la traction estimée par l'essai de traction au laboratoire est de :  $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

Pour chaque mètre linéaire du radier, la section minimale à considérer comme armature de peau est de :

$$A_{s,min} = 0,13 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1,1 = 6,76 \text{ cm}^2$$

En utilisant des armatures des armatures de diamètre  $\emptyset 12$ , il vient :

Section d'une armature  $\emptyset 12$  :  $\pi \cdot 0,62 = 1,13 \text{ cm}^2$ .

Nombre des armatures nécessaires :  $n = \frac{6,76}{1,13} = 5,97$ , donc il faut 6  $\emptyset 12$ .

L'espacement nécessaire :  $s = \frac{100-3,5-4,5}{6} = 15,33 \text{ cm}$ .

Pour des conditions de disposition, nous adoptant :  $s = 15 \text{ cm}$ .

Les plans de ferrailage du radier suivant les deux sens x et y sont montrés sur les deux figures ci-dessous.

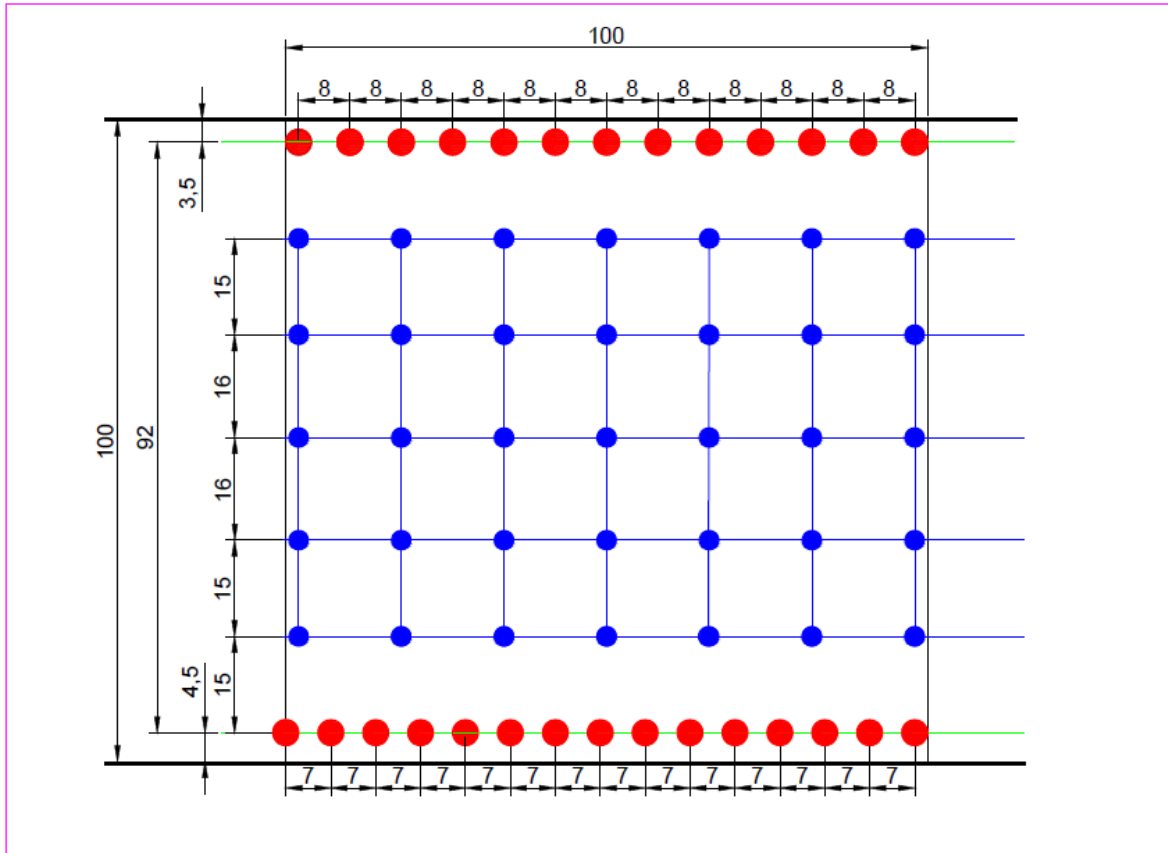


Figure 25 : Ferrailage du radier dans le sens x

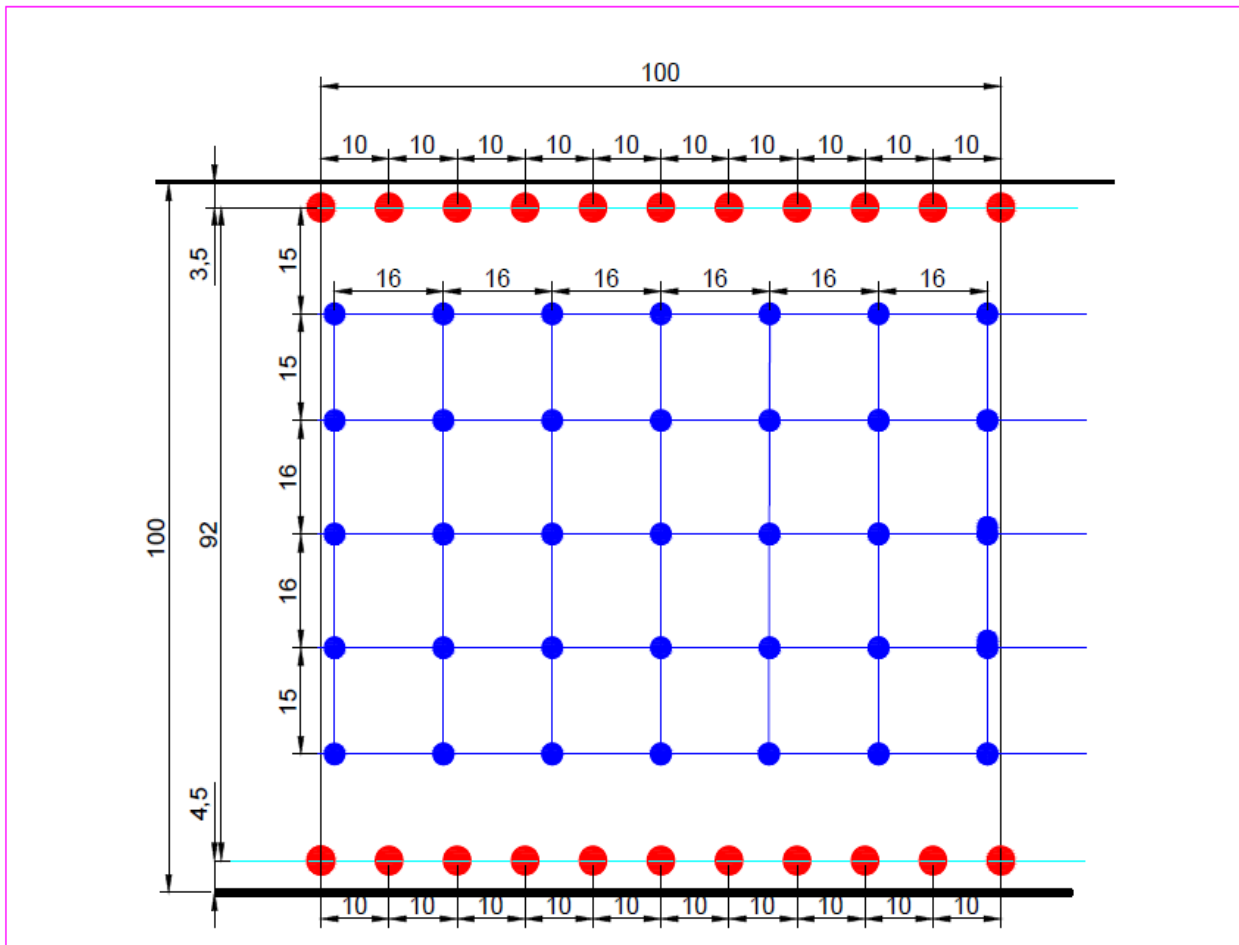


Figure 26 : Ferrailage du radier dans le sens Y

# **CHAPITRE 4 :**

# **ETUDE SISMIQUE**

## I Calcul sismique :

### I.1 Accélération sismique de calcul

Lors d'un séisme, une accélération est engendrée au niveau du sol à la base des structures. Cette accélération est définie par [6]:

$$S_d = a_{gr} \cdot \gamma_i \cdot \eta \cdot S_d(T)$$

Où :

$S_d$  : Accélération sismique de calcul

$a_{gr}$  : Accélération de référence au niveau d'un sol de class A

$\gamma_i$  : Coefficient d'importance.

$\eta$  : Coefficient de correction d'amortissement visqueux.

$S_d(T)$  : Réponse du spectre de calcul pour l'analyse élastique à la période T

### I.2 accélération de référence

L'accélération de référence représente l'accélération d'un sol de type rocheux (sol de class A selon l'Eurocode 8, ou sol de classe S1 selon l'RPA 99), correspondant à chaque zone sismique. Selon l'Eurocode 8, le territoire est divisé en 5 zones selon la sismicité de la région. Les valeurs maximales de cette accélération sont données dans le tableau suivant[6]:

Numéro de la zone	Sismicité de la zone	$a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )
1	Très faible	Pas de prise en compte de l'aléa sismique dans les constructions à risque normal (type 1, 2, 3 et 4), on prend 0.4 pour les autres cas.
2	Faible	0.7
3	Modérée	1.1
4	Moyenne	1.6
5	Forte	3

Tableau 12 : Zones sismiques selon l'eurocode 8

Selon le règlement parasismique algérien(RPA 99/2003), le territoire algérien est divisé en 4 zones de sismicité croissante. La sismicité des zones est répartie comme ci-dessous[7]:

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone 1 : sismicité faible.
- Zone 2 : sismicité moyenne.
- Zone 3 : sismicité élevée.

### I.3 Coefficient d'importance $\gamma_1$

L'accélération de calcul  $a_g$  au niveau d'un sol de type rocheux (sol de class A selon l'Eurocode 8 et de class S1 selon le RPA) est lié avec l'accélération de référence par la relation suivante :

$$a_g = \gamma_1 a_{gr}$$

Les bâtiments sont classés en quatre catégories d'importance en termes de vies humaines en cas d'effondrement, d'importance du bâtiment pour la protection civil après un séisme, et de leur importance économique et sociale. Les catégories des bâtiments ainsi que les valeurs du coefficient d'importance selon l'Eurocode 8 sont donnés dans le tableau suivant [8]:

Catégorie	Type du bâtiment	Coefficient d'importance $\gamma_1$
Catégorie 1	Les ouvrages dont la défaillance représente un risque minime pour les personnes ou l'activité économique.	0.8
Catégorie 2	Risque dit "courant" pour les personnes : Habitations, bureaux, locaux à usage commercial, ateliers, usines, garages à usage collectif, etc.	1
Catégorie 3	Risque élevé pour les personnes en raison de leur fréquentation ou de leur importance socioéconomique: Ecoles, stades, salles de spectacle, ERP, musées, etc.	1.2
Catégorie 4	Sécurité primordiale pour les besoins de la sécurité civile, l'ordre public, la défense et la survie de la région: Hôpitaux, casernes, garages d'ambulance, musés bibliothèques abritant des œuvres majeures ou des collections irremplaçables, etc.	1.4

Tableau 13 : Coefficient d'importance selon les catégories de bâtiments

#### I.4 Coefficient de réduction d'amortissement $\eta$

L'expression de l'accélération sismique de calcul  $S_d$  ôté du coefficient d'amortissement est justifiée que si le pourcentage d'amortissement critique est de 5%. Le coefficient de correction d'amortissement permet de corriger cette expression lorsque le bâtiment est doté d'un pourcentage d'amortissement différent de 5%. L'expression de  $\eta$  est donnée par la relation :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

$\xi$  : Pourcentage critique d'amortissement visqueux.

L'expression  $\frac{10}{5 + \xi}$  est toujours supérieure à 0,55.

Le pourcentage d'amortissement d'un bâtiment est lié au type de matériau utilisé pour la construction. Lorsque les éléments structuraux sont constitués de même type de matériaux, l'amortissement est le même pour tous les modes. Lorsque la structure est constituée de plusieurs matériaux des coefficients d'amortissements différents, on ne peut pas utiliser le même coefficient pour tous les modes.

Pour les bâtiments dites "à risque normal", l'amortissement est donné par le tableau suivant [6]:

Type de structure (matériau)		Ouvrage avec peu d'éléments secondaires	Bâtiment avec une densité de cloison équivalent avec celle des bâtiments d'habitation	
			Structure à murs $\xi \% + 1\%$	Structures à portiques $\xi \% + 2\%$
Structure métallique	Soudée	2	-	4
	Boulonnées	4	-	6
Structure en béton	Non armé	3	4	-
	Armé	4	5	6
	Précontrainte	2	-	4
Maçonnerie	Armée	6	7	-
	Chainée	5	6	-
Structure en bois	Lamellé collé	4	-	6
	Boulonné	4	-	6
	Coulé	5	-	7

Tableau 14 : Pourcentage critique d'amortissement

### 1.5 accélération verticale $a_{vg}$

Pour chaque accélération sismique  $a_g$ , il correspond une accélération sismique verticale  $a_{vg}$ . Le rapport permettant de déterminer la valeur de  $a_{vg}$  à partir de celle de  $a_g$  est donnée dans le tableau suivant :

Zone sismique	$a_{vg}/a_g$
Zone 1, 2, 3 et 4	0.8
Zone 5	0.9

Tableau 15 : Accélération vertical et accélération de référence

En tenant compte des catégories d'importance des bâtiments, on peut déduire les valeurs d'accélération  $a_{gv}$  correspondants pour chaque zone sismique et à chaque catégorie de bâtiment (Tableau suivant).

Il faut mentionner que l'accélération sismique verticale peut être négligeable si elle est inférieure à  $0.25 \text{ m/s}^2$  ( $0.25g$ ) [Article 4.3.3.5.2 de l'Eurocode 8]. Aussi, selon le tableau ci-dessous, elle peut être donc prise en considération que dans la zone sismique 5, pour les catégories 2, 3 et 4.



Zone sismique	Catégorie du bâtiment			
	Catégorie 1 $\eta=0.8$	Catégorie 2 $\eta=1$	Catégorie 3 $\eta=1.2$	Catégorie 4 $\eta=1.4$
Zone 1	0.26	0.32	0.38	0.45
Zone 2	0.45	0.56	0.67	0.78
Zone 3	0.7	0.88	1.06	1.23
Zone 4	1.02	1.28	1.54	1.79
Zone 5	2.16	2.7	3.24	3.78

Tableau 16 : Valeurs de l'accélération  $a_{vg}$  en  $m/s^2$  selon l'Eurocode 8

Afin de faire un récapitulatif sur les valeurs de l'accélération de calcul  $a_g$ , le tableau suivant donne les valeurs de  $a_{gr}$  en fonction de la sismicité de la zone et du type du bâtiment :

Zone sismique	Catégorie du bâtiment			
	Catégorie 1 $\eta=0.8$	Catégorie 2 $\eta=1$	Catégorie 3 $\eta=1.2$	Catégorie 4 $\eta=1.4$
Zone 1	0.32	0.4	0.48	0.56
Zone 2	0.56	0.7	0.84	0.98
Zone 3	0.88	1.1	1.32	1.54
Zone 4	1.28	1.6	1.92	2.24
Zone 5	2.4	3	3.6	4.2

Tableau 17 : Valeurs de l'accélération  $a_g$  en  $m/s^2$  selon l'Eurocode 8

## I.6 Réponse du bâtiment à l'action sismique

L'expression de l'accélération de calcul montre qu'elle dépend du spectre de calcul  $S_d(T)$ . Celui-ci dépend de la période de vibration de la structure et des caractéristiques du sol.

### I.6.1 Classes de sol

L'Eurocode 8 définit 5 classes de sols, de A à E, pour lesquelles le spectre de réponse élastiques est fourni. Pour les classes S1 et S2, des études particulières sont nécessaires pour la définition de l'action sismique. La classification est donnée par le tableau suivant :

Classe	Description	Paramètres		
		$V_{s,30}(m/s)$	N (SPT)	Cu (Kpa)
A	Roche, au plus 5 m d'alluvions.	> 800	-	-
B	Sable très dense, gravie, argile raide, $h > 10$	360-800	> 50	> 250
C	Sable dense, moyennement dense, argile raide, $10 < h < 100$	180-360	15-50	70-250
D	Sable lâche, moyennement dense, argile ferme à molle	< 180	< 15	< 70
E	Alluvion C ou D, $5 m < h < 20 m$ , surmontant rocher A.			
S1	Couches contenant states $h > 10m$ , argile molle, $I_p > 40$ , $w$ élevée.	< 100 (indicatif)	-	10-20
S2	Site liquéfiable, tous autres types de site non référencé ci-dessus.			

Tableau 18 : Classification des sols selon EC8

Où :

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{(i=1,n)} \frac{h_i}{v_i}}$$

$V_{s,30}$  : Vitesse des ondes au cisaillement.

$h_i$  et  $v_i$  : Epaisseur (en mètres) et célérité des ondes de cisaillement de la  $i^{\text{ème}}$  formation ou couche sur un total de N existant sur les 30 m supérieurs.

N (SPT) : Nombre de coups par essai de pénétration normalisée

$C_u$  : Résistance au cisaillement du sol non drainé.

### 1.6.2 Le spectre de réponse de calcul :

Le spectre de réponse est une courbe qui permet de calculer et d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur. L'Eurocode 8 pose comme principe que "le mouvement dû au séisme en un point donné de la surface du sol est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération dénommé spectre de réponse élastique"[8].

Le spectre de réponse élastique dépend de l'accélération maximale de référence  $a_{gr}$ , du type de sol, par l'intermédiaire du paramètre S qui résulte de la classe de sol, et qui est donné par le tableau suivant :

Classe de sol	S	
	zone 1, 2, 3 et 4	zone 5
A	1	1
B	1.35	1.2
C	1.5	1.15
D	1.6	1.35
E	1.8	1.4

Tableau 19 : Coefficients de sol

Les périodes  $T_B$  et  $T_C$  sont respectivement la limite inférieure et supérieure des périodes correspondants au palier d'accélération spectrale constant, et  $T_D$  définit le début de la branche à déplacement spectrale constant.

Les valeurs de  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  sont données en fonction de la zone sismique et de la classe du sol dans le tableau suivant :

Classe de sol	Pour les zones de sismicité 1 à 4			Pour la zone de sismicité 5		
	TB	TC	TD	TB	TC	TD
A	0.03	0.2	2.5	0.15	0.4	2
B	0.05	0.25	2.5	0.15	0.5	2
C	0.06	0.4	2	0.2	0.6	2
D	0.1	0.6	1.5	0.2	0.8	2
E	0.08	0.45	1.25	0.15	0.5	2

Tableau 20 : Valeurs de TB, TC et TD en fonction de la classe de sol

Pour éviter les calculs non linéaires explicites, le calcul de la capacité de dissipation de l'énergie de la structure se fait par un calcul linéaire équivalent. Celui-ci est basé sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre de réponse élastique par l'introduction de la notion du coefficient de comportement  $q$ . Ce spectre réduit est dénommé le spectre de "réponse de calcul".

Le coefficient de comportement  $q$  permet un rattrapage empirique entre la sollicitation élastique et celle non linéaire. Ce coefficient s'applique linéairement sur un spectre élastique pour obtenir un spectre de calcul.

### 1.6.3 Coefficient de comportement $q$

Le coefficient de comportement dépend de la régularité du bâtiment et de la classe de ductilité. Il est déterminé suivant la relation [6]:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5$$

La méthode de détermination de  $q_0$ ,  $k_w$  ainsi que  $q$  sont détaillées dans l'annexe E.

Le spectre de calcul permet de déduire la réponse de la structure suite à l'action sismique au niveau du sol à partir de la connaissance de sa période de vibration.

En effet, un bâtiment est assimilable à un oscillateur simple avec une période fondamentale de vibration. Lorsque cette structure est excitée à sa base par une action sismique dotée d'une période d'excitation, la réponse de la structure à cette excitation est liée à la période de vibration de cette dernière.

Ainsi, pour chaque zone sismique et pour chaque classe de sol, des enregistrements et des calculs sont effectués pour une large gamme de périodes de vibration afin de déterminer la réponse maximale au niveau de la structure. L'ensemble de cette large gamme de périodes de vibration représente le spectre de calcul.

L'Eurocode 8 définit deux types de spectres de réponses. Le type 1 est utilisé pour une magnitude supérieure à 5.5 et le type 2 pour les séismes inférieurs. Les deux spectres sont présentés dans les tableaux ci-dessous[6].

Classe de sol	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
A	1.00	0.15	0.4	2
B	1.20	0.15	0.5	2
C	1.15	0.20	0.6	2
D	1.35	0.20	0.8	2
E	1.40	0.15	0.5	2

Tableau 21 : Spectre de réponse type 1

Classe de sol	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
A	1	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.1	0.25	1.2
D	1.8	0.1	0.3	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2

Tableau 22 : Spectre de réponse type 2

Lorsque l'accélération verticale est prise en compte, il faut également tenir compte du spectre de calcul vertical associé. Les valeurs recommandées sont rassemblées dans le tableau suivant.

Spectre	a <sub>vg</sub> /a <sub>g</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
Type 1	0.9	0.05	0.15	1
Type é	0.45	0.05	0.15	1

Tableau 23 : valeurs recommandées pour le spectre de réponse en présence de a<sub>vg</sub>

### I.6.4 Formule du spectre de réponse S<sub>d</sub>(T)

Le spectre de calcul pour l'analyse élastique horizontal est défini par [8]:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} + \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Et le spectre de calcul pour l'analyse élastique vertical est défini par [8]:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_{vg} \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} + \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \begin{cases} a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_d(T) = \begin{cases} a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$\beta$  : Coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal.  
 S, q, T<sub>B</sub>, T<sub>C</sub> des paramètres du spectre définis ci-dessus.

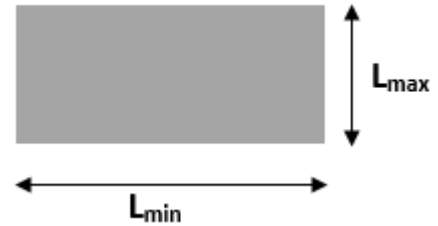
**I.7 Conditions de régularité des structures**

**I.7.1 Critère de régularité en plan**

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique par rapport aux deux directions orthogonales.

L'élançement en plan du bâtiment doit vérifier la relation [6]:

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} < 4$$



La forme en plan doit être compacte, délimitée pour chaque plancher par un contour polygonal convexe. Lorsqu'il existe des parties rentrantes ou saillantes, la régularité en plan est satisfaisante si :

$$\frac{\text{Surface du polygone convexe enveloppant}}{\text{surface du plancher}} \leq 1.05$$



Figure 28 : formes compactes de structures



Figure 27 : formes avec angles saillants ou rentrants

A chaque niveau, et dans chaque direction, l'excentricité e<sub>0</sub> doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0x} \leq 0,30. r_x \\ r_x \geq I_s \\ r_x^2 = \frac{\sum I_{ix}x_i^2 + \sum I_{iy}x_y^2}{\sum I_{ix}} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} e_{0y} \leq 0,30. r_y \\ r_y \geq I_s \\ r_y^2 = \frac{\sum I_{ix}x_i^2 + \sum I_{iy}x_y^2}{\sum I_{iy}} \end{array} \right.$$

$$I_s^2 = \frac{\text{Moment d'inertie polaire}}{\text{Masse du plancher}}$$

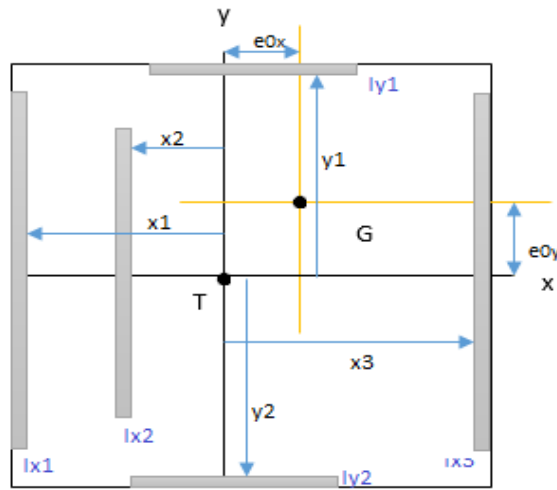


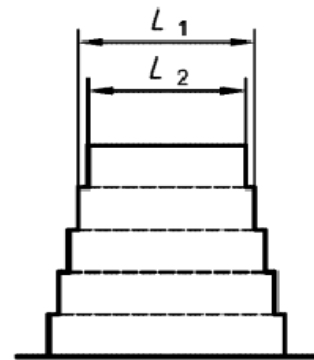
Figure 29 : Distances en plan

**1.7.2 Critère de régularité en élévation :**

L’Eurocode 8 exige que les éléments de contreventements doivent être continus de la fondation jusqu’au sommet de la structure.

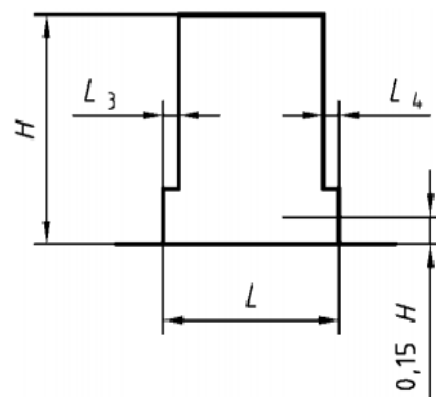
Dans le cas de retrait successif, l’exigence suivante doit être vérifiée[6] :

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$



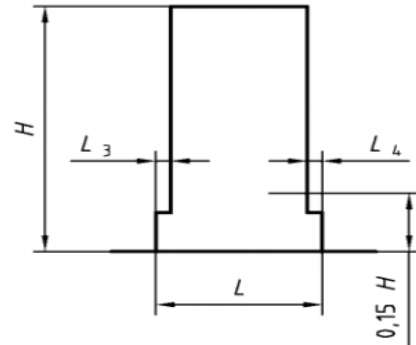
Dans le cas d’un seul retrait au-dessus de 0,15H, la condition est[6]:

$$\frac{L_3 + L_4}{L} \leq 0,20$$



Dans le cas d'un seul retrait situé en dessous de  $0,15H$ , la condition est [6]:

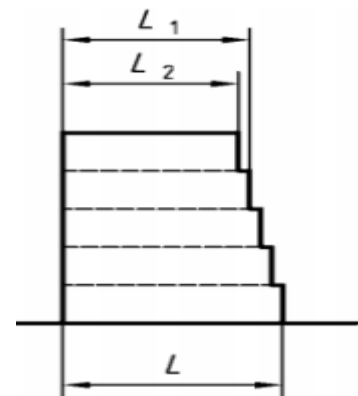
$$\frac{L_3 + L_4}{L} \leq 0,50$$



Dans le cas de retraits non symétriques[6]:

$$\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

$$\frac{L - L_2}{L_1} \leq 0,10$$



## II différentes méthodes du calcul sismique d'un bâtiment

Etant donné que les structures ne sont pas, en général, simples et présentes parfois des irrégularités en plan et en élévation, leurs assimilation à un oscillateur simple n'est pas toujours valable. Ainsi, le choix de la méthode de calcul sismique d'une structure dépend de sa géométrie. Les structures irrégulières réagissent vis-à-vis d'un séisme avec une série d'oscillations qui finissent par s'amortir avec le temps. Par conséquent, il est nécessaire d'utiliser une analyse modale pour ce type de structures.

### II.1 Régularité des structures et choix du type de modèle

Le choix du modèle de calcul est pris en tenant compte des critères de régularité de l'EC8, et en respectant les conditions présentées dans le tableau ci-dessous. La méthode d'analyse modale est possible dans tous les cas, mais la méthode simplifiée (méthode statique équivalente par force latérale) est utilisable que si la structure est régulière.

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
Plan	Élévation	Modélisation	Méthode d'Analyse linéaire	
OUI	OUI	2D	Force latérale	Valeur de référence
OUI	NON	2D	Modale	Valeur minorée de 0.8
NON	OUI	3D	Force latérale	Valeur de référence
NON	NON	3D	Modale	Valeur minorée de 0.8

Tableau 24 : Choix de la méthode d'Analyse

La réduction de coefficient de comportement de 0.8 s'applique seulement en cas des irrégularités en élévation[6].

## II.2 Modélisation de la structure

L'analyse dynamique requière un modèle représentant la structure qui sera par la suite introduit dans les programmes de calcul pour la détermination de périodes propres et des forces engendrées par le séisme. Aussi, deux types de modèles peuvent être envisagés :

- Le modèle par éléments finis
- Le modèle à masses concentrées et raideurs équivalentes.

La modélisation 2D est en plan, dont les nœuds ont 3 degrés de libertés : deux translations et une rotation. Dans la modélisation 3D, les nœuds ont 6 degrés de libertés, et les éléments finis sont des éléments plaques, coques, volume ou éléments barres.

Les modes de vibrations des structures se divisent en trois types :

- Les modes horizontaux : les déplacements engendrés sont tous dans une direction horizontale prépondérante, la force de cisaillement des poteaux est, généralement, la plus élevés dans ce mode.
- Les modes verticaux : ils mettent en jeu généralement des forces normales élevés sur les poteaux, et des forces de flexion sur les éléments horizontaux.
- Les modes de torsion : des modes de rotation autour d'un axe vertical.

La hauteur de calcul d'un bâtiment H est déterminée par le tableau suivant, où l'effet d'enfoncement du bâtiment dans le sol est pris en compte en fonction du type de sol[6].

Type de sol	Hauteur de calcul H
Structure fondée sur un sol de class A ou B	$H=H_0$
Structure fondée sur un sol de classe C	$H=H_0+H_1/2 \leq 1.5H_0$
Structure fondée sur un sol de type D ou E	$H=H_0+H_1 \leq 2H_0$

Tableau 25 : Hauteur de calcul en fonction de la qualité de sol



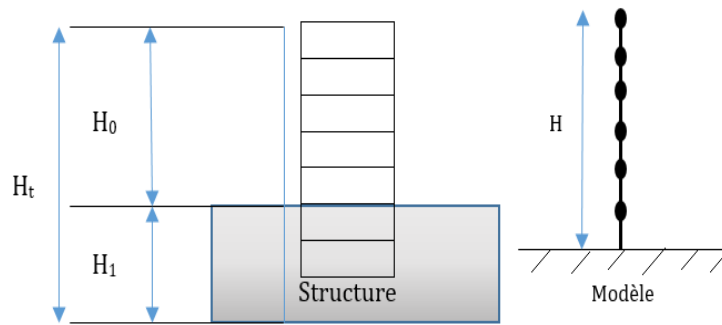


Figure 30 : Définition de la hauteur de calcul

### II.3 Méthode d'analyse linéaire simplifiée (force latérale ou statique équivalente)

Afin de simplifier l'étude de l'action sismique, les forces dynamiques agissant sur la structure sont remplacées par un système de forces statiques de manière à obtenir des effets équivalents à ceux des actions dynamiques. Etant donné que la direction des actions sismiques est aléatoire dans le plan horizontal, les actions statiques équivalentes successives sont appliquées suivant deux directions orthogonales, généralement les axes principaux de la structure. La méthode par force latérale s'applique en trois étapes :

1. La condition d'application de la méthode de calcul simplifiée.
2. La détermination de la période fondamentale de vibration.
3. La détermination de la force statique équivalente par étage.

#### II.3.1 Conditions d'application

Cette méthode est applicable sur les bâtiments qui respectent les conditions suivantes[6] :

- Une régularité en élévation
- Des périodes de vibration  $T_1$  dans les deux directions qui respectent les conditions :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4.T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

#### II.3.2 Périodes et mode fondamentale :

Pour les bâtiments inférieurs à 40 m de hauteur, la détermination des périodes fondamentales de vibrations  $T_1$  suivant les deux directions, peut être effectué en utilisant la formule [6]:

$$T_1 = C_t \cdot H_{3/4}$$

Où :

$$C_t = \begin{cases} 0.085 & \text{Pour les portiques spatiaux en acier} \\ 0.075 & \text{Pour les portiques spatiaux en béton et pour les} \\ & \text{triangulations excentrés en acier} \\ 0.050 & \text{Pour toutes les autres structures sauf le} \\ & \text{contreventement par mur} \end{cases}$$

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (\frac{l_{wi}}{H})^2)]$$

H= Hauteur du bâtiment en mètre

$A_c$ = Aire effective totale, en mètre carré, des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment.

$A_i$  = Aire effective de la section transversale du mur de contreventement dans la direction considérée i au premier niveau du bâtiment, en mètre carré.

$l_{wi}$ = Longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées, en mètre, sous la condition que  $l_{wi}/H$  ne dépasse pas 0.9.

La relation suivante relie la période de vibration selon les deux directions et le déplacement maximale au sommet du bâtiment :

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$$

### II.3.3 Effort tranchant à la base

Pour chaque direction principale analysée, on peut déterminer l'effort tranchant à la base à l'aide de la formule suivante[6] :

$$F_b = S_d \cdot m \cdot \lambda$$

$S_d$ : ordonnée du spectre de calcul pour la période  $T_1$ .

$M$  : masse totale du bâtiment.

$\lambda$ : coefficient de correction.

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{Si } T \leq 2T_c \text{ et si le bâtiment a plus de 2} \\ & \text{étages} \\ 1.00 & \text{Dans les autres cas} \end{cases}$$

### II.3.4 L'effort tranchant dans chaque étage

L'effort tranchant à la base est distribué sur la hauteur de la structure, en appliquant des forces horizontales sur chaque étage selon la formule[6]:

$$F_i = F_b \cdot \frac{S_i \cdot m_i}{\sum S_j \cdot m_j}$$

Où :

$F_i$  : effort tranchant dans chaque étage  $i$ .

$F_b$  : effort tranchant à la base

$S_i$  et  $s_j$  : déplacements des masses  $m_i$  et  $m_j$  dans le mode fondamentale

$m_i$  et  $m_j$  : masses des niveaux.

Si on suppose que les déplacements horizontaux croissent linéairement, on obtient alors :

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

$z_i$  et  $z_j$  : hauteurs des masses  $m_i$  et  $m_j$  au-dessus du niveau d'application de l'action sismique.

### II.3.5 Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente

#### a. Conditions de régularité en élévation

Le critère de vérification de la régularité en élévation de notre structure est le suivant [6]:

$$\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

Notre ouvrage présente deux types de décrochement. Les figures suivantes illustrent ces décrochements.

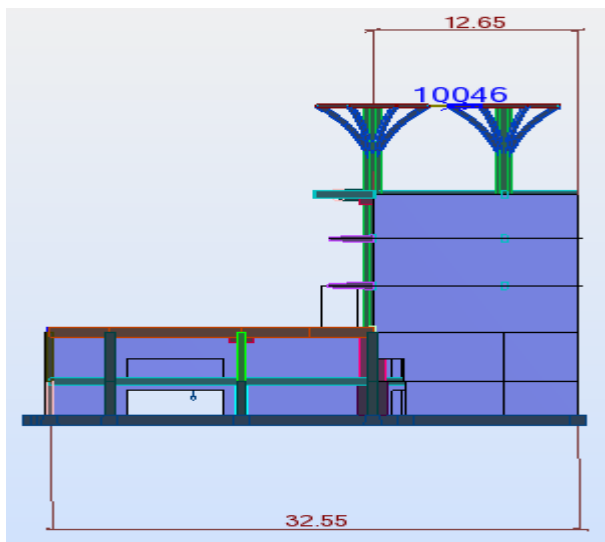


Figure 32 : Vue en élévation du premier décrochement

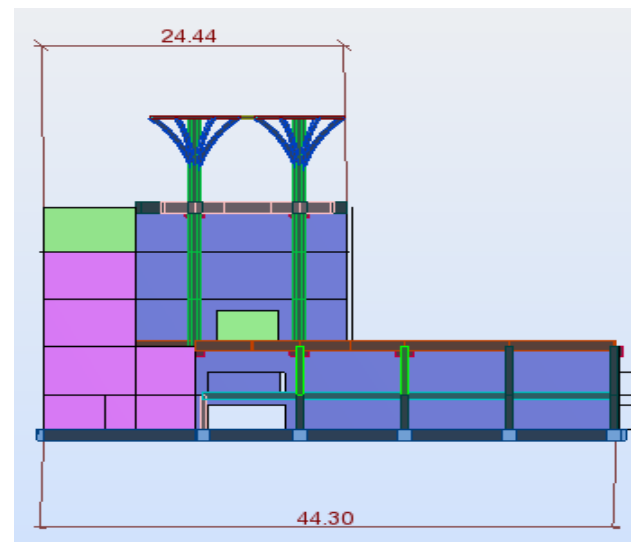


Figure 31 : Vue en élévation du deuxième décrochement.

Pour le premier cas de décrochement, nous avons :

$$\frac{L - L_2}{L} = \frac{32,55 - 12,65}{32,55} = 0,611 \geq 0,30 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Pour le deuxième décrochement :

$$\frac{L-L_2}{L} = \frac{44,16-22,15}{44,16} = 0,498 \geq 0,30 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La structure ne présente pas une régularité en élévation, Nous en déduisant que la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de ce bâtiment.

## II.4 La méthode d'Analyse modale spectrale

En supposant que les sollicitations engendrées par le séisme sont décrites par un spectre de réponse, et que le comportement des structures est élastique (ce qui nous permet de calculer les modes propres), la méthode d'analyse modale calcul les effets maximaux d'un séisme. Elle s'effectue en trois étapes :

- Sélection des modes propres de vibration de la structure.
- Sélection des modes utiles, prise en compte des pseudo-modes et détermination des effets engendrés par le séisme dans la structure pour chaque mode propre de vibration.
- Réponse effective de la structure suite au séisme par combinaison des effets engendrés pour chaque mode propre de vibration.

L'analyse modale spectrale peut être appliquée à tous types de structures (sans prise en compte des irrégularités des bâtiments ou des ouvrages), à l'exception des deux cas[6] :

- Structures présentant des non linéarités mécaniques (Isolateurs et amortisseurs)
- Structures présentant des non linéarités géométriques accusées (décollement des radiers  $\geq 30\%$  suivant le paragraphe 2.4.5 entrechoquement)

### II.4.1 Recherche des modes propres

Pour une approche réaliste, le mouvement global de la structure est pris comme une combinaison de  $n$  déformées de  $n$  modes de vibration. La décomposition permet alors de ramener l'étude d'un système de  $m$  degré de liberté à l'étude de  $n$  oscillateurs simple.

### II.4.2 Sélection des modes utiles

En pratique, seulement une partie des modes propres apporte une contribution significative à la réponse de la structure. Le mode fondamentale à toujours la période la plus grande. Le critère le plus utilisé pour sélectionner les modes propres est le critère de la masse modale effective basé sur la normalisation des vecteurs par rapport aux masses. La masse modale effective pour un mode  $i$  est la masse accélérée par l'accélération fournie par le spectre de réponse dans la direction étudiée.

Le calcul des modes de vibrations doit être jusqu'à la fréquence de coupure du spectre, qui est [6]:

- 33 Hz pour les ouvrages à risque normal
- 25 Hz pour les ouvrages à risque spécial

La sélection des modes propres utiles se fait en considérant les deux conditions suivantes :

- **Première condition**

La somme des masses modales du mode considéré doit être égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.

La masse modale effective associée au mode considéré doit être égale au moins à 5% de la masse totale de la structure. [8]

- **Deuxième condition**

Si la condition précédente n'est pas vérifiée, la sélection des modes propres se fait par la condition suivante [8] :

$$k \geq 3\sqrt{n}$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s}$$

Où :

k : nombre de modes à prendre en considération

n : nombre de niveaux en dessus des fondations.

$T_k$  : période de vibration de période k.

#### II.4.3 Prise en compte des pseudo-modes

Si le cumul des masses modales est inférieur à 90% de la masse totale de la structure (à la fréquence de coupure), alors, il faut prendre en compte les pseudo-périodes.

#### II.4.4 Combinaison des réponses modales

Les réponses modales sont combinées pour constituer les effets réels du séisme. Pour cela, trois méthodes sont utilisées[6] :

##### **Combinaison arithmétique**

Dans cette méthode, les réponses maximales sont supposées passer au même instant par leurs valeurs maximales avec le signe le plus défavorable pour le dimensionnement. Alors, nous faisons des additions simples dans le sens le plus défavorable des efforts. Cette méthode est généralement inutilisable car elle donne de grands surdimensionnements injustifiés.

##### **Combinaison quadratique**

Cette méthode est utilisée lorsque les réponses modales n'atteignent pas leurs valeurs maximales au même temps. On peut supposer que les modes sont indépendants si les périodes  $T_i$  et  $T_j$  vérifient la condition :

$$\text{Si : } T_i \leq T_j \quad \text{alors : } T_j \leq 0,9T_i$$

Cette condition concerne tous les modes, de translation ou de torsion.

Si tous les modes propres sont indépendants, la valeur maximale X d'une réponse (déplacement, contrainte, effort ...) est donnée par :

$$X = \sqrt{\sum_1^n x_i^2}$$

Donc, la valeur maximale de l'action sismique est :

$$E = \sqrt{\sum_1^n E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré (force, déplacement, ..)

E<sub>i</sub> : valeur de cette effet de l'action sismique du au mode i.

Cette méthode donne de bons résultats étant donné que les modes sont généralement séparés.

### Combinaison quadratique complète (CQC)

Dans cette méthode, on considère la corrélation existant entre chaque deux réponses données par l'écart entre les fréquences propres. La formule suivante donne la valeur de la réponse maximale X en fonction des réponses x<sub>i</sub> et x<sub>j</sub> des deux modes i et j :

$$X = \sqrt{\sum_1^n (\alpha_{i,j} \cdot x_i \cdot x_j)}$$

$\alpha_{i,j}$  : Coefficient de corrélation des fréquences ou des pulsations.

## II.5 Calcul de la charge sismique

La détermination des charges sismiques pour le calcul dynamique est réalisée selon l'Eurocode8 (NF EN 1998-1, Septembre 2005). Le spectre de réponse utilisé est celui du RPA 99/2003.

Les coefficients nécessaires pour déterminer le spectre de réponse selon le RPA 99 version 2003 sont :

- Coefficient d'accélération de zone A = 0,4 (Alger se situe dans la zone sismique III)
- Groupe d'usage 1A
- Facteur de qualité Q déterminé à partir de la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Pour les sous bâtiments appartenant au bâtiment C on peut tirer les paramètres suivants :

Ils ne respectent pas les conditions minimales sur les files de contreventement	$P_{q1} = 0,05$
Ils ne respectent pas les conditions minimales sur la redondance en plan :	$P_{q2} = 0,05$
Ils ne respectent pas les conditions minimales sur la régularité en plan	$P_{q3} = 0,05$
Ils ne respectent pas les conditions minimales sur la régularité en élévation	$P_{q4} = 0,05$

Alors :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05) = 1,20$$

Le coefficient de comportement global de la structure est :  $R = 3$  (système de contreventement formé par des voiles porteurs et des noyaux)

Classification des sites en catégorie S2 :

- $T_1 = 0,15$  s (RPA 99 version 2003, tableau 4.7)
- $T_2 = 0,40$  s (RPA 99 version 2003, tableau 4.7)

En se basant sur les données de notre sol

- $T_2 = 0,50$  s (EN 1998-1, tableau 3.2)

Le spectre de réponse de calcul (RPA 99 version 2003, expression (4.13))

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

Selon le code algérien RPA 99/2003, le coefficient de comportement peut être pris égal à 3,5. Pour obtenir une plus grande sécurité, et étant donné que les systèmes de contreventement ne peuvent pas être classés sans équivoque dans les catégories définies par la norme, le coefficient de comportement de la structure est choisi avec une valeur de 3,0. Cette valeur est en accord avec celle de la norme européenne EN 1998-1.

Par ailleurs, la norme algérienne autorise la prise en compte d'un amortissement de 10%. Cette valeur peut être appliquée pour tout type de système en béton armé. Dans la norme européenne EN 1998-1, la valeur recommandée pour l'amortissement est de 5%. L'application d'un amortissement de 5% au lieu de 10% augmente la sécurité des ouvrages. Pour cette raison, nous avons choisi d'utiliser la valeur de l'Eurocode 8.

De ce fait, le rapport coefficient de comportement sur facteur de qualité est égal à :

$$\frac{R}{Q} = \frac{3}{1,2} = 2,5$$

Cette valeur correspond à la valeur issue de la norme européenne EN 1998-1, car selon cette norme, le coefficient de comportement  $q$  est égal à :

$$q = 0,80 \cdot 3,00 = 2,40$$

Le coefficient de comportement issu de la même norme doit être multiplié par 0,8 étant donné que le bâtiment ne respecte pas les conditions de régularité en élévation.

Le niveau de sécurité entre les deux normes est donc comparable en ce qui concerne le spectre de réponse. Les justifications et les mesures constructives doivent respecter les exigences de la norme européenne EN 1998-1 car les exigences y sont plus élevées que dans la norme algérienne RPA 99/2003.

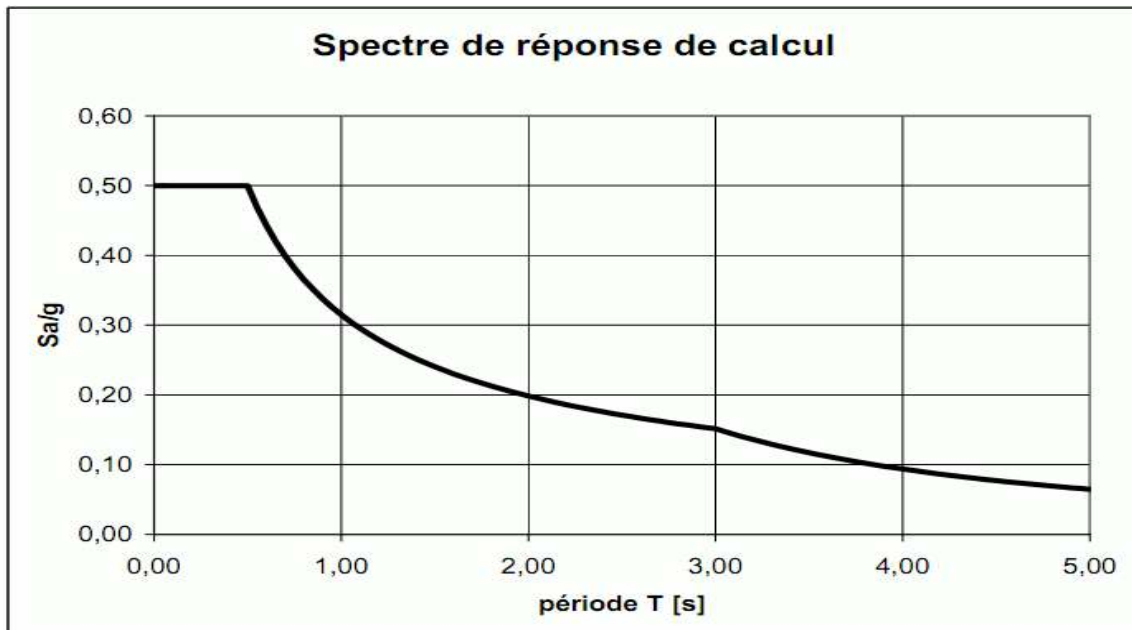


Figure 33 : Spectre de réponse de calcul pour le bâtiment C

### III Application de la méthode modale spectrale



L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure en respectant des étapes bien définis.

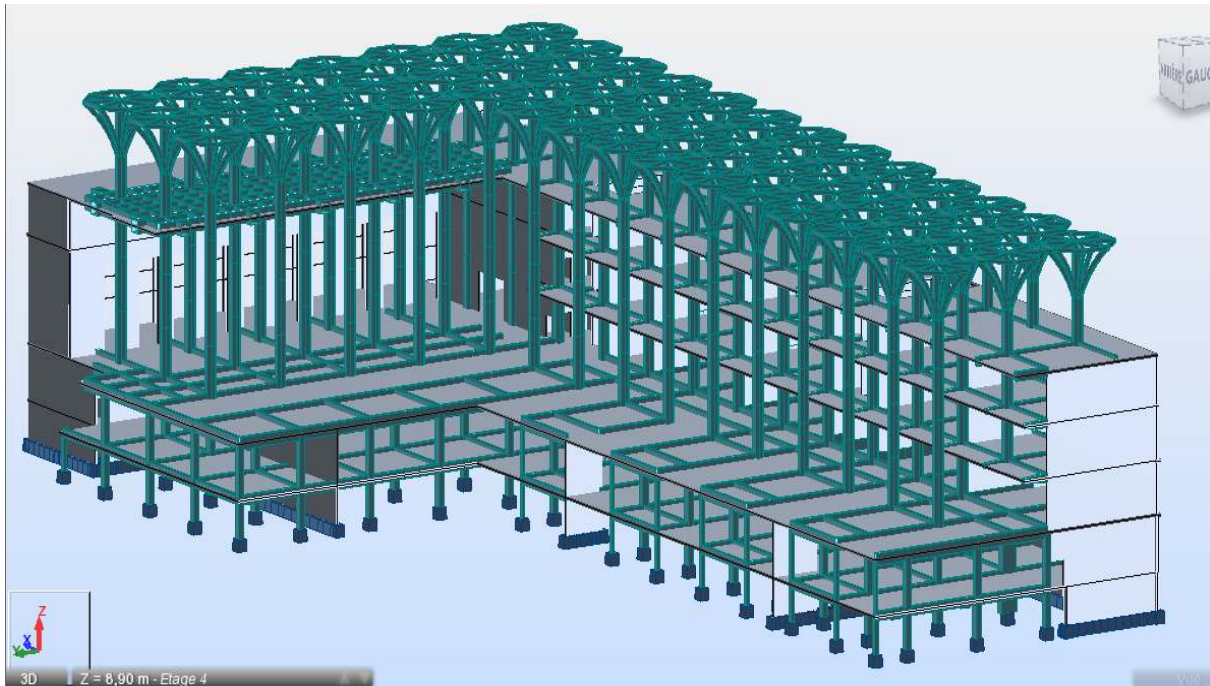


Figure 34 : Modélisation de la structure par le logiciel Robot structural Analysis

### III.1 Modélisation de la structure

La modélisation de la structure est faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional, version 2015. La figure ci-dessus représente le modèle utilisé.

### III.2 Systèmes de contreventement du bâtiment

Deux systèmes de contreventement sont utilisés pour assurer la stabilité de la structure : un système de contreventement par portiques, et un système de contreventement par voiles porteurs.

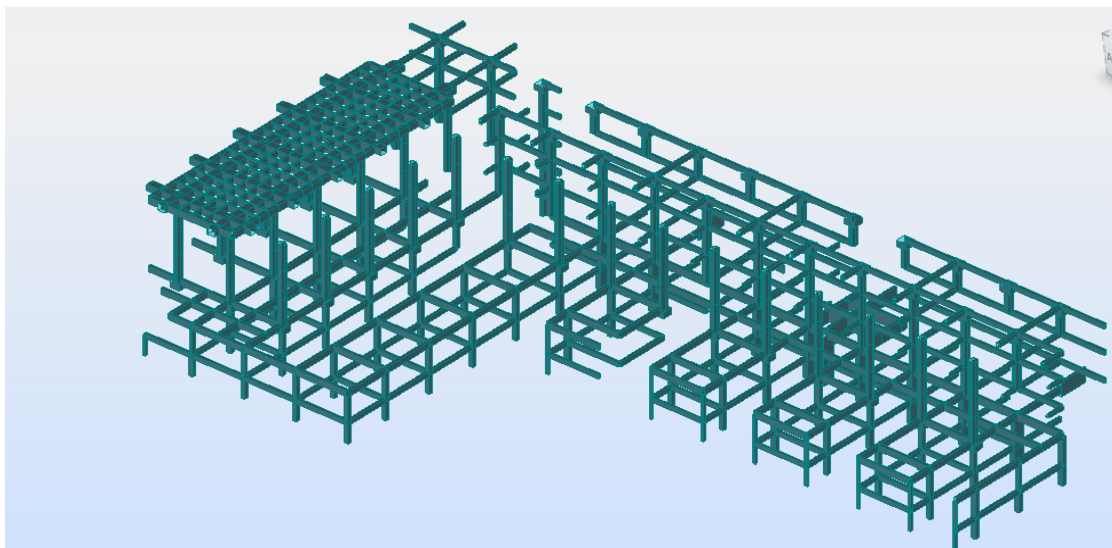


Figure 35 : Système de contreventement par portiques

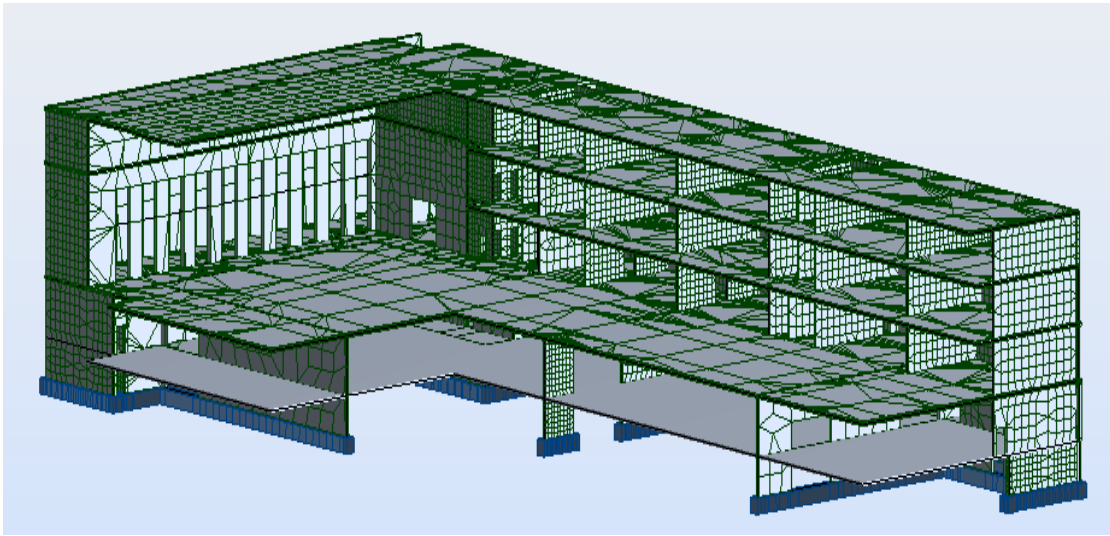


Figure 36 : Système de contreventement par voiles

La toiture terrasse du bâtiment est occupée par des chapiteaux en béton armé portés des poteaux. Pour représenter les chapiteaux, un modèle est choisi. Il est illustré par les figures suivantes :



Figure 37 : Vue du chapiteau

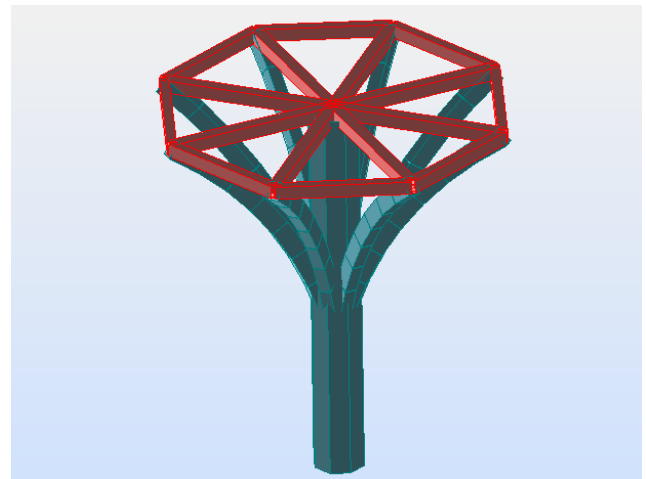


Figure 38 : Modèle utilisé pour le chapiteau

Ces chapiteaux sont reliés entre eux par des profilés en charpente métallique. Des câbles tirants assurent un bon comportement de l'ensemble poteau-chapiteaux, en cas de séisme, de vent, ou autre.

Les profilés métalliques travaillent en compression et en traction si l'ensemble poteaux-chapiteaux se met à vibrer, Les câbles travaillent seulement en traction, ils jouent le rôle de tirants. L'ensemble profilés-câble garde une distance minimale entre deux chapiteaux en cas de vibration due aux forces sismiques.

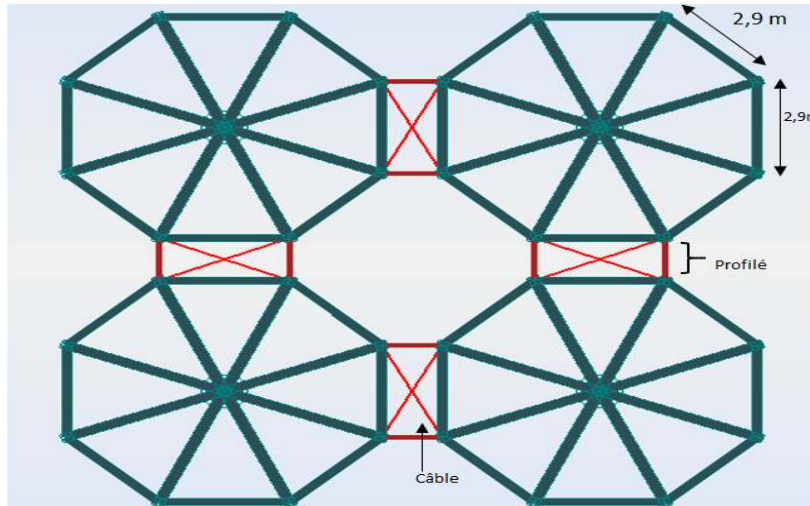


Figure 39 : Chapiteaux reliés par les profilés et les câbles

### III.3 Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges prises en considération, après introduction des charges permanentes et des charges d'exploitations agissant sur la structure dans le logiciel, sont définies dans le tableau suivant :

Combinaison	Formule
ELU	$1,35G+1,5Q$
ELS	$G+Q$
ELA	$G+Q\pm E$
Combinaisons de Newmark	$EX+0,3EY+0,3EZ$
	$0,3EX+EY+0,3EZ$
	$0,3EX+0,3EY+EZ$

Tableau 26 : Combinaisons de charges

Pour prendre en considération l'effet des accélérations verticales et horizontales, les trois combinaisons linaires suivantes reliant les charges sismiques doivent être prises en considération. On les appelle les combinaisons de Newmark[8] :

$$\begin{aligned}
 &EX+0,3EY+0,3EZ \\
 &0,3EX+EY+0,3EZ \\
 &0,3EX+0,3EY+EZ
 \end{aligned}$$

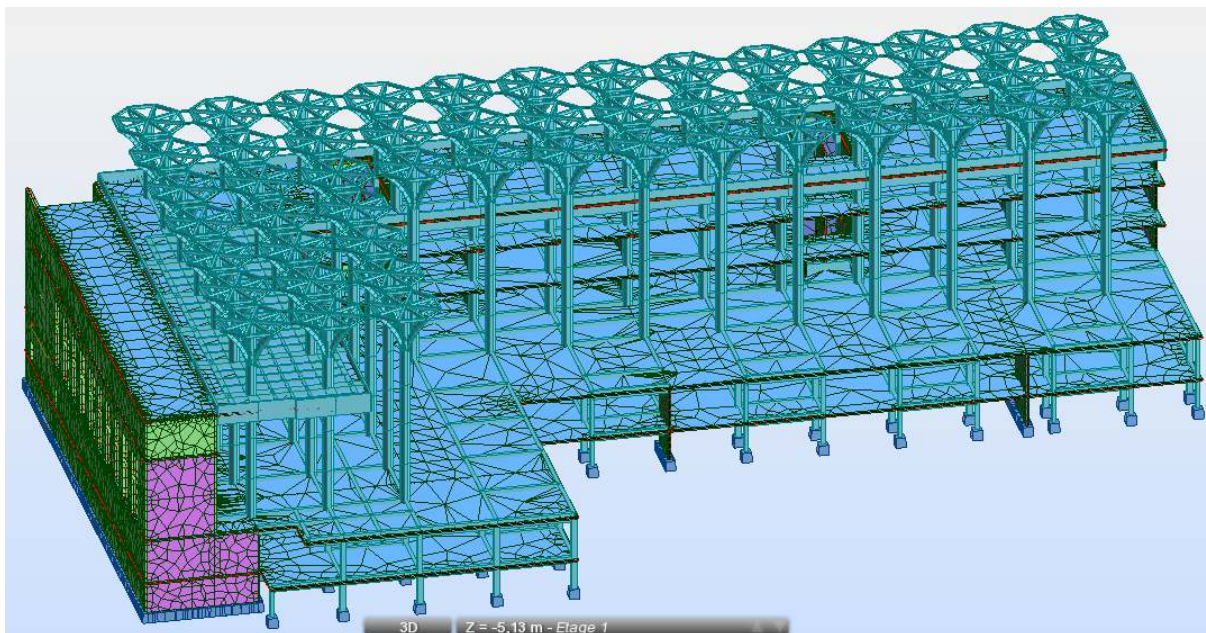
Où :

- EX : effort sismique selon la direction X.
- EY : effort sismique selon la direction Y.
- EZ : effort sismique selon la direction Z.

Les données introduites dans le logiciel sont :



- Zone sismique : forte



- Classe d'importance : 3
- Classe de sol : C
- Coefficient de comportement : 2,4
- Classe d'importance : catégorie 4, coefficient d'importance  $\gamma = 1,4$
- Spectre de calcul : le spectre de l'RPA 99, version 2013.

Le maillage est réalisé avec les paramètres suivants :

- Méthode de Delaunay
- Eléments utilisés pour le maillage : éléments surfacique quadrangle et volumique tétraèdre.
- Divisions utilisées : 16x16.

La structure maillée est présentée sur la figure suivante :

Figure 40 : Maillage de la structure

## IV Résultats de l'analyse

Les résultats obtenus par le logiciel sont présentés dans l'annexe E. Le tableau des résultats donne, pour les 100 modes de vibration, les valeurs des masses modales et de la masse modale cumulée dans les trois directions, ainsi que les périodes propres et les fréquences.

Le nombre de modes est fixé après plusieurs essais d'analyse pour vérifier une des conditions nécessaires de l'Eurocode 8. Il s'agit de la prise en compte de l'analyse faite, concernant la fréquence de coupure et les masses modales.

Pour que le nombre de modes propres pris soit suffisant, il est nécessaire qu'une des conditions suivantes soit validée :

- La valeur de fréquence obtenue pour le dernier mode soit égale au moins à 33 Hz pour les ouvrages à risque normale, ou à 25 Hz pour les ouvrages à risque spéciale.
- La valeur de la masse modale cumulée pour le dernier mode égale au moins à 70% de la masse totale de la structure.

Dans le tableau des résultats, la valeur de la masse modale cumulée pour le dernier mode (mode 100) dépasse de 70% la masse totale de la structure. Elle est égale à **72,77%** pour la direction x, et **76,24** pour la direction y. On en déduit que l'analyse est validée.

Le premier mode représente le mode fondamental de vibration, il possède la plus grande période.

La valeur de la période fondamentale de la structure est : **T = 1,14 s**

#### IV.1 Sélection des modes utiles

Selon les deux règles de l'Eurocode 8, pour la sélection des modes utiles, il faut vérifier les deux conditions qu'on a décrites dans la section 2-4-2.

Le plus grand pourcentage de la masse modale cumulée obtenue est de 70%. Aussi, cette condition n'est pas vérifiée dans notre analyse. Par conséquent, on ne peut pas sélectionner les modes utiles par cette condition.

Le nombre de modes propres possédant une masse modale qui dépasse la valeur de 5% est de 6. Ces modes sont présentés dans le tableau ci-après :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [s]	Masses cumulées UX [%]	Masses cumulées UY [%]	Masses cumulées UZ [%]	Masses modale UX [%]	Masses modale UY [%]	Masses modale UZ [%]
<b>4</b>	3,9	0,26	2,85	11,16	0,57	2,61	<b>11,16</b>	0,57
<b>6</b>	4,38	0,23	9,72	16,94	1,26	2,3	<b>5,74</b>	0,06
<b>26</b>	6,09	0,16	17,85	39,18	1,67	3,86	<b>18,97</b>	0,24
<b>32</b>	7,66	0,13	31,77	64,3	1,9	<b>13,88</b>	<b>25,06</b>	0,22
<b>61</b>	9,82	0,1	52,3	68,6	14,49	<b>18,06</b>	0,98	0,04
<b>62</b>	9,86	0,1	65,07	68,91	14,71	<b>12,77</b>	0,31	0,23

Tableau 27 : Modes utiles sélectionnés

#### IV.2 Présentation des modes

##### IV.2.1 Premier mode utile (mode 4)

Dans ce mode, la masse modale excitée suivant le sens y est supérieure à 5%. Dans le cas d'un séisme, une rotation autour d'un axe vertical z passant par l'angle saillant du bâtiment est prévue, c'est un mode de torsion.

La figure suivante illustre bien l'effet du séisme sur la structure dans le cas du mode 4.

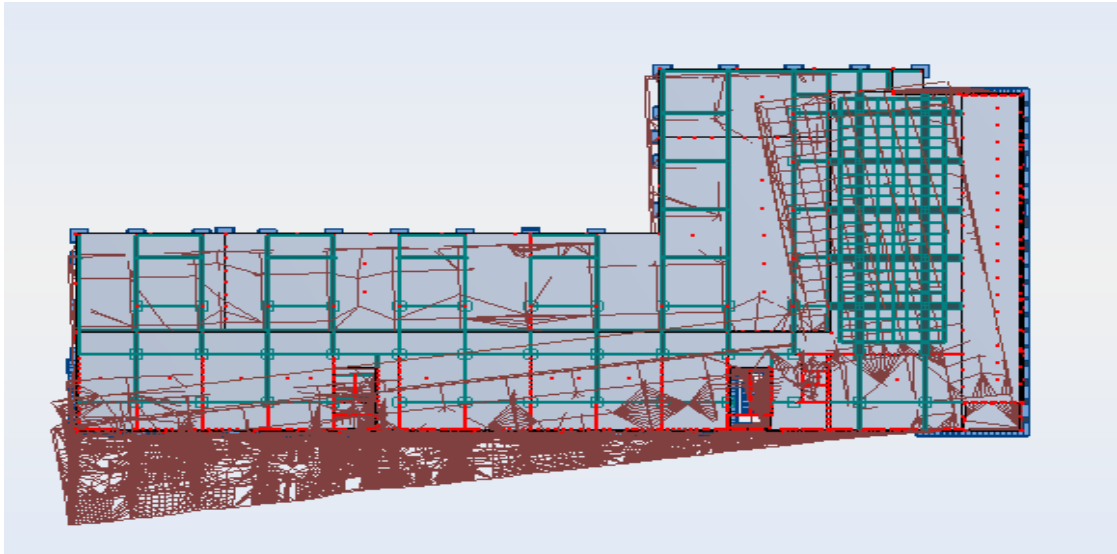


Figure 41 : Forme propre du mode 4

#### IV.2.2 Deuxième mode utile (mode 6)

Dans ce mode propre, la masse modale excitée égale à 5,74% selon la direction y. En cas de séisme de ce type, une translation des deux ailes de la structure est prévue suivant les deux axes x et y : c'est un mode de translation. La figure suivante montre bien le phénomène.

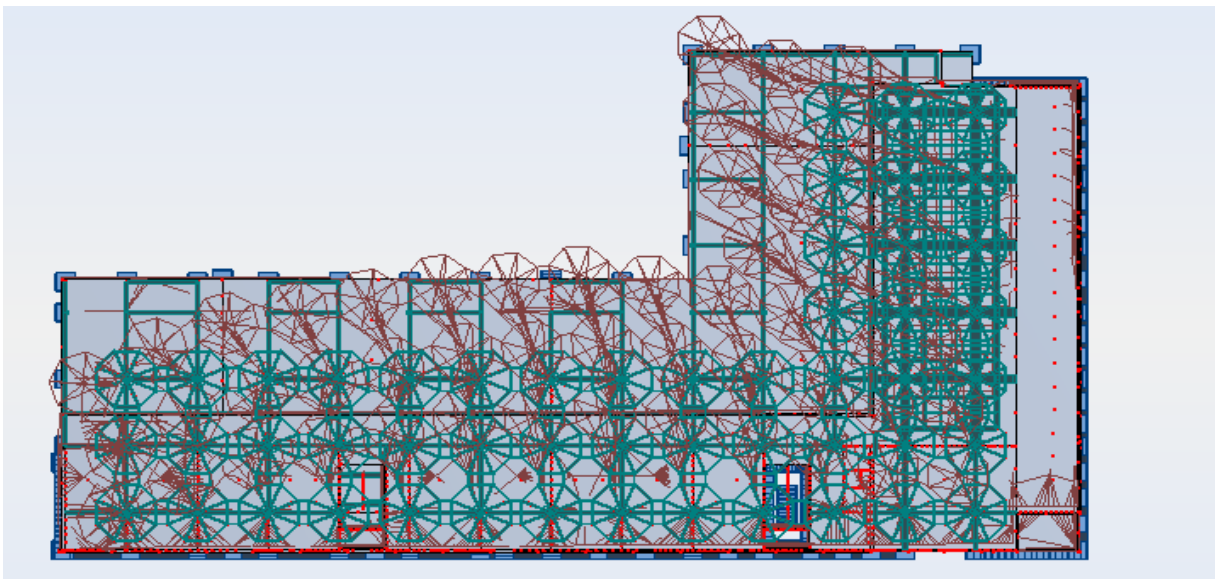


Figure 42 : Forme propre du mode 6

### IV.2.3 Troisième mode utile (mode 26)

La masse excitée est grande suivant y. Elle est de l'ordre de 19%. Ce résultat montre une translation horizontale de l'aile Est suivant la direction y, et de l'aile Sud suivant l'axe x.

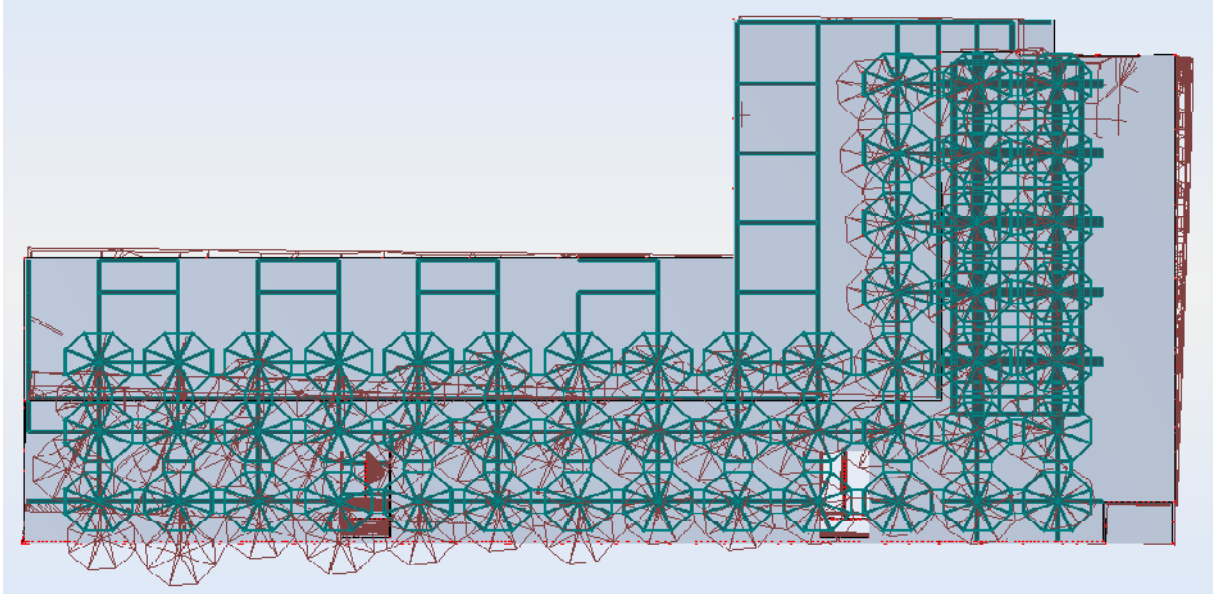


Figure 43 : Forme propre du mode 26

### IV.2.4 Quatrième mode utile (mode 32)

Dans ce mode, la déformée de la structure montre une translation horizontale de tout le bâtiment suivant les deux directions x et y. Cela est logique si on fait la comparaison avec les résultats de l'analyse dynamique pour ce mode qui a donné une grande masse modale selon les axes x et y.

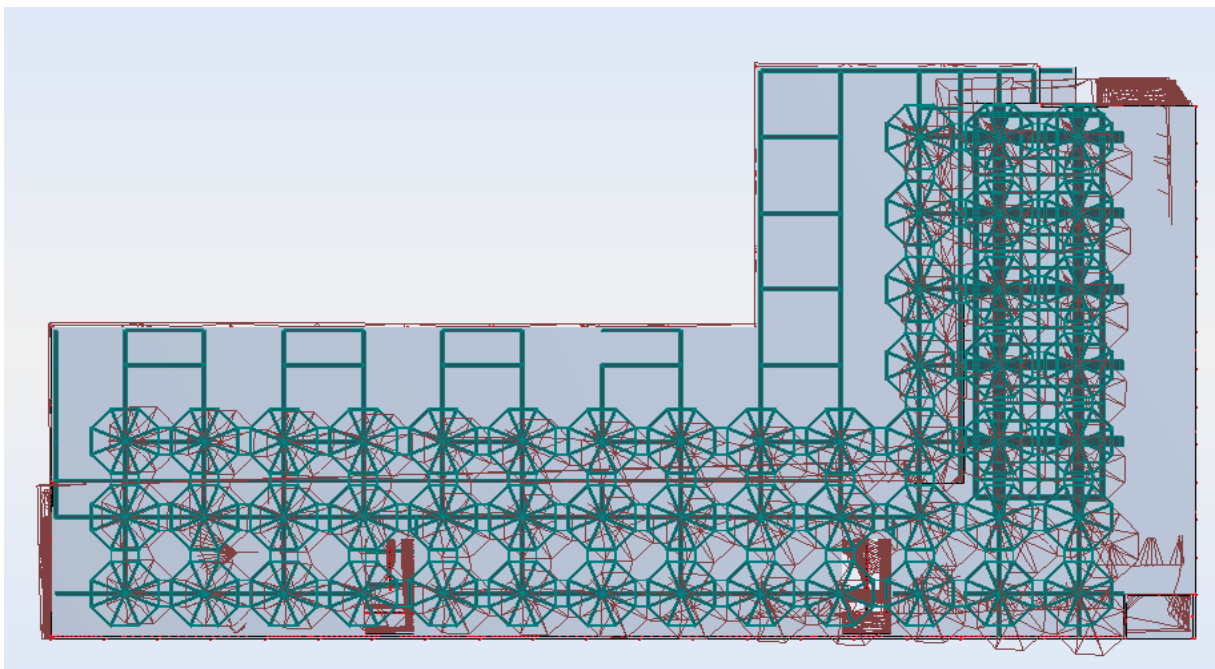
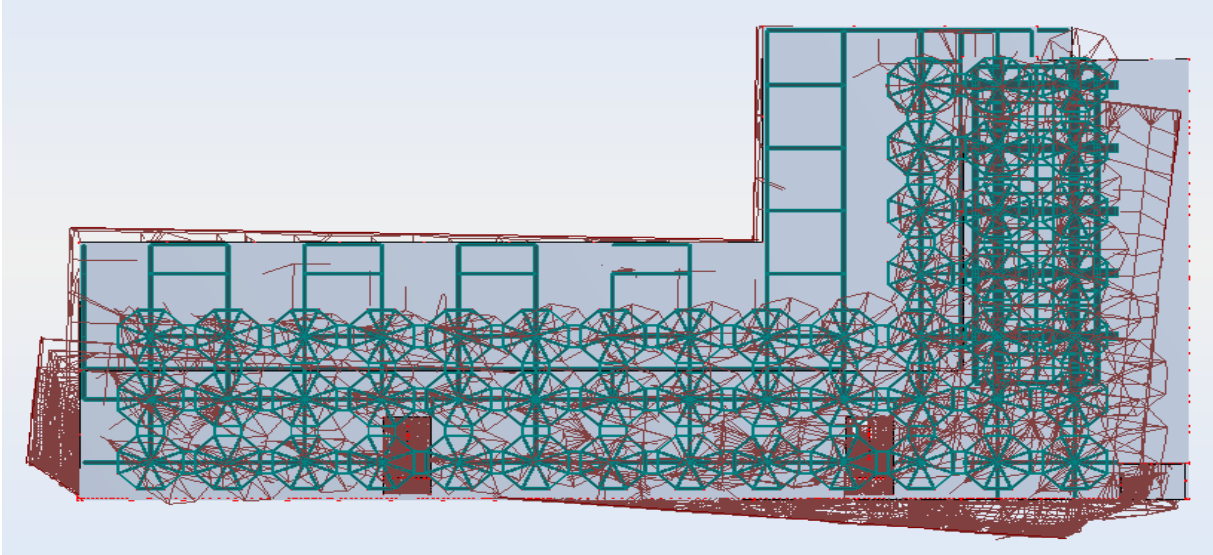


Figure 44 : Forme propre du mode 32



#### IV.2.5 Cinquième mode utile (mode 61)

Le mode 61 est un mode de torsion. Une rotation de la structure est engendrée par la force sismique à cause du déplacement de la masse modale fictive dans le sens x. Cette rotation est autour d'un axe de direction z, qui passe par l'angle rentrant de la



structure.

Figure 45 : Forme propre du mode 61

#### IV.2.6 Le sixième mode utile (mode 62) :

Ce mode est un mode de rotation autour de l'angle rentrant, la grande masse modale qui se déplace suivant l'axe x a engendré une grande rotation de tout le bâtiment : c'est un mode de torsion.

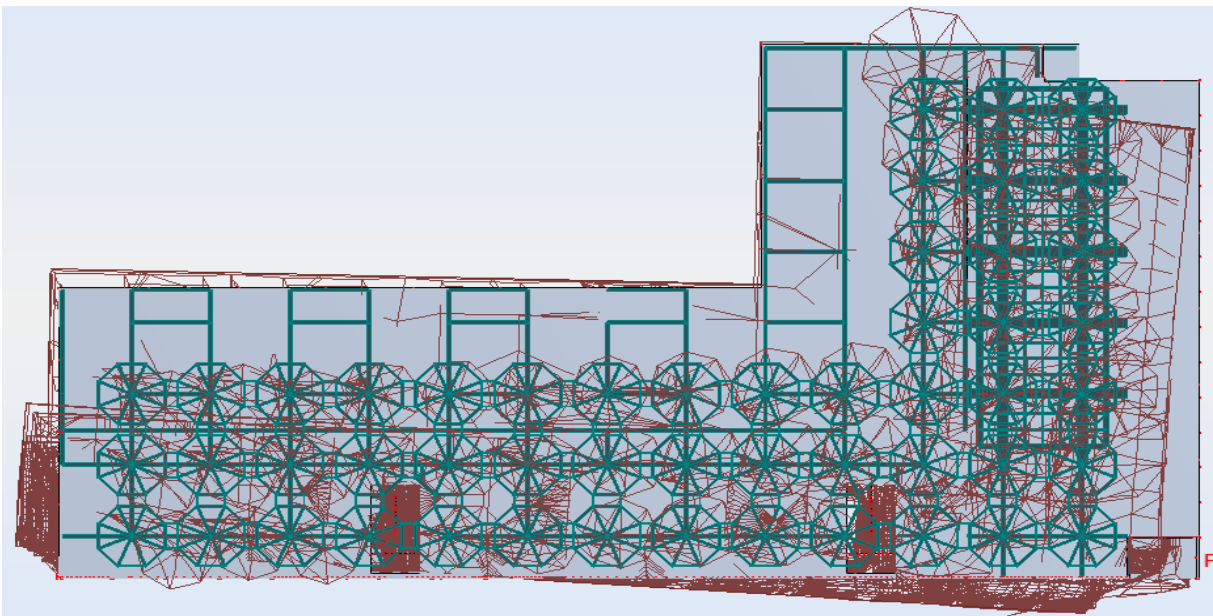


Figure 46 : Forme propre du mode 62



Les modes les plus importants sont donc des modes de translation et de torsion. Trois parmi eux engendrent des translations horizontales, et en revanche, les trois autres engendrent des rotations autour d'un axe vertical.

### IV.3 Combinaison quadratique complète des modes (CQC)

La combinaison des modes qui donne la représentation la plus proche d'un séisme réel est la combinaison quadratique complète (CQC). Les résultats obtenus pour cette combinaison sont présentés sur la figure suivante.

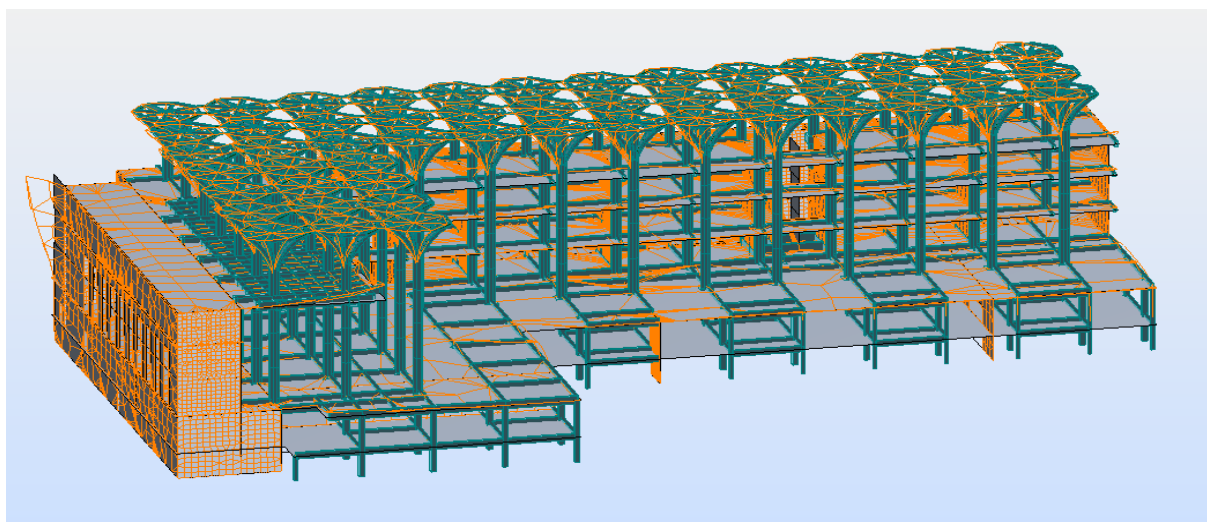


Figure 47 : Résultats de l'application de la combinaison CQC sur la structure

### IV.4 Efforts maximaux appliqués sur la structure

Les efforts maximaux appliqués sur la structure sont obtenus après l'application de la combinaison CQC sur la structure. Ils sont résumés dans le tableau suivant :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kN.m]	MY [kN.m]	MZ [kN.m]
<b>Effort maximal</b>	12403,15	3623,86	5020,60	411,33	37,33	6815,28

Tableau 28 : Efforts maximaux appliqués sur la structure

L'effort maximal, appliqué sur la structure, se trouve dans le sens x. il dépasse les 12MN. Concernant les moments, le moment maximal est obtenu pour la rotation autour de l'axe z. C'est logique compte tenu de la forme de notre bâtiment (forme en L avec un grand décrochement) et qui a tendance toujours à se tourner autour d'un axe vertical.

### IV.5 Limitation du déplacement relatif entre étages

Le déplacement relatif entre étages représente la différence du déplacement latéral moyen entre le haut et le bas de l'étage considéré. L'Eurocode8 propose des vérifications sur les déplacements relatives entre étages, en respectant les conditions suivantes [8]:

a) Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux constitués de matériaux fragiles liés à la structure :

$$\frac{d_r}{v} \leq 0,004. h$$

b) pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux avec un mode de fixation tel que ces éléments ne subissent pas la déformation de la structure :

$$\frac{d_r}{v} \leq 0,006. h$$

Avec :

$d_r$ : déplacement relatif entre étages.

$h$  hauteur de l'étage ;

$v$  : coefficient de réduction tenant compte d'une période de retour réduite de l'événement sismique associé à l'état limite de service.

Catégorie d'importance	I	II	III	IV
Coefficient de réduction $v$	2,5	2,5	2	2

Tableau 29 : les valeurs du coefficient de réduction

Pour notre structure, la relation applicable est celle concernant bâtiments ayant des éléments non structuraux constitués de matériaux fragiles liés à la structure. Alors, on trouve que :

$$d_r \leq 0,004. h. v$$

D'après ce tableau précédent, la valeur de  $v$  dans notre cas est égale à 2.

Les déplacements maximaux au niveau de nos étages sont :

Niveau	Aile Sud				Aile Est			
	$d_x$	$d_y$	$d_z$	$z$	$d_x$	$d_y$	$d_z$	$z$
3	0.8	1.4	0.4	13.25	0.6	0.4	0.2	13.25
2	0.3	1.1	0.6	8.9	0.4	0.3	0.2	8.9
1	0,5	0.2	0.5	4.3	0.3	0.2	0.2	4.3
RDC	0.1	0.3	0.3	0	0.2	0.1	0.2	0

Tableau 30 : Les valeurs des déplacements maximales dans chaque étage

Niveau	Aile Sud					Aile Est				
	$d_r(x)(c)$ (m)	$d_r(x)(c)$ (m)	$d_r(x)(c)$ (m)	H(m)	$0,004. h.$ (m)	$d_r(x)(c)$ (m)	$d_r(x)(c)$ (m)	$d_r(x)(c)$ (m)	H(m)	$0,004. h. v$ (m)
2-3	0.5	0.3	0.2	4.3 5	0.0348	0.2	0.1	0	4.3 5	0.348
1-2	0.2	0.9	0.1	4.6	0.368	0.1	0.1	0	4.6	0.0368
RDC-	0.4	0.1	0.2	4.3	0.0344	0.1	0.1	0	4.3	0.0344

1										
---	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Tableau 31 : Les valeurs des déplacements relatifs entre chaque deux étage

On remarque que tous les valeurs du déplacement relatif sont plus petites que les valeurs de  $(0.004.h.v)$ , ce qui assure que notre structure est en sécurité.

**Remarque :**

*Les valeurs des déplacements présentés dans le tableau concernent seulement les déplacements au niveau des étages. Les déplacements au niveau des chapiteaux nécessitent une étude spéciale à cause de la forme géométrique spéciale et les conditions des matériaux utilisés.*

On a vérifié dans l'étape précédente les relations des déplacements maximaux données par l'Eurocode8, mais, on a bien remarqué le comportement dynamique différent des deux ailes de la structure : l'ail Est et l'ail Sud.

Dans un séisme, la forme de l'aile Sud et sa disposition des voiles, donne la structure une grande rigidité dans le sens X, ce qui limite les déplacements dans cette direction et les oblige des dans le sens Y. Par contre l'aile Est présente une grande rigidité dans le sens Y, ce qui oblige cette partie de subir des grandes déplacements dans le sens X.

En plus, l'analyse modale spectrale, montre que la structure à tendance de se tourner autour d'un axe verticale z, ce qui montre que la zone de l'angle saillant risque d'avoir une concentration des contraintes, alors un risque de rupture.

En plus, la grande longueur de l'aile Sud dans le sens x peut engendrer des problèmes de dilatation thermique du béton.

Notre solution proposer est de mettre un joint qui démarre à partir du rez-de-chaussée, jusqu'au dernier étage, et qui joue un double rôle : un joint sismique et au même temps un joint de dilatation.

D'après l'Eurocode8, La largeur du joint ne doit pas être inférieur à[8] :

- 4 cm en zones Ia et Ib ;
- 6 cm en zones II et III.

Dans le sens x, les déplacements des deux structures est :

$$d_x (\text{aile Sud}) = 0.8$$

$d_x$  (aile Nord)=0.6

$$d_x = \sqrt{0.8^2 + 0.6^2} = \mathbf{1\ cm.}$$

Alors, le déplacement maximal est de 1 cm.

La largeur proposée pour le joint donc, est la valeur minimale donnée par l'Eurocode8, qui est de **6cm**.

Le schéma suivant montre l'emplacement recommandé pour le joint.



Figure 48 : La disposition du joint

# CHAPITRE 5 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

## **I Introduction :**

Dans ce chapitre, notre but est de déterminer le ferrailage de quelques éléments structuraux, en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional, version 2015. La complexité de la structure et la limite du temps nous a obligés d'utiliser un programme informatisé, pour simplifier les calculs, et pour obtenir des résultats corrects et fiables. Les éléments constituant la structure sont distincts, on va choisir quelque élément comme exemples qui résumant la méthode de dimensionnement des sections d'aciers. Pour déterminer un ferrailage fiable, les données introduites dans le logiciel doivent représenter les caractéristiques réelles des éléments. Ces données concernent les différents matériaux utilisées, avec leurs

caractéristiques mécaniques et physiques. Le ferrailage est fait selon les normes de l'Eurocode 2.

Les éléments choisis pour le ferrailage sont mentionnés sur la figure suivante :

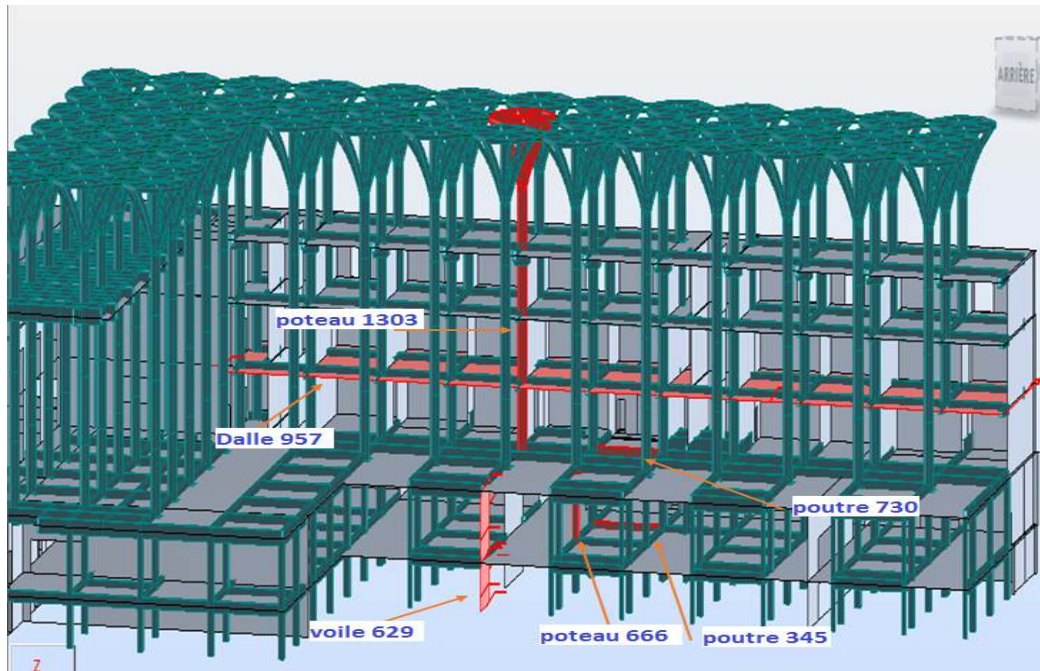


Figure 49 : les éléments ferrailés

## II Ferrailage des poteaux :

### II.1 Poteau 1303 :

Le poteau 1303 a une forme octogonale, il est encastré au plancher du rez-de-chaussée par un socle, jusqu'au plus haut niveau, et porte un chapiteau sur son sommet. Les caractéristiques du poteau sont mentionnées dans le tableau suivant :

Caractéristique		Type/valeur	Commentaire
Forme	Octogonale	8 cotés	-
Dimensions	Pour chaque coté	45,56 cm	-
Matériaux	Béton armé	C 30/37 MPa	-

	Acier	HA 500	-
Elancement	L	<b>3,35</b>	Le poteau est peu élancé
	$L_0$	<b>3,35</b>	
	$\lambda$	<b>12,82</b>	
	$\lambda_{lim}$	<b>263,09</b>	

Tableau 32 : Les caractéristiques du poteau 1303

Les sections obtenues, le nombre des barres ainsi que les espacements sont résumés dans le tableau suivant :

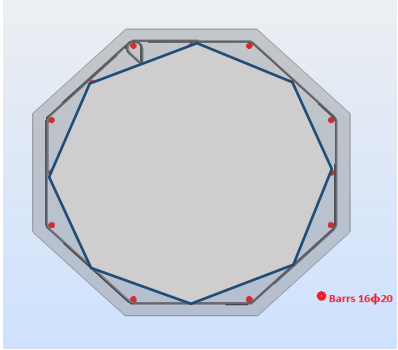
Elément	Description	valeur	Schéma de la section
Type de sollicitations de calcul	Compression Flexion	-	
Armatures longitudinales	Section d'Acier $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	50,26	
	Section d'armature	$\phi 20$	
	Nombre de barres	16	
Armatures transversales	section d'acier $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	11,3	
	Section d'Armature	$\phi 12$	
	Nombre de barres	10	
	Espacement		

Tableau 33 : Le ferraillage du poteau 130

## II.2 Poteau 666 :

Le poteau 666 est un poteau de forme carré de dimensions 60x60cm, situé au premier sous-sol. Les caractéristiques du poteau sont mentionnées dans le tableau suivant :

caractéristique		Type/valeur	Commentaire
Forme	Rectangle	60x60 cm	-
	longueur	3,46 m	
Matériaux	Béton armé	C 30/37 MPa	-
	Acier	HA 500	-
Elancement	L	<b>3,83</b>	Le poteau est peu élancé
	$L_0$	<b>3,83</b>	
	$\lambda$	<b>22,11</b>	
	$\lambda_{lim}$	<b>162,59</b>	

Tableau 34 : Les caractéristiques du poteau 666

Elément	Description	valeur	Schéma de l'élément
Type de sollicitations de calcul	Compression Flexion	-	
Armatures longitudinales	Section d'Acier $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	37,70	
	Section d'armature utilisée	$\phi 20$	
	Nombre de barres	12	
Armatures transversales	section d'acier $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	11,3	
	Section d'Armature utilisée	$\phi 10$	
	Nombre de cadres	12	
	Nombre d'épingles	48	
	Espacement		

Tableau 35 : Le ferraillage du poteau 666

### II.3 Ferraillage du socle 639 :

Le socle 639 est situé au rez-de-chaussée, avec des dimensions de 150x150cm, il est introduit entre les deux poteaux inférieur de type octogonale, et inférieur du type carré, pour assurer une transmission complète des efforts vers les fondations, et pour améliorer les condition de liaison à l'extrémité, et donc assurer un bon comportement du poteau vis-à-vis le flambement. Les caractéristiques du poteau sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

caractéristique		Type/valeur	Commentaire
Forme	carré	150x150 cm	-
	Hauteur	1 m	
Matériaux	Béton armé	C 50/60 MPa	-
	Acier	HA 500	-
Elancement	L	<b>1</b>	Le poteau est peu élancé
	$L_0$	<b>1</b>	
	$\lambda$	<b>2,31</b>	
	$\lambda_{lim}$	<b>378,97</b>	

Tableau 36 : Caractéristiques du socle 639



Les sections obtenues, le nombre des barres ainsi que les espacements sont résumés dans le tableau suivant :

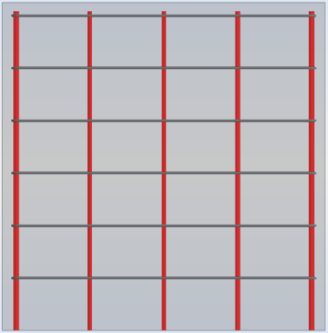
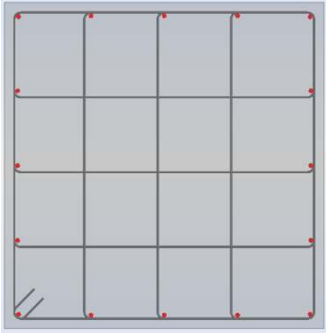
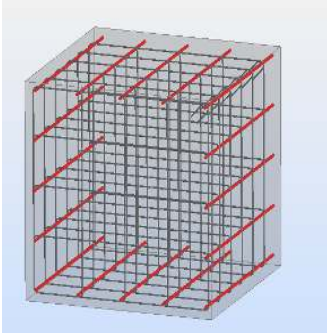
Elément	Description	valeur
Type de sollicitations de calcul	Compression Flexion	-
Armatures longitudinales	Section d'Acier $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	50,27
	Section d'armature utilisée	$\phi 20$
	Nombre de barres	16
Armatures transversales	section d'acier $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	47,50
	Section d'Armature utilisée	$\phi 12$
	Nombre de cadres	6
	Nombre d'épingles	36
	Espacement	
<b>Schémas de ferrailage du socle</b>		
		

Tableau 37 : Le ferrailage du socle 639

### III Ferrailage des poutres :

Les poutres dans notre bâtiment ont des différentes dimensions, on va choisir deux modèles pour le ferrailage.

#### III.1 Poutre 730 :

Cette poutre en béton C30/37, est de section de 40X120 cm et de longueur entre axe de 8,1 m.

Le tableau suivant récapitule le ferraillage de la poutre vis-à-vis les efforts présentés ci-dessous :

Armatures longitudinales $cm^2$			Armatures transversales	
$A_{s,sup}$	7,7	5 $\Phi 14$	Cadres	27 $\Phi 10$
$A_{s,inf}$	12,07	6 $\Phi 16$	Epingles	27 $\Phi 10$

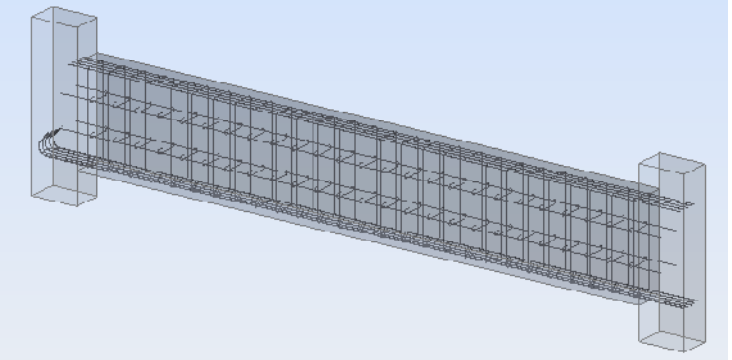
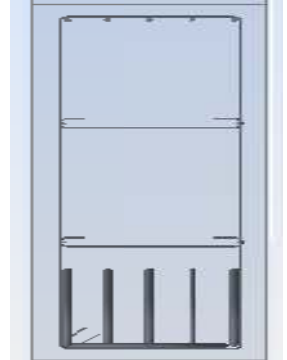



Tableau 38 : Ferraillage de la poutre 730

### III.2 Poutre 345

Section de 40X75 (cm) et de longueur entre axe de 8,1m. Le tableau suivant récapitule le ferraillage de la poutre vis-à-vis les efforts présentés ci-dessous.

Armatures longitudinales $cm^2$			Armatures transversales	
$A_{s,sup}$	2,3	2 $\Phi 12$	Cadres	27 $\Phi 12$
$A_{s,inf}$	16,09	8 $\Phi 16$		

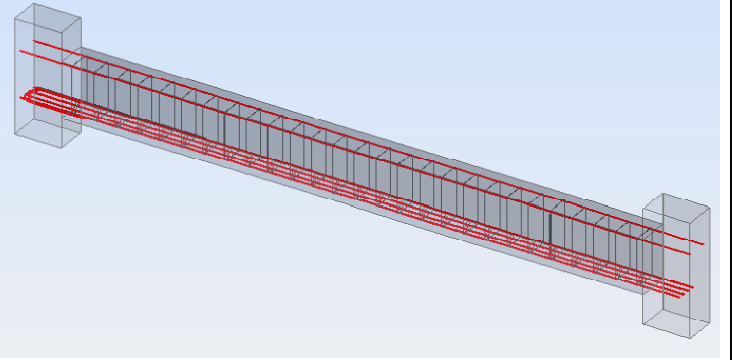
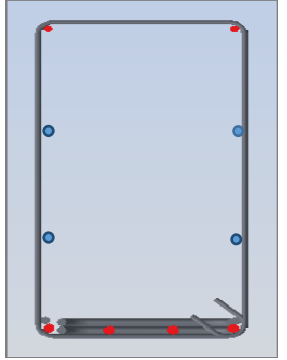



Tableau 39 : Le ferraillage de la poutre 345

**I. Ferraillage du chapiteau :**

Le chapiteau se décompose en trois petites poutrelles qu'on numérote 1, 2 et 3, selon la figure.

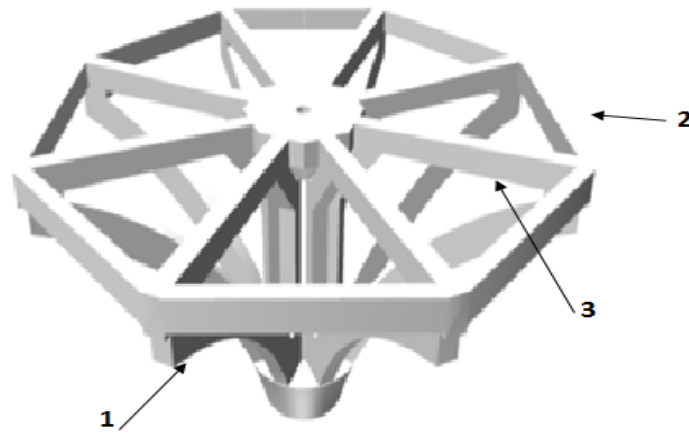


Figure 50 : la décomposition du chapiteau

**III.2.1 Ferraillage de la première poutrelle :**

La première poutre est une poutre courbe de section rectangulaire de dimensions 25x40cm. Les résultats obtenus donnent la valeur de la section d'acier

Armatures longitudinales			Armatures transversales	
$A_{s, inférieurs}$	3,39 cm <sup>2</sup>	3φ12	Cadres	15 φ 8
$A_{s, supérieurs}$	3,39 cm <sup>2</sup>	3φ12		

suivante :

Tableau 40 : Ferraillage de la première poutre

**III.2.2 Ferraillage de la deuxième poutrelle :**

La deuxième poutre est de dimensions 25x30cm. Les armatures obtenues sont :

Longitudinales			Transversales	
$A_{s, inférieurs}$	1,57 cm <sub>2</sub>	2 φ10	Cadres	15 φ 8
$A_{s, supérieurs}$	2,26 cm <sub>2</sub>	2 φ12		
Schémas de ferraillage				

Tableau 41 : Ferraillage de la deuxième poutre du chapiteau

### III.2.3 Ferraillage de la troisième poutrelle :

La troisième partie est une poutre de dimensions 20x30cm.

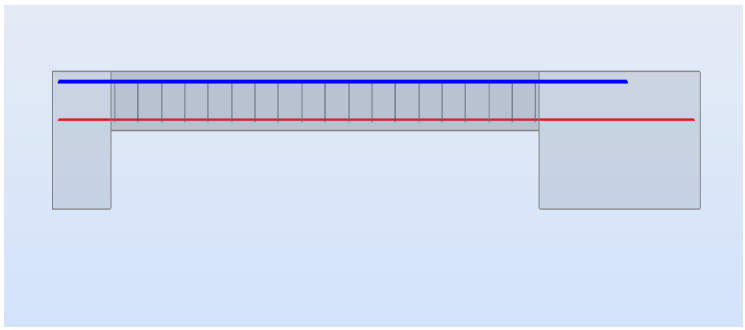
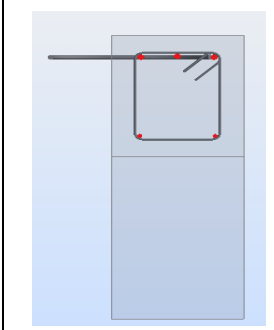
Armatures longitudinales			Armatures transversales	
$A_{s, inférieurs}$	3,39	$3\phi 12$	Cadres	$17\phi 8$
$A_{s, supérieurs}$	1,57	$2\phi 10$		
Schémas de ferraillage				
				

Tableau 42 : Ferraillage de la troisième poutre du chapiteau

## IV Ferraillage d'un voile:

Les voiles distribués sur le bâtiment avec des différentes dimensions. On va choisir un exemple de ces voiles, pour faire son ferraillage.

### IV.1 Ferraillage du voile 629 :

Le voile 629 démarre de la fondation, jusqu'au rez-de-chaussée. Il a les caractéristiques suivantes :

Voile	Hauteur (m)	Largeur (m)	Epaisseur (cm)	Classe béton	acier
629	4,83	4,20	30	C30/37	HA 500

Tableau 43 : Caractéristiques du voile

Armature entre les deux bords				Armatures de bord			
	Section (cm <sup>2</sup> )	Acier	Espacement (cm)		Section (cm <sup>2</sup> )	Acier	Espacement (cm)
Armatures verticales	32,17	$30\phi 16$	28	Longitudinale	16,08	$8\phi 16$	-
Armatures horizontales	45,24	$40\phi 12$	24	Transversale	62,83	$20\phi 16$	-
Epingles	2,24	$582\phi 10$	24 ou 28	Epingles	31,4	$40\phi 10$	24
cadres	0	0		Cadres	15,7	$20\phi 10$	24

Tableau 44 : Le ferraillage obtenu pour le voile 629

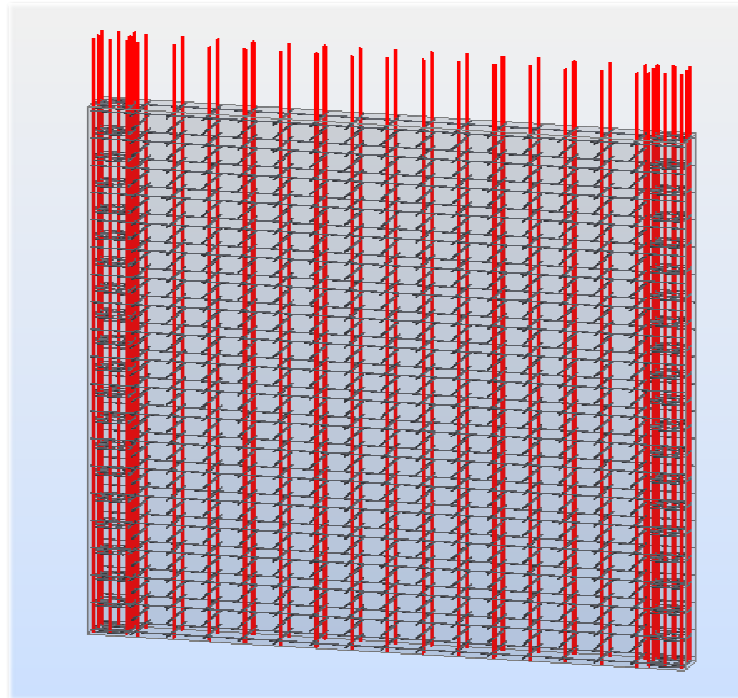


Figure 51 : Ferraillage obtenu pour le voile 629

### V Ferraillage d'une dalle :

La dalle du rez-de-chaussée à comme épaisseur 30cm. Elle est calculée en flexion. Le ferraillage se fait par la méthode de la cartographie, le logiciel donne la cartographie des efforts, des déplacements et de ferraillage. Le ferraillage considéré est celui le plus grand dans chaque cas. Pour les sections d'aciers prises, le tableau suivant résume les valeurs des sections réelles et théoriques calculés :

	At	Ar	As
A(X-) (en cm <sup>2</sup> )	4,61	<b>7,14</b>	2,53
A(Y-) (en cm <sup>2</sup> )	2,26	<b>3,14</b>	0,88
A(X+) (en cm <sup>2</sup> )	12,80	<b>14,14</b>	1,35
A(Y+) (en cm <sup>2</sup> )	17,18	<b>18,85</b>	1,67

Tableau 45 : Les sections d'acier recommandées pour le ferraillage

- Ax(+): section des armatures dans la nappe inférieure de radier dans le sens x.
- Ay(+): section des armatures dans la nappe inférieure de radier dans le sens y.
- Ax(-): section des armatures dans la nappe supérieure de radier dans le sens x.
- Ay(-): section des armatures dans la nappe supérieure de radier dans le sens y.

La section minimale utiliser pour les nappes supérieures et inférieures, et pour les armatures de peau est déterminée, d’après l’EC 2, par la relation suivante [5]:

$$A_{s,min} = 0,20 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot h \text{ si } h \leq 30\text{cm}$$

$f_{ctm}$  : Résistance à la traction du béton à 28 jours

$f_{yk}$  : Résistance de calcul des armatures (limite d’élasticité),

b et h sont les caractéristiques de la section.

Les armatures utilisées pour le ferraillage sont du type HA 500, alors, La limite d’élasticité des armatures est de :  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ .

Le béton utilisé pour le plancher est de classe C30/37, la résistance à la traction estimé par l’essai de la traction directe au laboratoire est de :  $f_{ctm} = 3,12 \text{ MPa}$

$$A_{s,min} = 0,20 \cdot \frac{3,12}{500} \cdot 1.0,3 = \mathbf{3,7 \text{ cm}^2}$$

On remarque que dans le cas des armatures du sens y (Y-), la valeur obtenus de la section est de 3,14 cm<sup>2</sup>, ce qui est inférieur à la valeur minimale, alors on prend :

$$A(Y -) = A_{s,min} = 3,7\text{cm}^2$$

Alors, le ferraillage de la dalle est résumé dans le tableau suivant :

	As prise (cm <sup>2</sup> )	Armatures	Espacement (cm)
A(X-) (en cm <sup>2</sup> )	7,14	7 Φ12	14
A(Y-) (en cm <sup>2</sup> )	3,7	5Φ10	20
A(X+) (en cm <sup>2</sup> )	14,14	10Φ14	10
A(Y+) (en cm <sup>2</sup> )	18,85	13Φ14	8

Tableau 46 : Sections et armatures pour le ferraillage de la dalle

Les cartographies et les plans de ferraillage de la dalle sont présentés dans l’annexe E.

## VI Conclusion du chapitre

Dans ce chapitre, on a fait un ferraillage de quelques éléments constituant notre structure pour donner une vue générale sur la méthode de dimensionnement des armatures par le logiciel Robot, et pour avoir un ordre de grandeur sur le ferraillage des autres éléments porteurs. Finalement, on a opté pour des sections de ferrailages logiques, des grandes sections d’armatures dans les zones tendues, et des sections plus petites dans les sections comprimées où le béton joue le rôle du matériau résistant.

## Conclusion générale

Ce modeste travail porte sur l'étude et le dimensionnement de la partie Esplanade/Parking (bâtiment C4-1) appartenant au projet de construction de la Grande Mosquée d'Alger. Ce travail est organisé essentiellement autour de trois points essentiels.

Durant cette modeste étude, nous avons essayé de faire une comparaison entre différents règlements. A titre d'exemple, pour l'analyse sismique, nous avons travaillé avec l'Eurocode 8 et le RPA99/2003 pour le spectre de réponse. Les résultats obtenus en utilisant l'Eurocode 8 sont plus défavorable que ceux obtenus avec le RPA99/2003. Cependant, ce constat ne peut pas être généralisé à l'ensemble du projet. En effet, les hypothèses de calcul varient d'une structure à une autre.

Pour conclure, nous pouvons affirmer que cette modeste contribution nous a donné l'occasion de nous améliorer, d'une part, dans le dimensionnement des sections, et d'autre part, dans le calcul sismique. Mais aussi, d'apprécier les biens faits de la communication et du travail en équipe indispensables pour le métier d'ingénieur.

Par ailleurs, ce projet de fin d'études constitue une étape nécessaire et complémentaire pour notre formation d'ingénieur en génie civil. Et, bien sûr, nous espérons qu'il servira de référence pour les projets à venir.





## REFERENCES

1. Thonier, H., *Conception et calcul des structures de bâtiment* 1999: Presses de l'Ecole Nationales des Ponts et Chaussées.
2. EN, *Eurocode 1: Actions sur les structures*, 1991, AFNOR.
3. EN, *Eurocode 7: Calcul géotechnique*, 1997, AFNOR.
4. EN, *Eurocode 2: Calcul des structures en béton*, 1992, AFNOR.
5. Roux, J., *Maîtrise de l'Eurocode 2: Guide d'application* 2011: Editions Eyrolles.
6. Davidovici, V., et al., *Pratique du calcul sismique: Guide d'application* 2013: Editions Eyrolles.
7. Normes Algériennes, *RPA 99*. CGS Alger, 2003. Aléa sismique et spectre de réponse
8. EN, *Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*, 1998, AFNOR.